

GOBIERNO DEL ESTADO DE DURANGO

COMISIÓN DEL AGUA DEL ESTADO

COORDINACIÓN DE PROYECTOS ESTRATÉGICOS

**DICTAMEN DE UN EXPERTO INDEPENDIENTE DEL PROYECTO DE
CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA TUNAL II PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA LA CIUDAD DE DURANGO, DGO.**

Marzo 2020
TRABAJO ELABORADO POR
F GLEZ CONSULTORES Y ASOCIADOS SA DE CV
CONTRATO No.: CAED-PNE-002-20

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Dictamen de un Experto Independiente del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Elaborado por:



F GLEZ CONSULTORES Y ASOCIADOS S.A. DE C.V.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

1.	TÍTULO.....	5
2.	DESTINATARIO	5
3.	INTRODUCCIÓN.....	5
4.	ALCANCE DEL DICTAMEN.....	6
5.	LA OPINIÓN SUSTENTADA PARA CADA UNO DE LOS TEMAS DICTAMINADOS	8
5.1.	Análisis de la factibilidad Técnica	9
5.1.1.	Análisis de los estudios básicos: Geotecnia y mecánica de suelos.	9
5.1.2.	Análisis de los estudios básicos: Hidrología	10
5.1.3.	Análisis del Proyecto Ejecutivo de la Cortina	16
5.1.4.	Análisis de los elementos presentados a nivel de ingeniería básica.....	17
5.2.	Análisis de la Factibilidad Económica del Proyecto	18
5.3.	Análisis de la factibilidad Ambiental	20
5.4.	Análisis de la Factibilidad Legal del Proyecto	21
6.	LOS ARGUMENTOS QUE SUSTENTEN LA OPINIÓN DEL DICTAMINADOR, EN LOS QUE SE SEÑALE LA INFORMACIÓN PROPORCIONADA POR LA DEPENDENCIA O ENTIDAD QUE SIRVIÓ DE BASE PARA SU ELABORACIÓN	21
6.1.	Descripción del Proyecto de Inversión.....	21
6.1.1.	Presa Tunal II	22
6.1.2.	Cortina	22
6.1.3.	Obra de desvío.....	23
6.1.4.	Obra de toma	24
6.1.5.	Vertedor de excedencias.....	24
6.1.6.	Elementos de la infraestructura para el abastecimiento de agua potable	25
6.2.	Documentación evaluada	28
6.2.1.	Elementos de la evaluación socioeconómica del proyecto.....	29
6.2.2.	Proyecto ejecutivo de la Presa Tunal II	30
6.2.3.	Elementos del proyecto a nivel de ingeniería básica	32
6.2.4.	Otra información recopilada	32
6.3.	Análisis de los estudios básicos y factibilidades del Proyecto	34
6.3.1.	Revisión a los estudios básicos de geotecnia y mecánica de suelos.....	34
6.3.2.	Revisión y verificación del análisis hidrológico del río Tunal	84
6.4.	Evaluación de la Factibilidad Técnica.....	127
6.4.1.	Revisión del proyecto ejecutivo de la presa Tunal II	127
6.4.2.	Procedimiento de construcción de la cortina de CCR	135
6.4.3.	Tratamiento de la roca	137

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

6.4.4.	Evaluación del diseño de las obras hidráulicas de la presa.....	142
6.4.5.	Criterios de diseño recomendados para la Obra de toma	174
6.4.6.	Criterios de diseño recomendados para la Planta de bombeo	175
6.4.7.	Recomendaciones para el diseño de Planta de Bombeo	188
6.4.8.	Criterios de diseño recomendados para la Planta Potabilizadora	191
6.4.9.	Criterios de diseño recomendados para las Conducciones.....	192
6.4.10.	Conclusión de la evaluación de la Factibilidad Técnica.....	207
6.5.	Evaluación de la Factibilidad Económica.....	210
6.5.1.	Opinión sobre el análisis de alternativas.....	214
6.5.2.	Opinión sobre la identificación, cuantificación y valoración de los costos	217
6.5.3.	Opinión sobre la identificación, cuantificación y valoración de los beneficios.....	226
6.5.4.	Revisión de parámetros y cálculo de indicadores	227
6.5.5.	Principales riesgos económicos (incrementos de costos, caída en beneficios y demanda)	229
6.5.6.	Conclusión de la evaluación de la Factibilidad Económica	230
6.6.	Evaluación de la factibilidad Ambiental.....	233
6.6.1.	Medidas de restauración.....	233
6.6.2.	Conclusión de la evaluación a la Factibilidad Ambiental	234
6.7.	Evaluación de la Factibilidad Legal	236
6.7.1.	Conclusión de la evaluación de la Factibilidad Legal.....	236
7.	RESOLUTIVO	238
7.1.	Nombre, firma, cédula profesional y correo electrónico de cada una de las personas físicas que efectivamente elaboraron el Dictamen	239
8.	ESTUDIOS Y ACCIONES QUE DEBEN SER VALIDADAS O SUJETAS A AUTORIZACIONES DE AUTORIDAD COMPETENTE	240
9.	EXPERTOS INVOLUCRADOS RESPONSABLES DEL DICTAMEN	242
9.1.	Organigrama de los involucrados	242
10.	BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES DE INFORMACIÓN	243
11.	ÍNDICE DE TABLAS	245
12.	ÍNDICE DE FIGURAS	247

1. TÍTULO

DICTAMEN DE UN EXPERTO INDEPENDIENTE DEL PROYECTO:

CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA TUNAL II PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE DURANGO, DGO.

2. DESTINATARIO

De acuerdo a lo establecido en el contrato No. CAED-PNE-002-20 para llevar a cabo el Dictamen denominado “Dictamen de un experto Independiente para el Proyecto de la Presa de Almacenamiento Tunal II, en el Municipio de Durango, Dgo.”, se hace entrega de los resultados del concernientes a los Estudios Básicos, Factibilidad Técnica, Económica, Ambiental y Legal.

El presente Dictamen se entrega al Ing. Rafael Sarmiento Álvares, Director General de la Comisión del Agua del Estado de Durango (CAED).

3. INTRODUCCIÓN

Con fecha del 5 de noviembre de 2019 quedó registrado ante la Unidad de Inversiones de la Secretaría de Hacienda y crédito Público el proyecto CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA TUNAL II PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE DURANGO, DGO con Clave de cartera 1916B000059, por un monto total de inversión de \$3,339,227,669 incluyendo el impuesto al valor agregado y un costo total del PPI de \$5,592,130,079.

De acuerdo con la Ley de Responsabilidad Hacendaria y su Reglamento, el Gobierno del Estado de Durango contrató a una firma de consultoría con las capacidades y el personal que cumple con los Lineamientos emitidos por la SHCP para emitir un Dictamen elaborado por un tercero experto para concluir los trámites de registro en cartera correspondientes. El dictamen consiste en emitir una opinión externa del Estudio de Evaluación Socioeconómica registrado, soportada en el análisis de la documentación de los estudios básicos y factibilidades disponibles a la fecha sobre el proyecto de “Construcción de la presa Tunal II para el abastecimiento de agua potable para la ciudad de Durango, Dgo.”

El proyecto dictaminado tiene como propósito: proteger la salud de los habitantes de la ciudad de Durango al incorporar agua apta para el uso y consumo humano proveniente de una nueva fuente de abastecimiento, a través de la captación, almacenamiento, conducción y potabilización del agua del río Tunal. Para esto, se plantea el trasvase de la nueva presa a la presa Guadalupe Victoria (Tunal); la

construcción de la planta de bombeo; la instalación de un tanque de aguas crudas y la planta potabilizadora; y la conducción por gravedad hasta los tanques de regularización.

De acuerdo con la Evaluación Socioeconómica del proyecto y sus factibilidades presentadas por la CONAGUA a la Unidad de Inversiones de la SHCP plantea que el 100 % del agua producida para el sector público urbano de la ciudad de Durango rebasa el límite permitido de concentración de flúor, mientras que el 40.43 % supera el límite permitido de concentración de arsénico. Por ello, se considera que la totalidad de las fuentes de abastecimiento actuales no producen agua potable, es decir presentan una calidad no apta para el uso y consumo humano, de acuerdo con lo establecido en la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994.

El horizonte de planeación del proyecto es de 35 años, 1 de planeación, 4 de ejecución y 30 de operación. Según el programa de inversión, se tiene planeado el iniciar la ejecución en el año 2020 y terminar en 2023.

Los principales componentes del proyecto corresponden a la Presa Tunal II, la planta potabilizadora y la planta de bombeo con 71.4%, 16.9% y 8.8%, de la inversión total, respectivamente. El restante 2.7% se distribuye en el acueducto (1.7%) y la obra de toma (1.0%).

La estructura del dictamen es el siguiente:

- 1) Título;
- 2) Destinatario;
- 3) Introducción
- 4) Alcance del dictamen;
- 5) La opinión sustentada para cada uno de los temas dictaminados,
- 6) los argumentos que sustentan la opinión del dictaminador, en los que se señale la información proporcionada por la dependencia o entidad que sirvió de base para su elaboración;
- 7) La fecha;
- 8) Expertos involucrados responsables del Dictamen y;
- 9) Bibliografía y fuentes de información.

4. ALCANCE DEL DICTAMEN

El alcance del presente Dictamen es emitir una opinión externa soportada en el análisis de la documentación de los estudios básicos y factibilidades disponibles a la fecha sobre el proyecto de “Construcción de la presa Tunal II para el abastecimiento de agua potable para la ciudad de Durango, Dgo.”

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

La Ley Federal de Presupuesto y Responsabilidad Hacendaria establece el procedimiento que las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal deben observar para la programación de los recursos destinados a programas y proyectos de inversión y señalan que las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal deberán presentar a la Secretaría de Hacienda y Crédito Público la evaluación costo y beneficio de los proyectos de inversión a su cargo, misma que, a solicitud de esta Secretaría deberá estar dictaminado por un experto independiente (fracción II del artículo 34 de la Ley).

Asimismo, el Reglamento de la Ley Federal de Presupuesto y Responsabilidad Hacendaria establecen que están sujetos a la obligación de contar con el dictamen favorable del experto independiente sobre la factibilidad técnica, económica y ambiental, los proyectos de inversión, así como, prevé que, en la designación y contratación de los expertos que elaboren los dictámenes de los programas y proyectos de inversión sujetos a este requerimiento, se deben observar las disposiciones que establezca la Secretaría de Hacienda y Crédito Público. (Artículo 53 del Reglamento).

En este sentido y tomando en consideración que, en los Lineamientos relativos a los dictámenes de los programas y proyectos de inversión a cargo de las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal emitidos por la Secretaría de Hacienda y Crédito Público, publicados en el Diario Oficial de la Federación el 29/08/2019, se establecen las actividades que el Dictaminador independiente deberá realizar, (Capítulo IV lineamiento 7) así como cuales deben ser las recomendaciones que deben contener su dictamen. (Capítulo V lineamiento 9).

Los trabajos del dictamen, en cuanto a la revisión de sus principales elementos, fueron realizados por un grupo multidisciplinario de expertos en sus respectivas áreas. El Dictamen contempla las opiniones y análisis de cada experto para cada concepto analizado.

La información recopilada se clasificó de acuerdo con su tipo y nivel de análisis en estudios básicos, proyectos ejecutivos, estudios de ingeniería básica, así como estudios técnicos, económicos, ambientales y legales.

Las principales fuentes de información recopilada y revisadas para emitir la opinión fue: Evaluación socioeconómica del proyecto presentada por la CONAGUA y registrada en la Unidad de Inversiones, su memoria de cálculo, y los análisis de factibilidad Técnica, Ambiental, Económica, Legal. Se evaluó también el proyecto ejecutivo de la Presa Tunal II que se encuentra en proceso de validación de la autoridad del agua y promotor del proyecto, el programa de obra, las memorias descriptivas y de cálculo de diversos elementos del proyecto, los planos de proyecto; el informe geológico-geotécnico; el análisis hidrológico; los documentos y oficios referentes a la Manifestación de Impacto Ambiental y a los Estudios Técnicos Justificativos para cambio de uso de suelo e; Información referente al uso y cobertura de servicios por parte del organismo Aguas del Municipio de Durango.

Por lo anteriormente expuesto los alcances del presente Dictamen se describen a continuación partiendo de la información proporcionada por la dependencia o entidad, así como con la información

que sea pública y de fuentes oficiales. El dictaminador realizó las siguientes actividades en cumplimiento a los lineamientos aprobados y emitidos de conformidad con la Ley de Responsabilidad Hacendaria y su Reglamento:

- I. Revisar que cada uno de los estudios y documentos que ha sido elaborado con criterios, técnicas, metodologías o procedimientos que cumplan condiciones de objetividad, razonabilidad y verificabilidad;*
- II. Verificar que los estudios realizados para cada concepto son los necesarios y suficientes; De la revisión se determina que el proyecto cuenta con los estudios y documentos necesarios para iniciar la ejecución de los trabajos.*
- III. Verificar que el proyecto de inversión haya sido diseñado bajo supuestos razonables, en relación con cada uno de los estudios que componen el concepto de que se trate;*
- IV. Verificar la composición y los valores de cada uno de los parámetros que constituyen los indicadores de rentabilidad aplicables a la evaluación del proyecto de inversión;*
- V. Verificar que el proyecto de inversión es susceptible de generar un beneficio social neto bajo los supuestos razonables a que se refiere el numeral III anterior, en relación con cada uno de los estudios que componen el concepto de que se trate.*

5. LA OPINIÓN SUSTENTADA PARA CADA UNO DE LOS TEMAS DICTAMINADOS

De acuerdo al artículo 53 del Reglamento de la Ley Federal de Presupuesto y Responsabilidad Hacendaria que establece que los proyectos de inversión están sujetos a la obligación de contar con el dictamen favorable a que se refiere el artículo 34, fracción II, de la LFPyRH, respecto del análisis de factibilidad técnica, económica, ambiental y en su caso, sobre el proyecto ejecutivo de obra pública; así como a lo establecido por los LINEAMIENTOS relativos a los dictámenes de los programas y proyectos de inversión a cargo de las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal, vigentes, en donde se establece las actividades que el dictaminador deberá realizar, así como el contenido del dictamen, se concluye que:

- I.** Una vez revisados los estudios y documentos generados para cada uno de los conceptos que componen los estudios de preinversión del Proyecto han sido elaborados con criterios, técnicas, metodologías o procedimientos que cumplan las condiciones de objetividad, razonabilidad y verificabilidad;
- II.** Verificado que los estudios realizados para cada concepto son los necesarios y suficientes;
- III.** Verificado que el Proyecto de Inversión fue diseñado bajo supuestos razonables, en relación con cada uno de los estudios que componen sus conceptos;
- IV.** Verificado la composición y los valores de cada uno de los parámetros que constituyen los indicadores de rentabilidad aplicables a la evaluación del Proyecto de Inversión,

- V. Verificado que el Proyecto de Inversión es susceptible de generar un beneficio social neto bajo los supuestos razonables, en relación con cada uno de los estudios que componen los conceptos,

Los estudios de Geotecnia, Mecánica de Suelos e Hidrológico, así como las factibilidades Técnica, Económica, Ambiental, Legal y el proyecto ejecutivo de la Presa el Tunal II, del **Proyecto de “Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.”** fueron elaborados con criterios, técnicas, metodologías y parámetros aceptados en la ingeniería para este tipo de obras, por tanto, **se RECOMIENDA EJECUTAR EL PROYECTO DE INVERSIÓN.**

Cabe mencionar que, para fines de estructura los resultados de los estudios básicos concernientes a los geotécnicos y de mecánica de suelos, así como la revisión y verificación del análisis hidrológico del río Tunal se presentan como parte de la Factibilidad Técnica.

5.1. Análisis de la factibilidad Técnica

5.1.1. Análisis de los estudios básicos: Geotecnia y mecánica de suelos.

No se tiene un conocimiento suficiente de las propiedades y comportamiento geomecánico de la falla geológica ubicada en el centro del cauce del río. Es condición necesaria realizar un estudio complementario adicional, básicamente en la zona central del cauce, con la perforación de al menos dos sondeos exploratorios y la realización de diversos ensayos para la determinación de propiedades mecánicas del macizo rocoso en la zona central de la falla geológica y tener así una caracterización geotécnica más detallada de los materiales en esta área. Los detalles para la realización de estos estudios se encuentran en el capítulo correspondiente de la evaluación de los estudios básicos de este dictamen, así como en las comunicaciones de la autoridad del agua con la CAED.

De los estudios, en superficie la roca resultó con baja resistividad (90-120 Ω m). A profundidad el macizo rocoso está constituido por una matriz densa y dura (500 a 2000 Ω m) con fracturamiento sellado que le confiere baja permeabilidad. Es adecuado que el espesor de la regularización de la roca sea de 10 m con lo que se elimina la roca con estructura relajada y permeable. La información revisada da evidencia de una calidad del macizo rocoso de regular a buena y suficiente resistencia estructural para soportar las fuerzas y presiones a que se verá sometida.

La calidad geotécnica de la roca, con base en las clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos RQD y RMR, resultó regular con valores de RQD entre 50 y 75 % y RMR con valores de 51 a 65 puntos y clase II que la califica regular. De acuerdo con los resultados evaluados, los riesgos en la construcción del túnel de la obra de toma son de moderados a bajos. Los valores observados de la

permeabilidad de la roca son muy bajos, con valores entre 0.05 a 12.54 UL. Se considera que 1 UL = 1×10^7 cm/s que la califica como impermeable.

Derivado de los datos que muestran un fracturamiento intenso en el sitio de la presa, con separación estimada de 1 a 2 m y buzamiento subvertical. Conviene que se revise y refuerce el tratamiento de la roca a base de inyecciones de cemento, tanto en la cimentación de la cortina como en ambas laderas. Las inyecciones del tapete de consolidación e impermeabilización conviene ejecutarlas directamente sobre la roca una vez terminada la excavación de regularización, y no ejecutarlas desde la losa de concreto dental de nivelación del desplante del CCR, como ha sido propuesto por el proyectista.

5.1.2. Análisis de los estudios básicos: Hidrología

Se recomienda revisar los niveles de operación de la presa Guadalupe Victoria, ya que se menciona una sobreelevación de uno de los vertedores; sin embargo, no se ha ajustado la capacidad del embalse y descarga. Se considera que la presa Guadalupe Victoria se está operando con niveles y reglas de operación inseguros e inadecuados ante la posible ocurrencia de fenómenos hidrometeorológicos extremos.

En cuanto al gasto ecológico, en la hoja de cálculo proporcionada no se justifica la utilización del apartado C de la norma.

Tránsito de la avenida

- Como parte de la revisión de la factibilidad hidrológica, se realizó el análisis del tránsito de avenidas mediante el programa TRATE_VDM.exe, elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Se realizó el tránsito de la avenida para un periodo de retorno de 10 000 años, proporcionado por la GASIR con un pico máximo de 3701.70 m³/s.
- Los resultados indican que el gasto máximo de salida por el vertedor de la presa El Tunal II es de 2841.43 m³/s y la elevación máxima alcanzada para estas condiciones fue la elevación 2031.84 msnm, quedando un bordo libre de 1.15 m hasta el nivel de corona, reportado, lo que se traduce en favorable.
- Para transitar el hidrograma de salida de la presa El Tunal II a la presa Guadalupe Victoria se hicieron las siguientes consideraciones:
 - 1) Aumentar este hidrograma en 3.89 % para representar la aportación por cuenca propia del tramo entre El Tunal II y Guadalupe Victoria, como se menciona en el estudio hidrológico de la presa El Tunal II;
 - 2) El cauce entre las dos presas no regula un volumen importante de agua, ya que la salida del hidrograma en la presa El Tunal II y el vaso de la presa Guadalupe Victoria se encuentran a 7 km, aproximadamente.
- Los resultados indicaron que el gasto máximo descargado por la presa Guadalupe Victoria es de 2887.77 m³/s y el nivel máximo alcanzado es la elevación 1933.65 msnm,

0.54 m por encima del NAME reportado; sin embargo, en el registro del SISP de la CONAGUA se reporta un nivel de corona a la elevación 1934.80 msnm, para la presa Guadalupe Victoria, por lo que la elevación máxima quedaría 1.15 m por debajo de la corona.

- Los resultados obtenidos mostraron que la presa El Tunal II cuenta con una regulación importante para condiciones hidrometeorológicas extremas, ya que pudo bajar el pico de una avenida de diseño de los 3701.07 m³/s a 2887.00 m³/s, lo que representa una disminución en el pico del orden de 22 %, que podría ser de gran ayuda aguas abajo de ambas presas.
- **Se recomienda revisar los niveles de la presa Guadalupe Victoria en campo, como es el NAMO, NAME y CORONA**, ya que existe una nota en el SISP donde se menciona que uno de los vertedores se sobreelevó en 2 metros en el año 2010. Sin embargo, no se ha ajustado la capacidad de embalse y descarga.
- La presa Guadalupe Victoria está clasificada por CONAGUA como de riesgo ALTO y no puede transitar una avenida de diseño mayor a los 500 a 1000 años con las reglas de operación actuales. La presa Tunal II sería un elemento importante en la mitigación del riesgo hidrológico que hoy presenta la presa Guadalupe Victoria. La avenida máxima calculada por la GASIR (10 mil años de período de retorno) es de 3,701 m³/s. En un funcionamiento conjunto con la presa Tunal II, la presa Guadalupe Victoria debe transitar 2,887 m³/s si las reglas de operación del sistema se ajustan. Se deben realizar las obras de reparación y mantenimiento, y ajustar las reglas de operación y funcionamiento de ambos vertedores con un NAMO de entre los 52 y 90 millones de m³.
- Se recomienda realizar los estudios para revisar la seguridad de la presa Guadalupe Victoria e incluir en el proyecto las obras y acciones para disminuir el riesgo conforme a las normas de la CONAGUA.
- **Realizar una modelación hidráulica unidimensional o bidimensional aguas abajo de la presa Guadalupe Victoria, bajo condiciones actuales y de proyecto** para ver la reducción de los daños a las poblaciones aguas abajo con el proyecto de la presa El Tunal II.

5.1.2.1. Funcionamiento de vasos

- Los resultados obtenidos mediante la hoja del funcionamiento del vaso, proporcionada por la CAED, no tomaron en cuenta garantizar el caudal ecológico en el tramo comprendido entre la presa Tunal II y Guadalupe Victoria, ni tampoco la demanda para uso de agua potable y agrícola por separado, por lo que se construyó una simulación propia.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Resultados CAED	Agua Potable	Agrícola	Total
Demanda AP	57	37.62	94.62
VOLUMEN MEDIO SUMINISTRADO	56	35	90.8
% aprovechamiento de la entrada	44%	28%	72%
Déficit medio	1.01%	3.0%	4.0%
Déficit máximo anual	20.6%	32.1%	52.7%
Años totales con déficit	10	11	11
Años consecutivos con déficit	4	4	4
Número de meses con vertidos			53
Volumen máximo vertido en un mes			183.8
Caudal máximo vertido			2127
Volumen escurrimiento medio aportado			124.23
Volumen máx. escurrimiento medio aportado			191.40
Volumen min escurrimiento medio aportado			0.21

- En la evaluación de estos datos se observan déficits en el aprovechamiento del río Tunal que sobrepasan las prácticas y criterios usualmente aplicados por la CONAGUA. El déficit máximo anual en agua potable es de 21 %; en uso agrícola es de 32 %, y en el uso combinado de 53 %. Este déficit se presentó en el año 2001.
 - Los años consecutivos con déficit en ambos usos son cuatro.
 - El número de años con un déficit mayor al 5 % para agua potable es de seis, y para uso agrícola es de 10 de 69 años analizados.
 - Los meses con déficit superior al 15 % de la demanda de agua potable son de abril a junio, siendo mayo el mes con mayor déficit.
 - El mayor déficit en agua potable y agrícola se presentó en el año 2001, con un volumen de aproximadamente 19.5 hm³ en agua potable, distribuidos en los meses de enero a junio y de 30.4 hm³ de agua para riego, distribuidos en los meses de enero a junio.
 - Se identificaron tres periodos de déficit, comprendidos entre 1954-1958, 1980-1983 y 1999 al 2002, siendo el más significativo en el año 2001 con un volumen para una demanda combinada de aproximadamente 50 hm³, que representa el 53 % de la demanda.
 - Dada las condiciones de las presas se garantiza el suministro anual con un déficit menor al 5 % en un 86 % de las veces, por lo que el 14 % restante deberá suministrarse mediante una fuente alterna que sea capaz de garantizar el abasto durante aproximadamente cuatro años consecutivos.

5.1.2.2. Calidad de los datos

Se realizó un análisis de calidad de los datos que se utilizaron para el funcionamiento del sistema con y sin presa Tunal II.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

- Para el análisis de aprovechamientos, se eliminaron los datos que no tienen confiabilidad o fuente confiable y se utilizaron datos oficiales de la CONAGUA con el objeto de revisar el funcionamiento del sistema.
- Se hicieron comparaciones con otras estaciones climatológicas e hidrométricas de la región para revisar la consistencia de los datos, especialmente en períodos con fenómenos extremos de avenidas y sequías. Los datos obtenidos fueron contrastados con los datos de aprovechamiento y antifuncionamiento del Distrito de Riego 052.
- Se obtuvo una serie de datos suficiente para realizar los tránsitos y simulaciones utilizando WEAP. Una vez corregida la serie de tiempo, el período 1999-2001 presenta los máximos déficits en la satisfacción de la demanda. Este período rige en el cálculo de los déficits de aprovechamiento anual y mensual que debieran tomarse en consideración para la construcción de reglas de operación del sistema y el manejo de las sequías en la región en función de los déficits permisibles

5.1.2.3. Análisis del agua aprovechable y déficits en el abastecimiento

- Se realizó una simulación utilizando la plataforma WEAP para establecer volúmenes mínimos y máximos de aprovechamiento de los escurrimientos de la cuenca, así como el comportamiento de los déficits en el abastecimiento de los diversos usos del agua. El alcance del análisis realizado en la plataforma “WEAP” muestra que es posible y conveniente incrementar el aprovechamiento del agua disponible en la cuenca hasta el 70%.
- Es necesario establecer reglas de operación y un reglamento de para la operación de la infraestructura para llegar a tener un volumen aprovechable del orden de los 85 Hm3 sin que se incrementen los déficits observados en la serie de tiempo para el uso agrícola y proporcionando hasta 2m3/s a la ciudad de Durango para uso público urbano.
- Los resultados del modelo de funcionamiento por la plataforma “WEAP” son los siguientes:

Descripción	Valores de resultado				Unidades
Demanda urbana	61	61	61	61	Hm3
Demanda agrícola	14	24	38	54	Hm3
Volumen de entrada total	8082	8082	8082	8082	Hm3
Volumen para uso urbano	3453	3436	3431	3428	Hm3
Volumen para riego	785	1254	1703	2052	Hm3
Aprovechamiento total	52%	58%	64%	68%	%
Aprovechamiento urbano	43%	43%	42%	42%	%
Aprovechamiento agrícola	10%	16%	21%	25%	%
Volumen de derrames total	2433	2047	1682	1406	Hm3

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

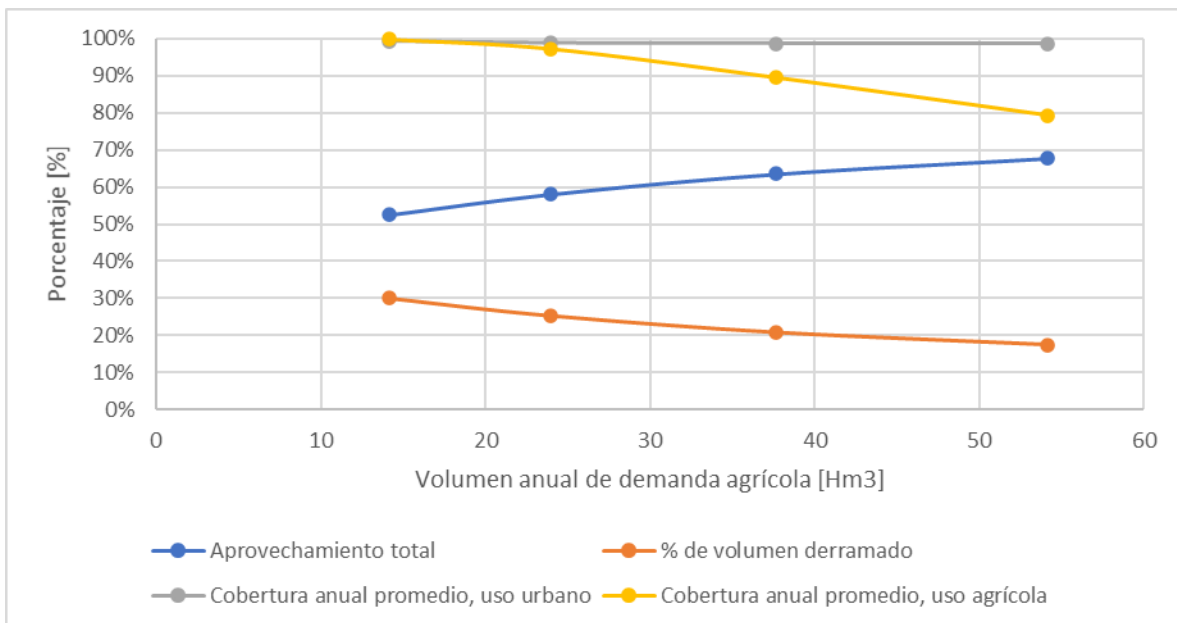
% de volumen derramado	30%	25%	21%	17%	%
Cobertura anual promedio, uso urbano	99%	99%	99%	99%	%
Cobertura anual promedio, uso agrícola	100%	97%	90%	79%	%
Cobertura anual mínimo, uso urbano	76%	64%	64%	64%	%
Cobertura anual mínimo, uso agrícola	97%	77%	60%	48%	%
Déficit anual promedio, uso urbano	1%	1%	1%	1%	%
Déficit anual promedio, uso agrícola	0%	3%	10%	21%	%
Déficit anual máximo, uso urbano	24%	36%	36%	36%	%
Déficit anual máximo, uso agrícola	3%	23%	40%	52%	%
Cobertura mensual promedio, uso urbano	99%	99%	99%	99%	%
Cobertura mensual promedio, uso agrícola	100%	99%	95%	90%	%
Cobertura mensual mínimo, uso urbano	25%	24%	24%	24%	%
Cobertura mensual mínimo uso, agrícola	86%	51%	32%	22%	%
Déficit mensual promedio, uso urbano	1%	1%	1%	1%	%
Déficit mensual promedio, uso agrícola	0%	1%	5%	10%	%
Déficit mensual máximo, uso urbano	75%	76%	76%	76%	%
Déficit mensual máximo, uso agrícola	14%	49%	68%	78%	%

- Las características consideradas para el modelo de funcionamiento son:

- 1) Demanda de la ciudad Victoria de Durango 61 Hm3
- 2) Demanda del DDR 052 módulo III 37.62 Hm3
- 3) Capacidad de la presa El Tunal II al vertedor 126.28 Hm3
- 4) Capacidad de la presa Guadalupe Victoria 90 Hm3
- 5) Periodo de simulación enero 1963–diciembre 2012
- 6) Las curvas elevaciones capacidades que se utilizaron son las mismas que las presentadas para el modelo anterior.
- 7) Capacidad de la obra de toma de ambas presas, definida de la información entregada y con valor de 15 m³/s, para ambas.
- 8) La política de operación define que la presa El Tunal mantenga su almacenamiento alto, mientras que la presa Guadalupe Victoria funcione como regulador y paso de agua para las demandas.
- 9) Se respeta la prelación de ley de la demanda urbana (Victoria de Durango), sobre la demanda agrícola (DDR 052 módulo III) observando que no se incrementen los déficits observados históricamente en el DR.
- 10) Se considera la necesidad de cubrir el gasto ecológico en el tramo de río comprendido entre la presa Tunal II y Guadalupe Victoria.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

- Dada la revisión del funcionamiento, se recomienda examinar la política de operación entre las presas Guadalupe Victoria y El Tunal II, para garantizar el buen funcionamiento del sistema.
- Revisar la operación de los vertedores de la presa Guadalupe Victoria. La modificación de la cuenca superior tendrá consecuencias sobre los vertedores de la presa existente y, dado que el vertedor de excedencias es un vertedor lateral, es importante inspeccionar su funcionamiento con los nuevos gastos.
- Considerar el apoyo de pozos y el uso de agua tratada para uso agrícola en la disponibilidad anual. El cambio de fuente de abastecimiento urbano impactará benéficamente al acuífero al dejar fuera de operación muchos de los pozos actuales.
- Establecer reglas más precisas para el uso de agua tratada en el riego. Actualmente existe un plan de transferencia de volumen que, de llegar a su objetivo, liberaría 57 Hm³ por año de volumen de agua concesionada al riego, permitiendo que el agua superficial pueda ser utilizada para el uso urbano.
- Para revisar el funcionamiento, volúmenes aprovechables y déficits esperados se hicieron corridas adicionales como condiciones de frontera, variando el volumen de demanda agrícola y manteniendo un volumen urbano de 61 Mm³/año, y se incorporó el apoyo de agua de pozos (hasta por 1 m³/s) para cubrir los periodos de déficit en el aprovechamiento de riego, considerando que el agua de mala calidad del acuífero no afecta la salud de las plantas y sí en los seres humanos. Reportando la figura siguiente como resumen de resultados.



- Puede apreciarse que dada la política de operación que satisface primero la demanda urbana, esta se mantiene en volúmenes de aprovechamiento altos. El evento

extraordinario de sequía del año 2001 a en el que se reporta una afectación de las actividades agrícolas de hasta el 100% entre los años 2000 y 2002 rige en el cálculo de déficits en todo el período.

5.1.3. Análisis del Proyecto Ejecutivo de la Cortina

Es condición necesaria que la CAED termine el proceso de validación del proyecto ejecutivo de la cortina ante la autoridad del agua, incluyendo los sondeos solicitados para determinar las características geotécnicas y mecánicas de la cimentación para mitigar los riesgos estructurales, de costo y tiempo del proyecto.

Respecto al análisis técnico del proyecto de construcción de la presa Tunal II, se concluye que el método de análisis numérico de tipo convencional, utilizado en los análisis de estabilidad de la cortina cumplen con condiciones de objetividad, razonabilidad y verificabilidad, así como los factores de seguridad obtenidos contra volteo y deslizamiento para las dos secciones analizadas, no vertedora y vertedora, mismos que ajustó la CONAGUA durante el período de análisis de acuerdo con los comunicados de CAED. Los esfuerzos de compresión máxima contra la roca para la sección vertedora y la no vertedora son inferiores a la capacidad de carga estimada. Se observa que los resultados de los análisis numéricos de estabilidad realizados por el PROYECTISTA observan criterios de seguridad respecto de los riesgos que deberán ser observados y monitoreados durante la construcción y las modificaciones que se realicen durante la construcción y vida útil del proyecto.

Los esfuerzos son principalmente de compresión y están dentro de lo permisible, de acuerdo al Manual de CCR del U.S. Army corps of Engineers.

Con base en la experiencia obtenida en la construcción de presas de CCR, no es conveniente utilizar una mezcla con bajo contenido de cemento porque el mortero no recubre bien las gravas, resultando capas con alta permeabilidad. Se recomienda mantener un control estricto de las especificaciones, como la resistencia del concreto hacia $f'c = 160\text{kg/cm}^2$ a los 28 días de edad, con un contenido de cemento de 150 a 160 kg/m^3 y un tamaño máximo de agregado de 76.2 mm (3").

Como medida de prevención ante posibles efectos de subpresión, durante la operación del vertedor, se **recomienda** revisar el soporte a base de anclas de fricción de barras de 1" de diámetro por 4 metros de longitud con un patrón de 3 x 3 metros.

Actualizar la obra de desvío con el gasto de diseño de 1170 m^3/s , propuesto por la CONAGUA, con el fin de que pueda transitar sin ocasionar problemas de desbordamiento.

En lo que respecta al vertedor de demasías, se observa que se **requiere** actualizar los planos para el ángulo de despegue de la cubeta, ya que se indica un ángulo de 30° y el que se muestra en el chorro de descarga es de 15°.

Se recomienda modificar el ángulo del labio aguas abajo de la salida del chorro para evitar cavitación.

Por otra parte, para garantizar el funcionamiento del vertedor y de las estructuras se **recomienda** hacer un modelo físico.

5.1.4. Análisis de los elementos presentados a nivel de ingeniería básica

Los elementos del acueducto, impulsión y potabilización se presentan a nivel de ingeniería básica y son suficientes para evaluar la objetividad, razonabilidad y verificabilidad de los presupuestos y tiempos de ejecución de las obras para los fines de determinar la factibilidad de éstos, así como la viabilidad de su programación y presupuestación.

El acueducto y sus componentes deben desarrollarse a nivel anteproyecto al menos para poder iniciar un proceso de presupuestación más detallada que permita una programación y adjudicación de las obras que reduzca los riesgos de incremento en costo y tiempo de construcción.

En los capítulos desarrollados para establecer la objetividad y razonabilidad de estas obras se evaluó el dimensionamiento de las mismas y se enlistan algunas recomendaciones para el establecimiento de las especificaciones de diseño de estas obras.

Se debe considerar en el presupuesto general del proyecto una partida de estudios y proyectos complementarios que se deben elaborar durante la construcción de la presa ya que los tiempos de construcción de las obras que hacen posible la satisfacción de la demanda se encuentran en una etapa inferior de desarrollo que la presa.

- Líneas de conducción a presión
- Obra de toma y Planta de bombeo
- Potabilizadora
- Líneas de conducción a gravedad

En lo que respecta a la planta potabilizadora, el esquema planteado es de tipo convencional para el tratamiento de aguas superficiales, adecuado para la remoción de color, turbiedad y coliformes.

Es necesario continuar con la elaboración de los estudios de diseño para el tren de tratamiento y mencionar claramente la cantidad y características de los reactivos que se utilizarán, así como las características, cantidades y disposición final de los residuos generados. Estos resultados serán importantes para los ajustes de la Manifestación de impacto ambiental que se requiere y forma parte de las condiciones a cumplir ya que requiere especificar el espacio y tratamiento que se le dará a los residuos finales generados.

La construcción de la línea de conducción a presión es factible técnicamente, aunque la información evaluada se encuentra a nivel de ingeniería básica por lo que se requiere continuar con los estudios y proyectos necesarios para llevarla a nivel anteproyecto al menos. El anteproyecto o proyecto ejecutivo será necesario para poder considerarse como una obra para licitación dependiendo de la modalidad de la licitación y el origen de los recursos.

La línea de conducción a gravedad cuenta con estudios de ingeniería básica para efectos de presupuestación. Los estudios de mayor detalle que se evaluaron no son adecuados y se requiere elaborar los anteproyectos que realmente consideren las especificaciones y métodos constructivos, así como las condiciones hidráulicas y mecánicas de una línea que operará todos los días del año durante toda la vida útil del proyecto. Es necesario elaborar un pliego de especificaciones de obra para la construcción de la línea de conducción. Además, el cálculo de diámetro y clase de la tubería debe ajustarse a las condiciones de operación esperadas.

Finalmente, como resultado del análisis de los temas antes mencionados, en específico los costos y beneficios del PPI, se dictamina **FAVORABLEMENTE QUE EL PROYECTO DE “CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA TUNAL II PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE DURANGO, DGO.”, PRESENTA FACTIBILIDAD TÉCNICA.**

5.2. Análisis de la Factibilidad Económica del Proyecto

Una vez revisados los elementos de la factibilidad económica y su anexo del proyecto de “Construcción de la Presa Tunal II para el abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.”, se concluye que:

El área de influencia del proyecto está claramente definida y caracterizada.

La proyección de la población y de la demanda de agua potable se hizo con criterios, metodologías aceptadas en el sector, garantizando la objetividad y verificabilidad de los resultados.

El problema que pretende resolver el proyecto se encuentra claramente definido; se analizan sus causas y consecuencias en el árbol del problema. El problema se soporta con información oficial y generada por el proyecto.

Sin embargo, se **RECOMIENDA** especificar la Dirección o Área de Aguas del Municipio de Durango que hace los estudios y genera la información sobre los niveles de concentración de flúor y arsénico del agua potable de uso y consumo humano en el municipio de Durango, Dgo. Asimismo, es necesario mencionar los puntos de muestreo, técnicas utilizadas y periodicidad de dichos estudios.

En la Evaluación Socioeconómica del Proyecto se identifican cinco componente o acciones asociados al Proyecto de Inversión, se considera que la distribución en el área metropolitana de Durango se hará con la infraestructura que existe actualmente.

Respecto a los montos de inversión requeridos para los cinco componentes (presa, planta potabilizadora, obra de toma, planta de bombeo y acueducto) estos fueron obtenidos con distintos niveles de estudios y por ello de confiabilidad.

El componente más importante por su inversión es la presa el Tunal II (71.6%), en esta es donde se tiene el mayor nivel de estudios (proyecto ejecutivo). Sin embargo, deben considerarse los

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

comentarios y observaciones realizados en el dictamen a la factibilidad técnica y por el Consultivo Técnico de la CONAGUA, lo cual puede modificar los montos de inversión.

En el resto de los componentes del proyecto, que son planta potabilizadora, obra de toma, planta de bombeo y acueducto, existe un menor detalle del cálculo del monto de la inversión. En el caso de la planta potabilizadora se **RECOMIENDA** determinar el monto de inversión para la planta potabilizadora con capacidad de 2750 l/s, con base en los estudios de ingeniería básica elaborados en el 2020.

Por otra parte, en los componentes de obra de toma, planta de bombeo y acueducto, es necesario considerar los comentarios y observaciones realizados en la parte técnica de este Dictamen y por el Consultivo Técnico de la CONAGUA, y en función de ello ajustar los costos de inversión.

Para lo anterior, se **RECOMIENDA** que se integre el rubro de “Proyecto Ejecutivo” y se le asigne presupuesto para realizar, actualizar o modificar los proyectos ejecutivos y de ingeniería básica de los componentes del proyecto. En este presupuesto debe incluirse el análisis de seguridad de presas de la autoridad del agua para la protección y seguridad de la población de la capital del Estado. Asimismo, deben considerarse los estudios requeridos para determinar otras fuentes de financiamiento (por ejemplo, capital privado) que favorezca el desarrollo y logro del propósito del proyecto.

En la determinación de los costos de operación y mantenimiento se considera que los supuestos y parámetros utilizados son razonables; los costos de producción son de \$11.02 por metro cúbico, lo cual se ubica en valores aceptables.

El proyecto presenta razonablemente y de manera adecuada los beneficios de acuerdo a un Análisis Costo Eficiencia y es susceptible de generar los beneficios del estudio registrado.

En lo que respecta a la determinación de los beneficios, se considera adecuado que estos solo hayan sido identificados y no cuantificados, puesto que no existe una metodología aceptada para medir el principal beneficio del proyecto que es: *disminuir el riesgo de salud pública por la ingesta de agua contaminada y contribuir a mejorar las condiciones de vida de la población.*

Cabe mencionar que en los hallazgos de este dictamen existe un beneficio de igual o mayor relevancia que el documentado en el ACE, que consiste en mitigar y atender el riesgo hidrológico y por lo tanto estructural que representa la presa Guadalupe Victoria para la población de Durango. La presa Tunal II permitiría reducir o mitigar el riesgo hidrológico y estructural y se recomendaron acciones adicionales para intervenir en el funcionamiento y seguridad de la presa Guadalupe Victoria que se encuentra clasificada por la autoridad como de “Riesgo Alto”.

Del análisis de alternativas del problema se considera que la alternativa 3 no debe considerarse como tal, dado los niveles altos actuales de sobreexplotación que presenta el acuífero del Valle de

Guadiana y la falta de capacidad de los organismos locales para construir y operar esa infraestructura que la pueden hacer mucho más costosa e inviable.

En cuanto al cálculo de indicadores se considera adecuado el cálculo del CAE del proyecto; se utilizó la fórmula establecida en los “Lineamientos para la elaboración y presentación de los análisis costo y beneficio de los programas y proyectos de inversión” vigentes, y se consideró una tasa de descuento de 10 %.

Finalmente, como resultado del análisis de los temas antes mencionados, en específico los costos y beneficios del PPI, se concluye **FAVORABLEMENTE QUE EL PROYECTO DE “CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA TUNAL II PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE DURANGO, DGO.”, PRESENTA FACTIBILIDAD ECONÓMICA.**

5.3. Análisis de la factibilidad Ambiental

Por lo anterior, y una vez que se ha revisado tanto la MIA, como la información complementaria, se considera que el Proyecto El Tunal II es factible ambientalmente, siempre y cuando se dé cumplimiento cabal de los siguientes temas de la MIA:

- Cumplimiento de cada uno de los aspectos, respecto de la vinculación con los instrumentos de planeación y ordenamientos aplicables (especialmente el POET estatal y municipal)
- Cumplimiento de cada uno de los aspectos establecidos en el Acuerdo por el que se recategorizan como áreas de protección de recursos naturales los territorios a que se refiere el decreto presidencial de 1949, relativo a la cuenca alimentadora de riego del 043.
- Cumplimiento de cada uno de los aspectos de la descripción del sistema ambiental regional, y señalamiento de tendencias del desarrollo y deterioro de la región.
- Cumplimiento de cada uno de los aspectos de las estrategias para la prevención y mitigación de impactos ambientales acumulativos y residuales del sistema ambiental regional.
- Cumplimiento de cada uno de los aspectos de los pronósticos ambientales regionales y la evaluación de alternativas.

El desarrollo de la factibilidad ambiental y sus conclusiones están descritas en el inciso 6.6

Evaluación de la factibilidad **Ambiental**.

Finalmente, como resultado del análisis de los temas antes mencionados, se concluye **FAVORABLEMENTE QUE EL PROYECTO DE “CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA TUNAL II PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE DURANGO, DGO.”, PRESENTA FACTIBILIDAD AMBIENTAL.**

5.4. Análisis de la Factibilidad Legal del Proyecto

Respecto al Dictamen Legal del proyecto se concluye que de conformidad con el numeral 9, establecidos en el capítulo V, de los “LINEAMIENTOS relativos a los dictámenes de los programas y proyectos de inversión a cargo de las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal”, publicados en el Diario Oficial de la Federación el 29/08/2019.

Se considera que el proyecto El Tunal II es factible legalmente, siempre y cuando se dé cabal cumplimiento de los respectivos ordenamientos jurídicos vigentes aplicables y especialmente a:

- El ordenamiento jurídico vigente aplicable, respecto de la compra de terrenos (ejidales y pequeña propiedad) que se encuentran dentro del área establecida para la ejecución de este proyecto.
- La Ley General de Desarrollo Forestal Sustentable y los relativos en el reglamento de la citada ley, referentes al cambio de uso de suelo.
- La Ley de Aguas Nacionales y su reglamento, relativos a los derechos del agua que se requieren en la implementación de este proyecto.

El desarrollo de la factibilidad legal y sus conclusiones están descritas en el inciso 6.7

Evaluación de la Factibilidad **Legal**.

Finalmente, como resultado del análisis de los temas antes mencionados, se concluye **FAVORABLEMENTE QUE EL PROYECTO DE “CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA TUNAL II PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE DURANGO, DGO.”, PRESENTA FACTIBILIDAD LEGAL.**

6. LOS ARGUMENTOS QUE SUSTENTEN LA OPINIÓN DEL DICTAMINADOR, EN LOS QUE SE SEÑALE LA INFORMACIÓN PROPORCIONADA POR LA DEPENDENCIA O ENTIDAD QUE SIRVIÓ DE BASE PARA SU ELABORACIÓN

6.1. Descripción del Proyecto de Inversión

Las obras del proyecto de inversión consisten en la construcción de:

- Presa de almacenamiento con cortina de concreto compactado con rodillos (CCR).
- Obra de toma en la presa Guadalupe Victoria con capacidad de 2700 l/s.
- Planta de bombeo de la presa Guadalupe Victoria hasta la planta potabilizadora.
- Planta potabilizadora”, con capacidad instantánea de tratamiento de 2700 l/s.
- Acueductos. El primero siendo a presión con longitud aproximada de 9.7, y el segundo a gravedad con conducción aproximada de 7.1 km.

La inversión por componente del Proyecto se presenta a continuación:

Tabla 1. Costos del Proyecto (\$ de 2019)

Concepto	Costo social s/IVA	Costo c/IVA
Presa Tunal II	2,092,852,082	2,378,108,415
Planta potabilizadora	492,482,938	571,280,208
Obra de toma	29,924,274	34,712,158
Planta de bombeo	48,400,738	56,144,856
Acueductos	257,743,133	298,982,035
Total	2,921,403,164	3,339,227,670

Fuente: Tabla 103, página 197. Evaluación Socioeconómica Construcción de la Presa Tunal II

Debido a que el proyecto ejecutivo continúa modificándose, se hará una distinción entre la información recopilada, señalando que la versión que se dictaminará es la correspondiente a marzo del 2020, siendo que el ACE es de noviembre del 2019, por lo que algunas de las obras que pertenecen al proyecto se han modificado. A continuación, se hará un resumen de la información que corresponde

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

a la Evaluación Socioeconómica con clave en cartera número 1916B000059, tomándose en cuenta las modificaciones realizadas al proyecto hasta marzo del 2020.

Las principales características de las obras que se integraron para el proyecto del 2020 son las siguientes:

6.1.1. Presa Tunal II

Fuente: Proyecto ejecutivo presa Tunal II, del 09/01/2020

6.1.2. Cortina

La cortina de la presa es de tipo gravedad, de concreto compactado con rodillos (CCR), con taludes 0.8:1 en la cara aguas abajo y vertical en la cara aguas arriba; el concreto será desplantado sobre una capa de concreto normal con espesor mínimo de 1.50 m.

La sección máxima de la cortina será desplantada en la cota 1938 msnm, habiéndose retirado la capa del material no conveniente para desplante, apoyándose en la roca que forma el lecho del río. Las principales dimensiones de la cortina son:

Tabla 2. Principales dimensiones de la cortina

Capacidad (NAME)	181,480,000 m ³
Sobrealmacenamiento	55,210,000 m ³
Capacidad de (NAMO)	126,280,000 m ³
Capacidad útil	111,280,000 m ³
Capacidad muerta	15,000,000 m ³
Elevación de corona	2033.00 m
Elevación del NAME	2032.00 m
Elevación del NAMO	2021.80 m
Elevación del NAMÍN	1981.30 m
Gasto de la obra de toma	15.00 m ³ /s
Gasto de diseño del vertedor	2986 m ³ /s
Periodo de retorno de la avenida de diseño	10,000 años
Elevación de la cresta vertedora	2021.80 m
Longitud de la cresta vertedora	42.50 m
Carga sobre la cresta	10.20 m
Elevación del fondo del cauce	1945.00 msnm
Altura de la corona a partir del desplante	95.00 m
Gasto de diseño de la obra de desvío	1,170.00 m ³ /s
Periodo de retorno de la avenida en el desvío	50 años
Área de inundación del NAME	606.64 Ha
Longitud de corona	278.76 m

Fuente: Plano General de la Presa Tunal II, versión de febrero de 2020

Contará con dos galerías de acceso que estarán alojadas en el cuerpo de la cortina; estas galerías se ubican en la margen derecha e izquierda de la cortina, con separación vertical de 25 metros a partir del nivel de desplante de la galería en donde se ubica la sección vertedora.

Las galerías se encontrarán en las siguientes elevaciones:

Tabla 3. Galerías en la cortina de la presa Tunal II

Galería "1"	1999.00 msnm
Galería "2"	1969.60 msnm

Fuente: Plano general y plano general cortes de la presa Tunal II, versión febrero de 2020

6.1.3. Obra de desvío

Fuente: Memoria Descriptiva, versión de agosto del 2019 con actualizaciones de los planos generales, perfil y cortes de versión, febrero del 2020.

Es una de las obras que siguen teniendo actualizaciones, pero en la última versión la obra se encuentra aguas arriba del eje de la cortina y con una ataguía perpendicular al eje del río, con corona a la elevación 1961 msnm.

El desvío ocurrirá a base de tres conductos de concreto reforzado de 5 m de base por 6 m de altura, ubicado en el eje 0+160.00 al eje de los conductos; cada conducto tendrá su canal de llamada y de descarga, ubicándose los canales en la elevación 1945 msnm y terminando en la 1944 msnm, con una pendiente longitudinal de 0.025.

El gasto de la obra de desvío está asociado a un periodo de retorno de 50 años y es de 1170 m³/s.

Hasta el momento se tiene pensado el cierre de los tres conductos.

6.1.4. Obra de toma

Fuente: Memoria Descriptiva, versión de agosto del 2019 con actualizaciones de los planos generales, perfil y cortes de versión, febrero del 2020.

La presa Tunal II tendrá una sola obra de toma; el eje de la toma estará ubicado en la elevación 1982.25, y con umbral en la elevación 1981.03 msnm; esta elevación permitirá pasar el gasto a la presa Guadalupe Victoria. La presa Guadalupe Victoria no almacenará el gasto proveniente del Tunal II. La obra de toma de la presa Tunal II está diseñado para 15 m³/s constantes, a través de una bifurcación.

Se encuentra alojada en la margen derecha del río El Tunal, en la estación 0+187.00; el vaso tendrá un canal que encauce el gasto hacia la estructura de rejillas, donde comenzará una tubería de acero de 2.43 m (96") de diámetro. Después de la tubería irá la bifurcación diseñada para dar un gasto constante de 15 m³/s totales La tubería de acero tendrá una longitud de 50.64 m y se instalará al final

de ella una válvula de mariposa con diámetro de 96"; posteriormente se colocarán las válvulas de chorro hueco de 1.52 m (60") de diámetro.

6.1.5. Vertedor de excedencias

Fuente: Memoria descriptiva, versión de agosto del 2019 con actualizaciones de los planos generales, perfil y cortes de versión, febrero del 2020.

Alojado en el cuerpo de la cortina, con cresta libre de eje recto y con un cimacio con perfil tipo Creager y ancho variable, el vertedor tiene las siguientes características:

Tabla 4. Principales características del vertedor de excedencias

Gasto de descarga	2986 m ³ /s
Longitud de la cresta vertedora	42.50 m
Elevación de la cresta vertedora	2021.80 msnm
Carga sobre el vertedor	10.20 m
Nivel de desplante de la sección máxima	1938 msnm

Fuente: Plano General Cortes de la Presa Tunal II, versión febrero del 2020

El ancho del vertedor va desde los 42.50 m en la cresta, hasta los 30.0 m a pie del canal de descarga. El perfil Creager está ligado a un talud 0.8:1 aguas abajo de la sección.

Al final de la descarga hay un salto de esquí para que el flujo se deposite sobre el vertedor aguas abajo de la presa, y en la parte inicial se construirá una losa para la protección contra socavación y erosión de 4.5 m de largo.

Al final de la estructura se alojará una tubería de acero en todo lo ancho, con salidas por medio de tubería de acero de 6" a cada 1.50 m.

6.1.6. Elementos de la infraestructura para el abastecimiento de agua potable

6.1.6.1. Planta de bombeo

Fuente: Memoria estructural y mecánica del proyecto ejecutivo de la planta de bombeo, de junio del 2013.

La planta de bombeo será un edificio rectangular con longitud de 37.25 m y ancho de 6.75 m. Alojará a seis bombas centrífugas verticales con gasto de diseño de 540 l/s, 12 metros de columna de agua de carga dinámica total de diseño, con 95 metros de columna de agua de carga mínima y 131 m.c.a. de carga máxima, con 1180 rpm de velocidad, columna de 508 mm (20") de diámetro, 500 mm de longitud de columna, 508 mm (20") de descarga, bridada, y 610 mm (24") de succión, bridada.

Los motores de las bombas son verticales, de inducción con 1250 Hp de potencia, 4160 V de alimentación y 1180 rpm de velocidad.

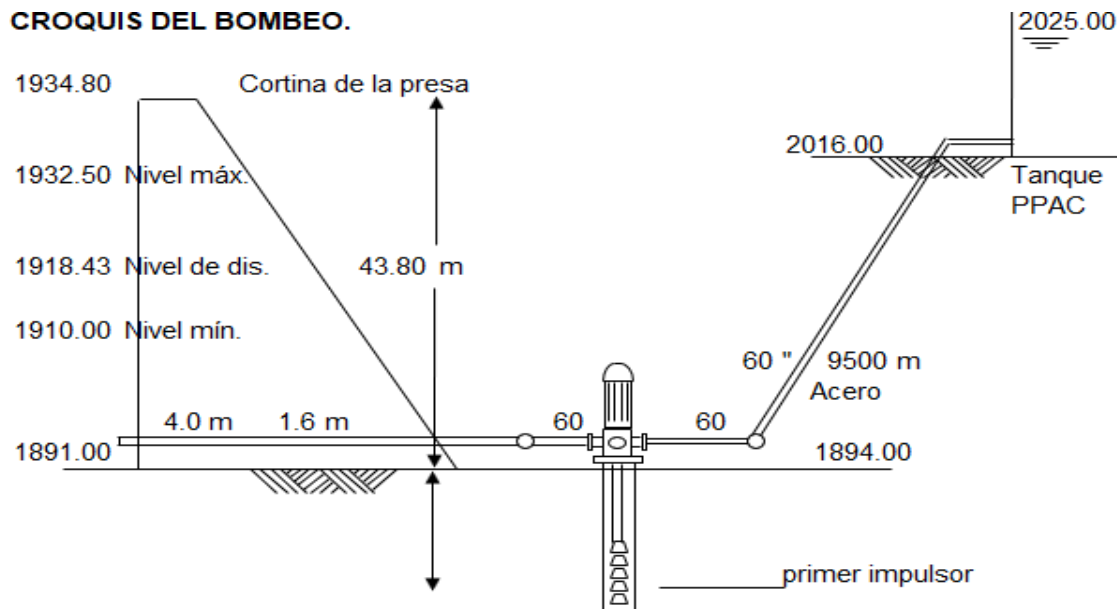
Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Los gastos de proyecto serán de 2700 l/s, como máximo, y 2250 l/s como media, habiéndose diseñado las bombas para cumplir con el caudal máximo.

Las bombas serán centrífugas verticales tipo turbina autocontenida. La conducción del tanque de llegada a la potabilizadora tendrá un diámetro de 1524 mm (60") de acero con cédula 20 y longitud de 9.5 km.

El croquis del bombeo es el siguiente:

Figura 1. Croquis del bombeo



Fuente: Memoria mecánica planta de bombeo

La planta de bombeo tomará el agua de la obra de toma de la presa Guadalupe Victoria y la llevará a la planta potabilizadora por medio de una tubería de PRFV de 63" de diámetro clase 6.

6.1.6.2. Planta potabilizadora

Fuente: Proyecto ejecutivo de la planta potabilizadora, versión de febrero del 2020.

Planta con capacidad instalada de 2750 l/s por medio de cinco módulos de 550 l/s cada uno.

El agua que se tratará tiene origen superficial, con aguas provenientes de las presas Guadalupe Victoria, Santiago Bayacora y la presa Tunal II; la calidad de agua de salida será la establecida por la NOM-127-SSA1-1994, "Salud Ambiental, agua para uso y consumo humano-límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización".

De los resultados sobre la calidad de agua se obtuvo un resumen de la misma en la presa Guadalupe Victoria, teniendo altos los valores correspondientes a:

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Tabla 5. Calidad del agua en la presa Guadalupe Victoria

Parámetro	Unidad	Calidad Promedio	L.M.P. NOM-127-SSA1-1994
Color	U Pt-Co.	44.74	20
Turbiedad	NTU	18.06	5
Fierro	mg/l	0.616	0.30
Coliformes totales	NMP/100 ml	242.10	Ausencia
Coliformes fecales	NMP/100 ml	168.95	Ausencia

Fuente: Tabla de comparación de calidad de agua de histórico con la calidad actual de la presa Guadalupe Victoria del Informe Potabilizadora, 2020

De la calidad de agua obtenida en estudios recientes se obtuvo que los coliformes totales y fecales rebasan los límites permisibles, por lo que el tren de tratamiento que se propone para la línea de agua es la coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección con cloro gas o luz ultravioleta, y para la línea de lodo es el espesado y la deshidratación.

Se realizó un estudio de tratabilidad del agua (Pruebas de Jarras), las cuales sirven para seleccionar el tipo de coagulante y floculante, así como determinar la dosificación óptima que permita un floculo grande y denso que se sedimente rápidamente.

Las muestras se tomaron de agua de la fuente que alimentará la potabilizadora, obtenidas en tres puntos del vaso de la presa Guadalupe Victoria y un punto en la obra de toma, formándose una muestra compuesta. Las pruebas fueron con tres sustancias diferentes, entre ellas el sulfato de aluminio, el policloruro de aluminio y el sulfato ferroso. Del análisis de resultados se obtuvo que el mejor coagulante es el sulfato de aluminio y como floculante una poliacrilamida aniónica porque son los que mejores resultados dieron.

El tren de tratamiento que se propone para la planta de tratamiento es el siguiente:

El pretratamiento será con una rejilla fina que retendrá la materia vegetal. La remoción del material grueso se hará en el cárcamo de bombeo.

Posteriormente será la caja de llegada o de homogenización y su principal función consistirá en recibir el caudal del cárcamo y alimentar el gasto de diseño a la potabilizadora.

Caja de mezclado rápido donde se mezclarán los químicos que se agreguen agua para provocar su coagulación.

Sedimentador cuya función es permitir la decantación de los flóculos y liberar agua limpia a la fase de filtración, aporta el 4 % de los residuos que se convertirán en lodos.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

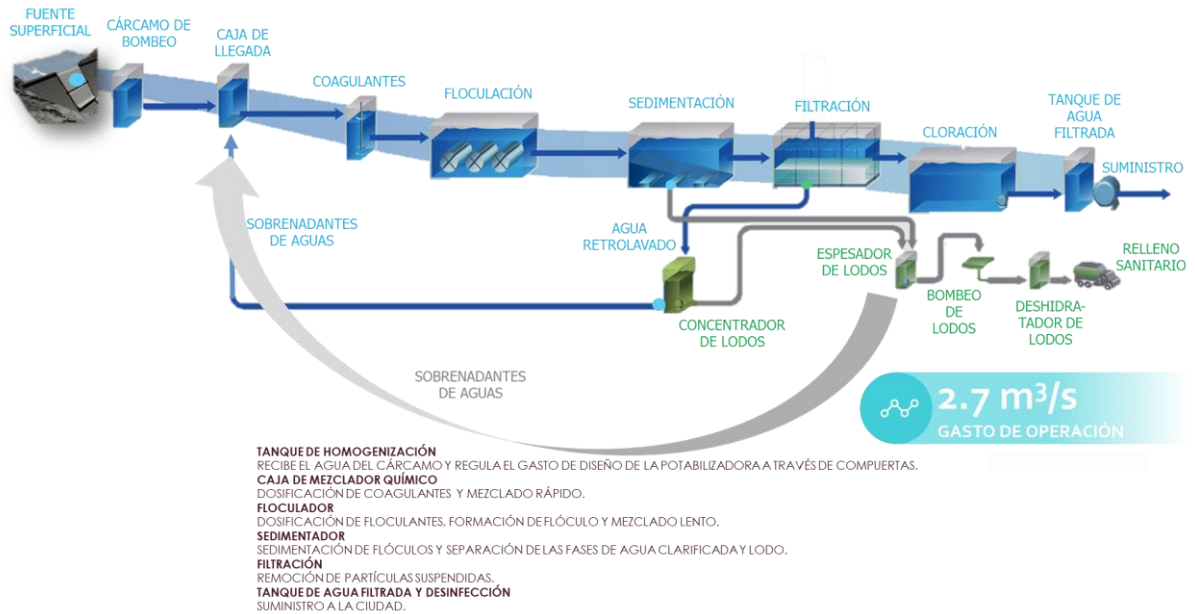
Filtración, es la etapa final antes de la cloración del agua; el agua pasará por una batería de filtros duales que trabajan de forma independiente, lo cual eliminará los posibles residuos del agua clarificada.

Al final se desinfectará con gas cloro o luz ultravioleta para posteriormente enviarlas a la red.

Los lodos se enviarán a una unidad de espesado con la finalidad de incrementar el contenido de sólidos secos.

El proceso general es el siguiente:

Figura 2. Diagrama de flujo del proceso compuesto



Fuente: Informe potabilizadora, 2020

6.1.6.3. Conducciones

Fuente: Memorias hidráulicas líneas de conducción a presión y a gravedad.

Conducción a presión. Tubería de PRFV clase 16, con diámetro de 1.60 m, longitud de 9,726.18 m y pendiente hidráulica de 0.00064. La velocidad estimada será de 1.34 m/s y gasto total de 2.70 m³/s.

La tubería a presión irá de la planta de bombeo, a la salida de la obra de toma de la presa Guadalupe Victoria, hasta la planta potabilizadora.

Conducción a gravedad. Tubería de PRFV clase PN-6, con diámetro de 1.00 m, longitud de 6,126.12 m y pendiente hidráulica que empieza con 0.00608 y posteriormente tiene valores de 0.00230, 0.01081, 0.05501 y 0.01929. La velocidad estimada será de 2.39 m/s hasta 6.33 m/s. Se termina la conducción con tubería de cero del cadenamiento 6+000 al 6+126.12. El gasto total que se planea transportar es de 2.7 m³/s e irá de la planta potabilizadora hasta el tanque de distribución de la red municipal.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Los elementos que se revisaron por año fueron los siguientes:

Tabla 6. Resumen de información utilizada para la elaboración del Dictamen

Elemento	Nombre estudio	Fecha de elaboración
Geológica-Geotécnica	Informe final geofísico-geológico. Elaborado por Rocher Ingeniería (2 tomos)	Marzo 2019
Hidrológico	Estudio hidrológico. Elaborado por SEYCO. Determinación del caudal ecológico en la cuenca hidrológica de la presa Tunal II. Elaborado por SEYCO. Tránsitos y funcionamientos de vasos presa Tunal II (archivos Excel)	Marzo 2013, septiembre 2014, enero 2020
Presa Tunal II	Proyecto ejecutivo Tunal II, de versión enero del 2020. Actualización de la obra de toma de febrero del 2020.	Enero 2020
Planta de bombeo	Proyecto ejecutivo para la construcción de la presa El Tunal II, planta de bombeo.	Junio 2014
Planta potabilizadora 2020	Ingeniería básica para el proyecto en mano de una planta potabilizadora con capacidad de 2750 lps. Elaborado por INOVAGUA.	Febrero 2020
Conducciones	Proyecto línea de conducción a gravedad y proyecto de línea de alimentación a tanques (a presión). Elaborados por SEYCO.	Diciembre 2013

Fuente: Elaboración propia con información proporcionada por la CAED

6.2. Documentación evaluada

Como se indica en las bases, la información se clasificó de acuerdo con su carácter técnico, económico, ambiental y legal.

Una vez clasificada la información se procedió a revisar si cumplía con los elementos necesarios para poder dictaminar cada una de las partes que conforman el análisis costo eficiencia.

La información recopilada fue la siguiente:

6.2.1. Elementos de la evaluación socioeconómica del proyecto

Esta evaluación es de noviembre del 2019 y cuenta con un Resumen Ejecutivo, la situación actual del proyecto de inversión, la situación sin el proyecto de inversión, la situación con el proyecto de inversión, la evaluación del proyecto de inversión y las conclusiones y recomendaciones.

En la evaluación se concluye que el proyecto debe llevarse a cabo, ya que presenta condiciones favorables para su realización, entre las que están:

La población en la ciudad de Durango no tiene acceso a fuentes de agua con calidad apta para uso y consumo humano, lo cual representa un alto riesgo de salud pública, afectando la calidad de vida. Ante

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

esta situación la entrada de una fuente alterna que entregue agua de buena calidad es de suma relevancia para la población asentada en la ciudad de Durango.

Las fuentes actuales de abastecimiento presentan graves problemas de calidad de agua, debido a los altos contenidos de flúor, arsénico y otros metales, que son un alto riesgo para la salud pública.

El proyecto resulta la mejor alternativa al presentar un CAE de 11.02 \$/m³, mientras que las alternativas desechadas registran valores de 11.53 \$/m³ y 29.00 \$/m³.

Se presenta en el análisis de sensibilidad que el proyecto es sensible a los incrementos de costos de inversión, ya que con un aumento mayor a 7.5 %, la alternativa deja de ser la mejor opción en términos económicos; esto mismo sucede al aumentar por arriba de 36.5 % los costos de operación y mantenimiento. Aunque en términos económicos el proyecto deje de ser la mejor opción al comparar los costos por m³ con la alternativa de plantas de nanofiltración; esta última opción genera que las pérdidas físicas en el sistema se incrementen en un 20 %, debido al agua de rechazo al momento de realizar el tratamiento.

Los riesgos que se han identificado no se consideran relevantes para que el Proyecto tuviera que cancelarse de manera definitiva, ya sea en su etapa de ejecución u operación.

La implementación del Proyecto no tiene limitantes técnicos, ambientales y legales para su planeación, ejecución u operación.

Se cuenta con proyectos ejecutivos de todos los componentes del Proyecto.

La presa Tunal II cuenta con muchos más beneficios que los cuantificados, como son:

- Beneficios al liberar recursos por dejar de extraer agua subterránea.
- Beneficio ambiental al revertir la sobreexplotación del acuífero.
- Beneficio por evitar inundaciones en zonas agrícolas y urbanas.

6.2.2. Proyecto ejecutivo de la Presa Tunal II

El proyecto ejecutivo contiene información referente al presupuesto aproximado, el programa de obra, las especificaciones, memorias de cálculo, planos de proyecto, informe geológico-geotécnico y el estudio hidrológico, con el caudal ecológico y el aprovechamiento.

Los documentos del proyecto están referidos desde mayo hasta noviembre del 2019 y contienen la siguiente información:

1. **Presupuesto aproximado.** Documento con las partidas y subpartidas con los conceptos que conforman la construcción de la presa de almacenamiento “El Tunal”, estado de Durango. Los principales conceptos que se ejemplifican son los siguientes:

Tabla 7. Costos construcción presa Tunal II

CONCEPTO	IMPORTE
1.0 OBRA CIVIL EN LA CORTINA	\$ 1,423,428,892

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

<i>CONCEPTO</i>	<i>IMPORTE</i>
2.0 OBRA CIVIL EN LA OBRA DE DESVÍO	\$ 145,422,415
3.0 OBRA ELECTROMECÁNICA	\$ 19,160,458
4.0 LÍNEA ELÉCTRICA EN MEDIA TENSIÓN	\$ 1,014,150
5.0 TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN	\$ 26,094,865
6.0 INSTRUMENTACIÓN DE LA CORTINA	\$ 1,649,740
7.0 CAMINOS DE ACCESO A LA CORTINA, BANCOS DE	\$ 7,951,311
SUBTOTAL	\$ 1,624,721,831
Supervisión de la Obra	\$ 81,236,092
Medidas compensatorias	\$ 76,894,159
Costo del terreno	\$ 310,000,000
Subtotal costos asociados presa Tunal II	\$ 468,130,251
TOTAL PRESA TUNAL II	\$ 2,092,852,082

Fuente: Tabla 75, página 141. Evaluación Socioeconómica Construcción de la Presa Tunal II

2. **Programa de obra.** Programa de ejecución de los trabajos por concepto, donde se especifican los importes por mes para cada actividad en los cuatro años que dura la construcción de la presa.

3. **Especificaciones.** Especificaciones técnicas generales para la construcción de la obra civil, de la obra eléctrica, la obra mecánica y para el tratamiento de la cimentación.

4. **Memorias.** Memorias descriptivas y de cálculo de diversos elementos del proyecto. Están referidas las memorias de cálculo del bordo libre de la cortina, de la instrumentación de la cortina, el análisis de estabilidad de la cortina, la memoria de cálculo eléctrica, la estructural de la mecánica de pantalón y silletas, de la caseta de operación, de las galerías, de cálculo hidráulica de la obra de toma, de cálculo hidráulica del vertedor de demasías, de cálculo mecánica, descriptiva, estructural conductos de obra de desvío, estructural del tapón de salida en la obra de desvío e hidráulica de la obra de desvío.

5. **Planos de proyecto.** Se tienen 93 planos del proyecto, los cuales incluyen: plano general en planta, perfil y cortes; plano general cortina en planta; desplante en planta y perfil; galerías en planta general y perfil general; detalle galería 1 y 2; secciones transversales de la cortina; localización de juntas en la cortina planta y perfil; cortes y detalles de la cortina; plano general del vertedor de excedencias; plano estructural del vertedor muro de encauce; plano estructural cortes y detalles del vertedor; general de obra de toma; estructura de entrada de la obra de toma; rejillas y estructural de la estructura de entrada de la obra de toma; plano general y cortes de las casetas de operación; plantas y vistas de las válvulas en la caseta de operación; válvulas de emergencia y operación; tubería a presión de la obra de toma; bifurcación de la obra de toma; obra de desvío y ataguías, planta y perfil; excavaciones en zona de muro de desvío; muro de desvío; etapas constructivas de la obra de desvío; secciones transversales de la obra de desvío; ataguías aguas abajo y aguas arriba en planta de la obra de desvío; estructural de la obra de desvío; tapón de la obra de desvío; arquitectónico de la caseta de

operación; cortes y fachadas de la caseta de operación; cunetas; acabados caseta de operación, estructural de la caseta de operación; instalación hidrosanitaria y gas de la caseta de operación; etapas de construcción en planta y perfil y secciones transversales; zonificación de la cortina de CCR; elementos precolados en planta y cortes y detalles; plano de inyección de contacto; de la pantalla impermeable; de la pantalla de drenaje; de la instrumentación; de los lineamientos para la fabricación de mezclas CCR; las especificaciones y lineamiento para el diseño del bordo de prueba; lineamientos para la fabricación, transporte y colocación del CCR; diagrama unifilar; cuadro de cargas en casetas, alumbrado en galería 1 y corona de la cortina y en la galería 2; cuadro de cargas en galerías 1 y 2, red de tierras y tableros; y alumbrado de casetas de operación y de válvulas de la obra de toma y de la planta de emergencia de 30 KW.

6. **Informe geológico-geotécnico.** Informe realizado por ROCHER INGENIERÍA, dividido en 2 tomos. El primero trata de las generalidades de la zona de estudio, trabajos realizados anteriormente, método indirecto y los aspectos geológicos. En el tomo dos se habla de los trabajos de campo, los trabajos de laboratorio, el modelo geológico-geotécnico, el modelo 2D y el modelo 3D. Se incluyen todos los anexos con los planos y resultados de los estudios.

7. **Hidrológico-caudal ecológico-aprovechamiento.** Se describe la forma en la que se obtuvo el caudal ecológico del estudio del año 2014; el informe de la metodología que se empleó para el cálculo de la capacidad total de almacenamiento de la presa Tunal II y anexos que corresponden a las curvas elevación-área-capacidad; la memoria de cálculo del funcionamiento del vaso; el análisis económico y el análisis del régimen de demanda de riego.

8. **Solvencia a requerimiento.** Documentos que conforman las respuestas a los requerimientos expedidos por SEMARNAT. Estos están conformados por el documento con la información complementaria proporcionada para el proyecto, en respuesta al oficio No. SGPA/DGIRA/DG/07338, de fecha 19 de septiembre del 2019, donde se solicita información adicional. La información complementaria incluye anexos con planos (Plano 23. Obra de toma casetas de operación de válvulas, plano general. Plano 31. Obra de toma proyecto mecánico tubería a presión, planos 101, 102, 103, 104. Plano general, planta camino de acceso 4 hojas, planos 105, 106. Plano general, planta camino cortina-banco 01, dos hojas, plano 107. Plano general planta camino banco 02, plano 108. Camino campamento, plano 127. Plano general, campamento, plano 128. Sistema hidro sanitario campamento. Plano SAR -3- a. Plano de análisis de la subcuenca, plano SAR-3-a. Delimitación de la cuenca alimentadora del distrito de riego 043. Documentos que contienen la disponibilidad del acuífero Tunal y la propuesta de caudal ecológico en la cuenca San Predo-Mezquitil. Plano de ubicación de los sitios de muestreo para identificación de especies acuáticas y para análisis de ecosistemas aguas abajo del proyecto. Archivos digitales con información de las coordenadas de los sitios de muestreo de la presa, la dosificación de superficies de obras, sitios de muestreo para ecosistemas aguas abajo y sitios de muestreo para especies acuáticas. Archivos en formato kmz con la localización de los bancos de materiales, caseta operador, obras en cortina, derecho de vía, embalse

y cortina y de las obras provisionales, así como una carpeta en archivos .shp con la localización de estas mismas obras.

6.2.3. Elementos del proyecto a nivel de ingeniería básica

Obras para el abastecimiento de agua potable. Información referente a las obras para equipar a la ciudad de Durango para la línea de conducción, la obra de toma, la planta de bombeo y la planta potabilizadora.

6.2.4. Otra información recopilada

Proyecto ejecutivo 2014. Se incluyen el estudio hidrológico del 2014, la geotecnia y planos para el tratamiento de la cimentación, pantalla impermeable y los piezómetros en roca. El proyecto contiene planos de la presa, el cálculo del método de elemento finito, la memoria mecánica, hidráulica, de estabilidad de la presa, eléctrica y del cálculo de la caseta de operación, así como las especificaciones, los anexos y la bibliografía.

MIA y ETJ. Documentos y oficios referentes a la Manifestación de Impacto Ambiental y a los Estudios Técnicos Justificativos para cambio de uso de suelo.

Información complementaria.

Información referente al uso y cobertura de servicios por parte del organismo Aguas del Municipio de Durango. Características de la presa Guadalupe Victoria e información entregada a CONAGUA, con respecto al ACB. Información de estudios de mercado, de costos de remoción de flúor; información referente al flúor y arsénico que se encuentran en la fuente actual de abastecimiento y la concentración de estas sustancias que actualmente tienen los pozos en la ciudad de Durango y zonas de peligro del río El Tunal.

La información recopilada por secciones es la siguiente:

- Cartografía con mapas de las concentraciones de arsénico del 2003 al 2018 y la proyección al año 2028; mapas con las concentraciones de flúor del 2003 al 2019 y la proyección al 2028 y al 2050; puntos de aprovechamiento de agua subterránea en el acuífero Valle de Guadiana; disponibilidad estatal de aguas subterráneas por acuífero y la geología del Valle del Guadiana; mapa de las localidades en peligro por inundación del río Tunal.

Económico-Financiero. Documentos que demuestran la factibilidad económica del proyecto; tiene los siguientes elementos:

- Análisis socioeconómicos del 2013 al 2018, incluyendo anexos.
- Observaciones realizadas al costo-beneficio entregado en el 2013.
- Presupuestos y actualización de presupuestos del proyecto del 2014 al 2019.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Legal y ambiental. Oficios e información relacionada con la MIA y con la adquisición de terrenos que formarán parte del vaso de la presa. La información con la que se cuenta es la siguiente:

- Oficios e información de la CONAGUA que consiste en: información del acuífero del Guadiana; información básica de la presa Guadalupe Victoria y proyecto presa Tunal II; antecedentes de estudios de factibilidad del proyecto integral agua para todos y presa Tunal II; transmisión de derechos de usuarios agrícolas y reserva de agua para uso público urbano; trámite de ocupación de predios federales y ejidales para el proyecto integral agua para todos; actualización de la disponibilidad media anual de agua en el acuífero Valle del Guadiana (1003), estado de Durango, y oficio de atención a solicitud de información de la Dirección local de la CONAGUA Durango.

- Estudios técnicos justificativos para cambio de uso de suelo de la planta potabilizadora, elaborado en el año 2018; de la construcción de la presa “El Tunal II”, del 2015, y de la presa “Tunal II” del 2019.

- Oficios referentes a la entrega de la MIA y de información complementaria requerida para su análisis y posible aprobación. Hasta la fecha la SEMARNAT no ha emitido el resolutivo final.

- Planos y mapas con croquis de acceso al área del proyecto; mapas de distribución potencial de fauna silvestre; plano de sitios de fauna de la CHF; plano de sitios fijos de fauna del área del proyecto; plano de ubicación de los sitios de muestreo de flora de la CHF; plano de ubicación de los sitios de muestreo de flora del proyecto; plano de ubicación de obras de conservación, restauración y reforestación; plano de ubicación del proyecto dentro de la red hidrográfica; plano de ubicación del proyecto dentro del contexto estatal; plano de ubicación del proyecto dentro del sistema hidrográfico; plano de ubicación del proyecto respecto a los predios y ejidos; plano de ubicación y reubicación de flora silvestre (cactáceas); ubicación del proyecto respecto a las AICAS; ubicación del proyecto respecto a las ANP; ubicación del proyecto respecto a las RHP; ubicación del proyecto respecto a las RTP; ubicación del proyecto respecto al OEED, y ubicación del proyecto respecto al OEMD.

- Actas de las asambleas de ejidatarios para los ejidos La Casita, Nayar y Tunal.

Planta potabilizadora. Información de los principales contaminantes en el agua, como son flúor y arsénico, de la calidad de agua en los pozos y tanques de la ciudad de Durango, del estado actual del agua en el acuífero Valle de Guadiana y los planos del anteproyecto de la planta potabilizadora.

6.3. Análisis de los estudios básicos y factibilidades del Proyecto

En apego a los LINEAMIENTOS¹, en el Dictamen debe analizarse desde la disponibilidad de agua (derechos), su volumen, almacenamiento (capacidad de la infraestructura), calidad, potabilización, conducción y entrega.

Asimismo, debe indicarse si los estudios básicos son suficientes, dar una opinión acerca de su integración, sus resultados y si estos soportan la ejecución del proyecto.

De igual forma, los LINEAMIENTOS establecen: revisar que cada uno de los estudios y documentos que componen el concepto de que se trate hayan sido elaborados con criterios, técnicas, metodologías o procedimientos que cumplan condiciones de objetividad, razonabilidad y verificabilidad.

Finalmente, también debe verificarse que los estudios realizados para cada concepto son los necesarios y suficientes.

6.3.1. Revisión a los estudios básicos de geotecnia y mecánica de suelos

6.3.1.1. Estudios geotécnicos y de mecánica de suelos

6.3.1.1.1. Estudios geológico-geotécnicos realizados para la presa Tunal II

El proyecto de la presa de almacenamiento Tunal II ha sido objeto de diversos estudios geológicos para determinar el modelo geológico-geotécnico del sitio, los cuales iniciaron con los trabajos efectuados entre 1973 y 1975 por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH), mismos que se relacionan a continuación:

- “Informe Geológico Preliminar del Proyecto El Tunal II”, desarrollado en 1973 por el Ing. José Luis Aldana Flores.²
- “Pruebas de permeabilidad. Exploraciones geológicas en la boquilla de la presa El Tunal II, Durango, Durango.”, efectuado en 1974 por la empresa Estudios y Proyectos, S. A.³
- “Informe Geológico Final de la Boquilla El Tunal”, realizado en 1975 por el Ing. Víctor Julián Martínez Ruíz.

¹ LINEAMIENTOS relativos a los dictámenes de los programas y proyectos de inversión a cargo de las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal, emitido en el DOF el 29/08/2019.

² Mencionado en Capítulo II. Antecedentes del Informe Final Geofísico-Geológico, de marzo del 2019, desarrollado por ROCHER INGENIERÍA, no se encontró.

³ Mencionado en capítulo II. Antecedentes del Informe Final Geofísico-Geológico, de marzo del 2019, desarrollado por ROCHER INGENIERÍA, no se encontró.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

- Durante el periodo de 1990 a 2011 la Gerencia del Consultivo Técnico de la Comisión Nacional del Agua realizó varias visitas para revisar las condiciones geológicas generales del sitio de la boquilla y vaso de almacenamiento, dictaminar la posibilidad de construir la presa con fines de abastecimiento de agua potable, riego y control de avenidas, y con el fin de integrar una propuesta para la realización de los estudios básicos del proyecto ejecutivo de la presa Tunal II.
- Posteriormente, en el año 2012, la Comisión Estatal del Agua de Durango contrató a la empresa SERVICIOS Y CONSULTORES, S.C. para la realización de los “ESTUDIOS Y PROYECTO EJECUTIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA EL TUNAL II PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE DURANGO”, dentro de los cuales se realizó un estudio geológico-geotécnico del vaso y boquilla de la presa.
- En el año 2018, la Comisión Estatal del Agua de Durango contrató a la empresa ROCHER INGENIERÍA, S.A. para la realización de los “ESTUDIOS E INGENIERÍA BÁSICA DE LA PRESA TUNAL II PARA APROVECHAMIENTO DE AGUA POTABLE, TRABAJOS A EJECUTARSE EN LA LOCALIDAD DE DURANGO, DEL MUNICIPIO DE DURANGO”, dentro de los cuales se realizó un estudio geológico-geotécnico complementario del sitio de construcción de la presa.

Estudio geológico-geotécnico realizado por SEYCO, S.C. (2012)

El estudio realizado por SEYCO en el año 2012, tuvo como objetivo principal determinar el modelo geológico de la zona del vaso y de la boquilla propuesta para ubicar la presa de almacenamiento, contemplando los siguientes alcances:

- Determinar los tipos de materiales y las características físicas de las unidades litológicas, así como su distribución superficial y del subsuelo.
- Definir la presencia y características de estructuras geológicas regionales y locales, como fallas y fracturas.
- Evaluar las condiciones de estabilidad de laderas en la zona del vaso y boquilla.
- Determinar las condiciones de permeabilidad del macizo rocoso en el área de la boquilla y el cierre hidráulico del vaso.
- Definir las propiedades mecánicas de las rocas en el sitio de la boquilla
- Definir los parámetros de diseño geotécnico para el proyecto de la cortina y obras auxiliares.
- Localizar y caracterizar geotécnicamente los bancos de material para la construcción de la presa.

Actividades realizadas en el estudio

Las principales actividades que se realizaron en este estudio fueron las siguientes:

a) **Fotointerpretación geológica del vaso y la boquilla**

El análisis fotogeológico se realizó con las imágenes satelitales del Google, así como en las fotos aéreas estereoscópicas, obtenidas de los vuelos especiales, realizadas para la restitución fotogramétrica del vaso.

b) **Levantamiento geológico del vaso y boquilla**

Se efectuaron levantamientos geológicos de detalle para identificar la estratigrafía, descripciones litológicas, estructuras geológicas (fallas, fracturas, contactos litológicos), deslizamientos antiguos y potenciales, para con toda esta información construir mapas y secciones geológicas del vaso y de la boquilla.

c) **Estudios geofísicos**

En el sitio de la boquilla se llevaron a cabo estudios geofísicos que auxiliaron para determinar el comportamiento y distribución de los materiales en el subsuelo; el tipo de roca y sus grados de alteración, dureza y fracturamiento, así como en la estimación de parámetros elásticos-dinámicos del macizo rocoso.

Se realizaron tres métodos geofísicos complementarios: nueve (9) tendidos sísmicos de refracción, cinco (5) tendidos sísmicos para determinación de módulos elásticos-dinámicos, y seis (6) sondeos eléctricos.

d) **Sondeos exploratorios**

Como parte fundamental de este estudio de exploración, se realizaron doce (12) sondeos geológicos en la zona de la boquilla y un sondeo (1) en el área del vaso, con la finalidad de establecer la estratigrafía y las condiciones litológicas y estructurales de las rocas donde se desplantaría la cortina de la presa.

Los sondeos se efectuaron con recuperación continua de núcleos de roca, por lo que fue posible efectuar el análisis de los núcleos para su caracterización geológica; asimismo, se obtuvieron muestras de roca para ensayos de laboratorio.

La mayor parte de los sondeos fueron realizados en el eje de la boquilla propuesta, de manera de cubrir adecuadamente la zona donde se construirá la cortina, efectuándose además un sondeo aguas abajo en la zona del cauce. En la tabla siguiente se indica las principales características de los trece sondeos exploratorios:

Tabla 8. Sondeos exploratorios

Sondeos exploratorios					
Ubicación	No Sondeo	Profundidad (m)	Inclinación	Orientación	Pruebas Lugeon

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Sondeos exploratorios					
EJE-CORTINA	S-1	50	30°	65° al NW	9
	S-2	70	30°	52° al NW	13
	S-3	75	90°	Vertical	14
	S-4	70	40°	28° al SE	11
	S-5	80	90°	Vertical	15
	S-6	70	30°	7° al SE	13
	S-7	50	30°	44° al SE	8
CAUCE AGUAS ABAJO-CORTINA	S-8	60	40°	42° al SE	11
EJE CORTINA COMPLEMENTARIOS	S-9	20	70°	65° al NW	3
	S-10	30	30°	75° al NW	5
	S-11	25	45°	28° al NW	4
	S-12	30	45°	44° al SE	5
FALLA VASO-3	S-13	25	90°	Vertical	4
Total		655			115

Fuente: Elaboración propia, con información del estudio geológico-geotécnico realizado por SEYCO.

e) Ensayes de permeabilidad de campo

En todos los sondeos, efectuados en esta campaña de exploración, se llevaron a cabo pruebas de campo para determinar la permeabilidad del macizo rocoso. La mayoría de las pruebas realizadas fueron del tipo Lugeon, ya que el terreno está conformado básicamente por rocas poco fracturadas.

Las pruebas Lugeon se realizaron a cada 5 m en todos los barrenos, con un total de 115 ensayos, tal como se muestra en la tabla de los sondeos exploratorios.

Además, se equiparon dos sondeos de la zona de la boquilla como pozos de observación del nivel de aguas subterráneas, que permitieran realizar mediciones periódicas de la posición del nivel de aguas.

f) Ensayes de laboratorio a núcleos de roca

Se realizaron dos tipos de ensayos de laboratorio a los núcleos de roca, obtenidos de los sondeos exploratorios:

- Estudios petrográficos. Se efectuaron para auxiliar a conocer el tipo y características mineralógicas y texturales de las rocas.
- Ensayes mecánicos. Su objetivo fue determinar las propiedades geomecánicas de resistencia y de deformación de la matriz rocosa, y posteriormente utilizar esos valores en la determinación de los parámetros para el macizo rocoso.

El tipo y número de ensayos de laboratorio se resumen en la tabla siguiente:

Tabla 9. Ensayes de laboratorio

Ensayes de laboratorio	
Tipo de ensaye	Cantidad
Estudios petrográficos	8
Peso volumétrico	29
Resistencia a la compresión simple	29
Módulos de elasticidad estáticos	29
Resistencia a la tensión indirecta	29

Fuente: Elaboración propia, con información del informe geológico-geotécnico realizado por SEYCO.

g) Procesamiento de información. Modelo geológico-geofísico de embalse y boquilla

El modelo geológico del vaso de la presa se elaboró como resultado del análisis conjunto de la información obtenida en los estudios fotogeológicos, los levantamientos geológicos superficiales de campo, estudios geofísicos, así como de la descripción de los núcleos de roca obtenidos de los sondeos exploratorios efectuados en la zona de la boquilla.

Se presenta una descripción de las condiciones topográficas de la zona donde se ubicará la presa, los criterios para seleccionar el eje de la boquilla, las exploraciones geológicas realizadas y el modelo estratigráfico; posteriormente se analizan con detalle las características físicas de las unidades litológicas y las condiciones geológico-estructurales.

h) Procesamiento de la información. Modelo hidrogeológico

Se elaboró un modelo hidrogeológico de la zona basado en los levantamientos geológicos realizados en el vaso y la boquilla, así como en los resultados de las pruebas de permeabilidad efectuadas en el área de la boquilla.

Se analizaron las condiciones hidrogeológicas de las unidades estratigráficas y las fallas geológicas, tanto del vaso como de la boquilla, que permitieron determinar su cierre hidráulico y los elementos para los tratamientos de impermeabilización con pantalla impermeable en la zona de la presa.

i) Procesamiento de la información. Modelo geotécnico

Con base en la integración de la información geológica, hidrogeológica, geofísica y ensayos de laboratorio, se realizó un modelo geotécnico de la zona donde se construirá la presa, efectuando una zonificación de los materiales en unidades geotécnicas, y posteriormente se realizó una caracterización de cada unidad, determinando sus principales propiedades índice y mecánicas, tanto de la roca intacta como del macizo rocoso.

Principales resultados del estudio

a) Modelo geológico del vaso

- El área que será inundada por el embalse está formada principalmente por una secuencia de tobas riolíticas que afloran en la parte baja y media de las laderas del vaso en los ríos Chico y Las Bayas; y en menor proporción, se presentan derrames de riolita situados en las partes altas de los cerros que están cercanos al cañón del río El Tunal, mientras que en los cauces de los ríos se presentan depósitos aluviales y materiales de talud en las laderas.
- Las tobas son de composición riolítica y se diferenciaron en dos unidades litoestratigráficas: las tobas superiores (Tbs) formadas por tobas líticas, vítreas y derrames dacíticos, mientras que las tobas inferiores (Tbi) son tobas líticas, principalmente. Ambas tobas presentan una granulometría fina: arcillosa, limosa y arenosa, además de que se encuentran poco fracturadas; superficialmente están alteradas, pero a profundidad se encuentran sanas, duras y con las fracturas cerradas; por tanto, *estas rocas son de baja permeabilidad primaria y secundaria.*
- Los derrames de riolita que cubren a las tobas superiores se denominaron: riolita vesicular superior (Rvs) e inferior (Rvi); estas rocas están compactas, duras y fracturadas con planos abiertos en superficie, pero a profundidad se cierran, por lo que *son materiales poco permeables a impermeables.*
- En la zona del vaso se presentan varias fallas geológicas regionales, todas de tipo normal y asociadas en dos orientaciones preferenciales: NW-SE y NE-SW.
- En la zona cercana al cañón del río El Tunal se identificaron cinco fallas geológicas importantes por su cercanía con la boquilla, las cuales se denominaron: fallas vaso 1 a 4 (Fv-1 a 4) y falla río Tunal (Frt).
- Las fallas vaso 1 a 4 tienen orientación paralela y perpendicular al río y presentan una reducida zona de afectación, provocando un mayor fracturamiento de la roca; pero tienden a cerrarse a profundidad.
- La falla río Tunal (Frt) es la más importante, pues se localiza sobre el río Tunal y cruza la boquilla; sin embargo, las exploraciones realizadas comprobaron que por debajo de los 10 m el macizo rocoso es impermeable.
- No se detectaron en el área del embalse problemas potenciales de inestabilidad de grandes masas de roca que dieran lugar a afectaciones de la cortina.

b) Modelo hidrogeológico del vaso

- Todas las unidades litoestratigráficas, que serán cubiertas por el vaso, tienen condiciones favorables para evitar fugas de agua a través del material, ya que las permeabilidades primarias y secundarias en general son muy bajas, debido a que las tobas tienen granulometría fina y están poco fracturadas, y las riolitas están fracturadas, pero tienden a cerrarse a profundidad.

- De las cinco fallas geológicas cercanas a la boquilla, se considera que las más importantes para la estanqueidad del vaso son las fallas río Tunal (Frt), vaso 3 (Fv-3) y vaso 1 (Fv-1).
- La falla río Tunal (Frt) es la más importante, pues se localiza sobre el río Tunal y cruza la boquilla; sin embargo, con las exploraciones de detalle realizadas en la zona de la cortina se comprobó que por debajo de los 10 m el macizo rocoso es impermeable. No obstante, se tiene contemplado realizar una pantalla impermeable profunda en esta zona, que impida flujos de agua por debajo de la cortina.
- Las fallas vaso 1 y 3 tienen orientación paralela al río y presentan una reducida zona de afectación, provocando un mayor fracturamiento de la roca, pero tienden a cerrarse a profundidad, por lo que su riesgo de grandes filtraciones es reducido.
- Las otras fallas geológicas, por su orientación perpendicular al río, y su falta de continuidad hacia otras cuencas, no representan un riesgo de filtraciones del embalse, más bien favorecen que el flujo de agua subterránea se detenga, al poner en contacto a las tobas con las riolitas impermeables.
- Por lo tanto, se tienen condiciones hidrogeológicas favorables para el cierre hidráulico del vaso.

c) **Modelo geológico de la boquilla**

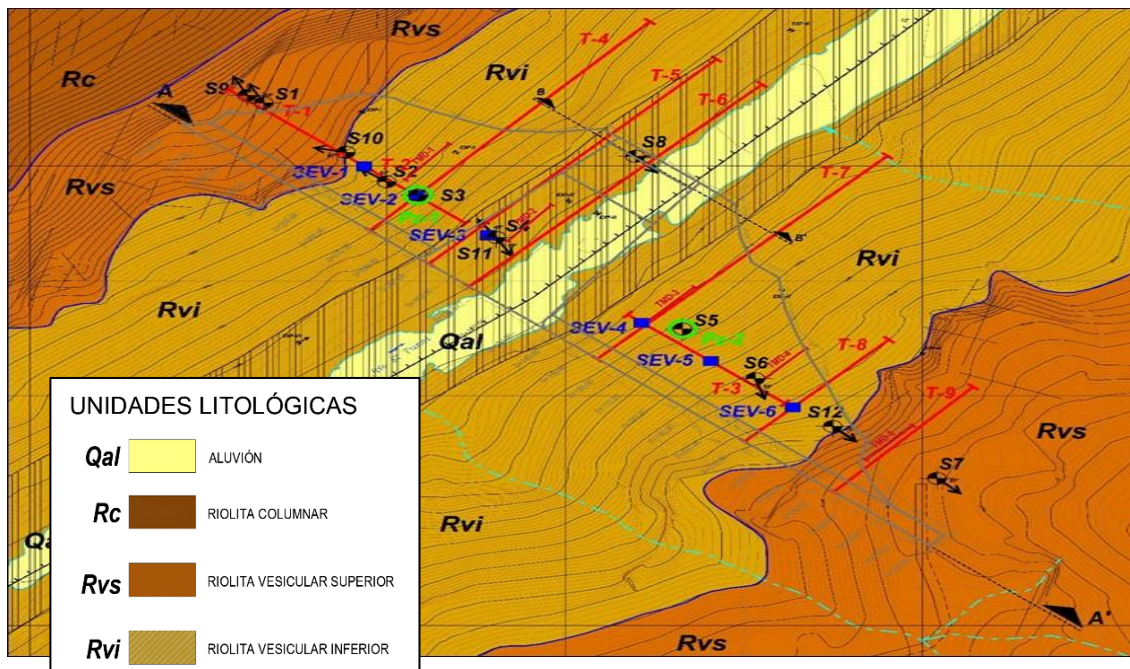
- En el sitio de la boquilla afloran básicamente dos unidades litológicas: la riolita vesicular superior (Rvs), situada en la parte superior de la ladera, mientras que en la parte media y baja está la riolita vesicular inferior (Rvi); ambas rocas se encuentran compactas, duras, con grandes vesículas no interconectadas y con un fracturamiento bajo a moderado, con espaciamientos amplios entre fracturas, abiertas en superficie y cerrándose rápidamente a profundidad.
- En la zona del cauce, y por el efecto de la falla geológica río Tunal, la riolita vesicular inferior se dividió en dos unidades, ya que se presenta una zona con mayor grado de fracturamiento (Rvi-f) con planos poco espaciados, cerrados o rellenos de calcita; y en otras zonas la riolita se encuentra brechada (Rvi-b), pero está bien cementada con calcita, compacta y dura. Estas unidades se intercalan a lo largo de la zona de falla.
- En la parte inferior de la boquilla, con el apoyo de los sondeos exploratorios, se detectó la presencia de las tobas superiores, diferenciándose tres unidades: tobas líticas (Tbl), tobas vítreas (Tbv) y un derrame de dacita (Da); estas rocas se encuentran compactas, duras, sanas y poco fracturadas. El contacto con las riolitas vesiculares se encuentra en la margen derecha a una profundidad de 35 m bajo el cauce, pero por efecto del desplazamiento de la falla, en la margen izquierda se encuentran a 65 m de profundidad.
- En la zona del cauce se presentan depósitos aluviales cubriendo a la roca y formados por boleos y gravas, con espesores reducidos del orden de 2 a 3 m. En las laderas se presentan, de forma irregular, depósitos de talud conformados por bloques de roca de hasta 80 cm de

diámetro en estado suelto y espesores de hasta 2 m, así como una delgada capa de suelo residual.

- La principal discontinuidad que afecta a las riolitas vesiculares son los planos de fracturamiento; se determinaron cuatro sistemas principales, tres verticales que son las más frecuentes (F1, F2 y F4) y uno subhorizontal (F3); tienen más de 20 m de continuidad, espaciamientos entre 0.2 y 2 m, superficies onduladas-rugosas, abiertas en superficie con tendencia a cerrarse a profundidad.
- En la zona del cauce del río se confirmó la presencia de la falla geológica río Tunal (Frt), y se detallaron sus características con el apoyo de los sondeos exploratorios: lleva una dirección NW 45° SE; es una falla de tipo normal pero hay estrías observadas en superficie que indican que tuvo una componente de desplazamiento lateral; el salto vertical es de 35 m y el ancho de afectación oscila entre 50 y 60 m; en esta zona las rocas presentan un mayor grado de fracturamiento y brechamiento, con abundancia de calcita que rellena fracturas y cementa la roca.

En la [Figura 3](#) se muestra el mapa geológico de la zona de la boquilla, así como la localización de los sondeos exploratorios y la prospección geofísica realizada por SEYCO.

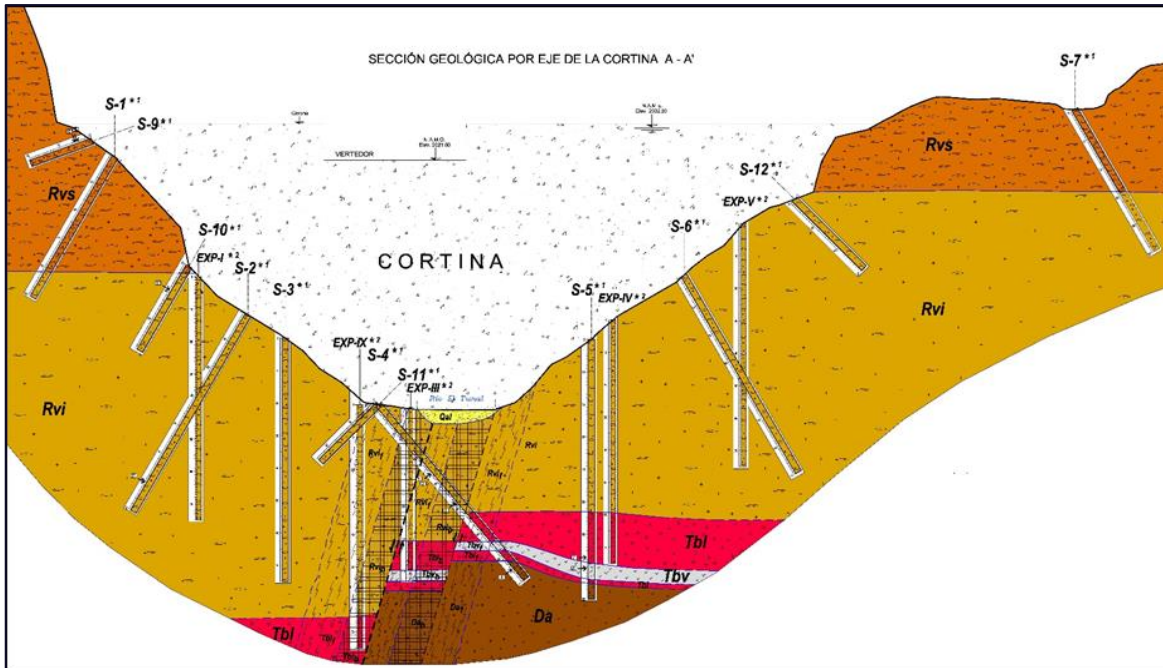
Figura 3. Mapa geológico de la boquilla y localización de sondeos y prospección geofísica



Fuente: Informe geológico-geotécnico realizado por SEYCO.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 4. Sección geológica por el eje de la boquilla



Fuente: Informe geológico-geotécnico realizado por SEYCO.

Nota: Se muestra la distribución en el subsuelo de las unidades litológicas y la zona de falla del cauce.

Figura 5. Unidades litológicas por el eje de la boquilla

UNIDADES LITOLÓGICAS		
UNIDAD ESTRATIGRÁFICA	UNIDAD LITOLÓGICA	TIPO DE ROCA
ALUMON	Qal	DEPÓSITOS ALUMALES
RIOLITA VESICULAR (Rv)	Rvs	RIOLITA VESICULAR SUPERIOR
	Rvi	RIOLITA VESICULAR INFERIOR
	Rvi_f	RIOLITA VESICULAR INFERIOR FRACTURADA
	Rvi_b	RIOLITA VESICULAR INFERIOR BRECHADA
TOBAS SUPERIORES (Ts)	Tbl	TOBA LÍTICA
	Tbv	TOBA VITREA
	Da	DACITA
		ROCA FRACTURADA
		ROCA BRECHADA

Fuente: Informe geológico-geotécnico realizado por SEYCO

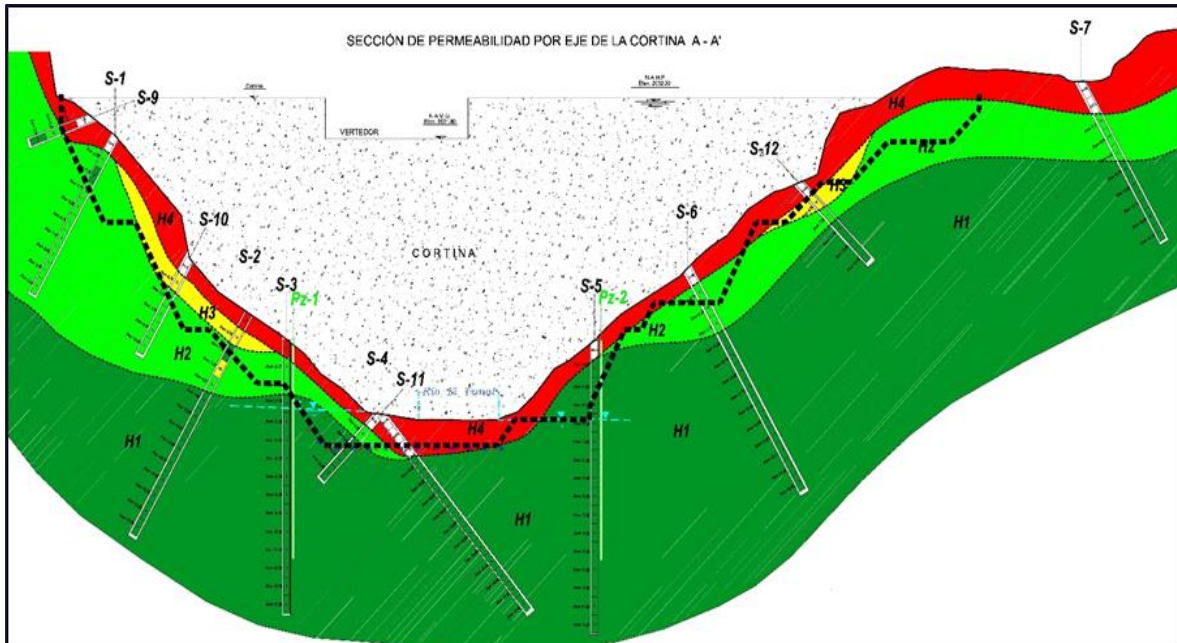
d) Modelo geofísico

- El estudio geosísmico permitió definir que, en los primeros 1 a 3 m del subsuelo, se presentan los materiales de mala calidad por su baja dureza y alto fracturamiento, con velocidades muy bajas que se agruparon en la unidad US-1.
- Por debajo la unidad US-2 ya presenta una mejoría en la calidad, al registrar velocidades medias de 1500 a 2600 m/s, asociada a roca alterada y fracturada, con espesores de 5 a 8 m.
- La unidad US-3 ya constituye un macizo rocoso de muy buena calidad, pues sus velocidades son altas, entre 3200 y 3800 m/s, que indican que la roca está poco alterada, dura y poco fracturada. En las laderas se presenta a una profundidad entre 10 y 20 m, pero en la zona del cauce se detectó por debajo de los 4 m.
- Bajo el cauce, y por debajo de los 15 m de profundidad, se detectó la unidad US-4 con velocidades muy altas, mayores de 4500 m/s, donde la roca está sana, muy dura y poco fracturada.
- El estudio eléctrico definió que en las laderas las rocas están moderadamente alteradas y fracturadas con planos abiertos (UE-1), mientras que en los primeros 10 m bajo el cauce, la roca debe contener agua, dadas sus bajas resistividades (UE-2); y por debajo, las resistividades se incrementan notablemente, entre 2000 y 3500 ohm/m, indicando que la roca se encuentra sana, muy dura, poco fracturada y seca (UE-3).

e) Modelo hidrogeológico

- Los dos piezómetros colocados en el eje de la boquilla demuestran que el nivel freático se ubica casi al nivel del cauce del río El Tunal, lo que indica que existe agua subterránea en la zona de la boquilla y mantiene un ligero gradiente hacia el río Tunal.
- La presencia de un nivel de agua en las riolitas fracturadas indica que, en la parte superior del terreno, las fracturas están abiertas y permiten la acumulación y circulación de agua. Sin embargo, el modelo geoelectrico muestra que el espesor de roca saturada es del orden de 10 m, que corresponde a la zona con baja resistividad.
- Por debajo de los 10 m se considera que el macizo rocoso es impermeable, ya que la roca está muy compacta, poco fracturada y los planos cerrados, sin evidencias de circulación de agua, tal como lo demuestran las altas resistividades eléctricas, las elevadas velocidades sísmicas y las bajas permeabilidades calculadas con las pruebas de campo Lugeon.
- En función de las pruebas de permeabilidad Lugeon, realizadas en la zona de la boquilla, se efectuó una zonificación del grado de permeabilidad del macizo rocoso, diferenciando cuatro zonas: H4, H3, H2 y H1, tal como se ilustra en la sección de permeabilidad de la [Figura 6](#) y [Figura 7](#).

Figura 6. Sección de permeabilidad por eje de la cortina



Fuente: Informe geológico-geotécnico realizado por SEYCO.

Figura 7. Grado de permeabilidad

ZONIFICACIÓN DE PERMEABILIDAD

ZONA	GRADO DE PERMEABILIDAD
H4	MATERIAL ALTAMENTE PERMEABLE
H3	MATERIAL PERMEABLE
H2	MATERIAL POCO PERMEABLE
H1	MATERIAL IMPERMEABLE

Fuente: Informe geológico-geotécnico realizado por SEYCO.

- Los materiales que se presentan en los primeros 5 a 10 m del subsuelo, que conforman la “zona de permeabilidad H4”, manifiestan una alta permeabilidad secundaria del macizo rocoso riolítico, ocasionada por el fuerte grado de fracturamiento con planos abiertos; sin embargo, con las excavaciones de regularización prácticamente se eliminarán los materiales de alta permeabilidad.
- Por debajo de esta zona, en ambas laderas se presenta la zona de permeabilidad H3, situada a profundidades del orden de 20 a 40 m en la margen izquierda y de 20 m en la margen derecha, la cual contiene materiales poco permeables y con planos semiabiertos, que

podrían permitir el flujo de agua, por lo que se requiere de un tratamiento para su impermeabilización.

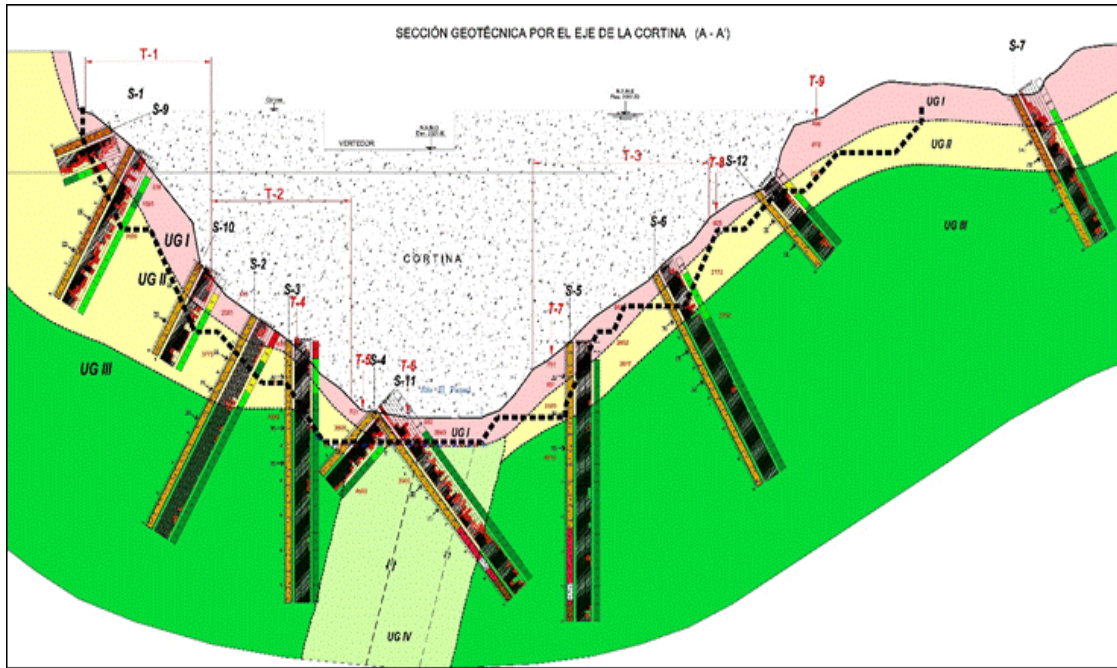
- En la parte inferior de ambos márgenes de la boquilla, por debajo de las zonas permeables H4, H3 y H2, se presenta el basamento impermeable de la zona H1, donde la roca se encuentra poco fracturada, con planos cerrados o rellenos de calcita, que hacen que el macizo rocoso sea impermeable, sin posibilidad de flujos de agua, condición que se mantiene hasta los 70 a 80 m que fueron explorados.
- En la zona del cauce se tiene la presencia de la *falla geológica*, donde la roca riolítica se encuentra brechada y con un mayor grado de fracturamiento; sin embargo, por debajo de 15 m, la riolita se encuentra compacta y resistente, cementada por calcita; asimismo, aunque la roca está fracturada, los planos están cerrados a profundidad o están rellenos por calcita; estas condiciones geológicas le dan impermeabilidad al macizo rocoso, tal como lo demostraron las 23 pruebas de permeabilidad Lugeon, realizadas a lo largo de los sondeos que cruzaron la zona de falla, tanto en el eje de la boquilla (S-4 y S-11) como aguas abajo (S-8).
- *Estas condiciones hidrogeológicas permiten asegurar el cierre hidráulico por debajo de los 15 m en la zona del cauce.*

f) **Modelo geotécnico**

- Se efectuó una zonificación de los materiales en la zona de la boquilla con base en sus características geológicas y geofísicas, determinando cuatro unidades geotécnicas, denominadas UG I, UG II, UG III y UG IV.
- La unidad UG I corresponde a la capa superficial de mala calidad que se presenta en toda la zona de la boquilla, compuesta por materiales sueltos y roca moderadamente alterada, de baja dureza y fracturada (RQD= 25 a 75 %), con velocidades sísmicas de 300 hasta 2000 m/s y es altamente permeable.
- En la unidad UG II se presenta en ambos márgenes de la boquilla, donde la roca se encuentra ligeramente alterada, dura y medianamente fracturada (RQD= 50-75 %), con velocidades desde 1100 hasta 3700, y es poco permeable.
- La unidad UG III se detectó en las dos laderas, por debajo de la UG II; la roca se encuentra sana, dura, poco fracturada (RQD= 75-90 %), con velocidades de 3700 a 4600 m/s y es impermeable.
- La unidad UG IV solo se presenta en el cauce y a lo largo de la zona de falla, donde la roca está ligeramente alterada, medianamente dura y muy fracturada (RQD= 25 a 50 %), con velocidades de 4500 a 5000 m/s y es impermeable.
- Cada una de las unidades geotécnicas fue caracterizada geotécnicamente con base en las propiedades índice y mecánicas de la roca intacta, las propiedades dinámicas del macizo rocoso, sus condiciones de permeabilidad, la clasificación geomecánica RMR y las propiedades mecánicas del macizo rocoso.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 8. Zonificación en unidades geotécnicas



Fuente: Informe geológico-geotécnico realizado por SEYCO.

Figura 9. Parámetros geológicos de clasificación de campo

UNIDAD GEOTÉCNICA	Espesor (m)	Parámetros geológicos de clasificación de campo					Permeabilidad	Velocidad sísmica primaria Vp (m/s)
		Tipos de roca	Grado de alteración	Grado de Dureza	Índice de calidad de roca, RQD (%)	Grado de fracturamiento		
UG I	3 - 14	Depósitos aluviales, Depósitos de talud y suelos residuales	-	Muy baja	-	-	Altamente permeable	328 - 751
		Rolita vesicular superior	Moderadamente Alterado	Baja dureza	25 - 50	Muy fracturado		878 - 2,051
		Rolita vesicular inferior		Blando	50 - 75	Mediamente fracturado		3,843
		Rolita en zona de falla			< 25	Extremadamente fracturado		
UG II	5 - 18	Rolita vesicular superior	Ligeramente Alterado	Duro	50 - 70	Mediamente fracturado	Poco permeable	1,111 - 1,875
		Rolita vesicular inferior						2,172 - 3,773
UG III	37 - 78	Rolita vesicular inferior	Sana	Duro	75 - 90	Poco fracturada	Impermeable	3,700 - 4,610
UG IV		Rolita vesicular inferior brechada	Ligeramente alterada	Mediamente dura	25 - 50	Muy fracturado	Impermeable	4,500 - 5,000

Fuente: Informe geológico-geotécnico realizado por SEYCO.

g) Condiciones geológicas de la cimentación

g.1) Material de limpia

- Los materiales que por su mala calidad geomecánica deben ser removidos de la zona de desplante de la cortina corresponden a los agrupados dentro de la unidad geotécnica UG I.
- Los materiales superficiales en estado suelto deberán ser totalmente retirados en la zona de la cortina, los cuales corresponden a los depósitos aluviales, de talud, y suelos residuales.
- También se recomendó remover las unidades de rocas riolíticas vesiculares de mala calidad geomecánica, que se encuentran en la zona del cauce y en ambos márgenes de la cortina, debido a que estas rocas presentan un moderado grado de alteración, baja dureza y un fracturamiento moderado a intenso, con velocidades sísmicas variables desde 800 hasta 2000 m/s y con una alta permeabilidad por fracturamiento abierto.

g.2) Desplante de la cortina

- El macizo rocoso donde se recomendó desplantar la cortina corresponde a los materiales de buena calidad geomecánica, agrupados en las unidades geotécnicas UG II y UG IV, ya que presentan condiciones favorables de resistencia y deformabilidad para soportar las cargas que serán impuestas con la construcción de la cortina de CCR.
- Sin embargo, se recomienda realizar un tratamiento de consolidación en toda la zona de desplante de la cortina, que permita mejorar las condiciones de resistencia del macizo rocoso.

g.3) Permeabilidad en la boquilla

- En la parte media y alta de ambos márgenes de la boquilla, la mayor parte del terreno se comporta como un material poco permeable (3 a 10 UL), e inclusive en tramos locales llega a ser permeable (11 a 20UL), debido a que la roca se encuentra medianamente fracturada, con planos poco abiertos y sin relleno.
- En la margen izquierda, la zona permeable se extiende hasta 15 m en la parte media de la ladera, y hasta 30 m hacia la parte alta, ya que la roca presenta de un moderado a intenso fracturamiento.
- En la margen derecha la zona permeable es más uniforme y se encuentra a una profundidad de 10 m; y en la zona del empotramiento la roca permeable continúa hacia la ladera, ya que las fracturas están abiertas en esta área de la boquilla.
- En la parte baja de las laderas, la roca se encuentra impermeable (0 a 3 UL), al estar poco fracturada y con planos cerrados, con un espesor de 10 m.
- En la zona del cauce del río Tunal, los valores de permeabilidad obtenidos fueron sistemáticamente de 0 UL, lo que indica que el macizo rocoso es impermeable, ya que,

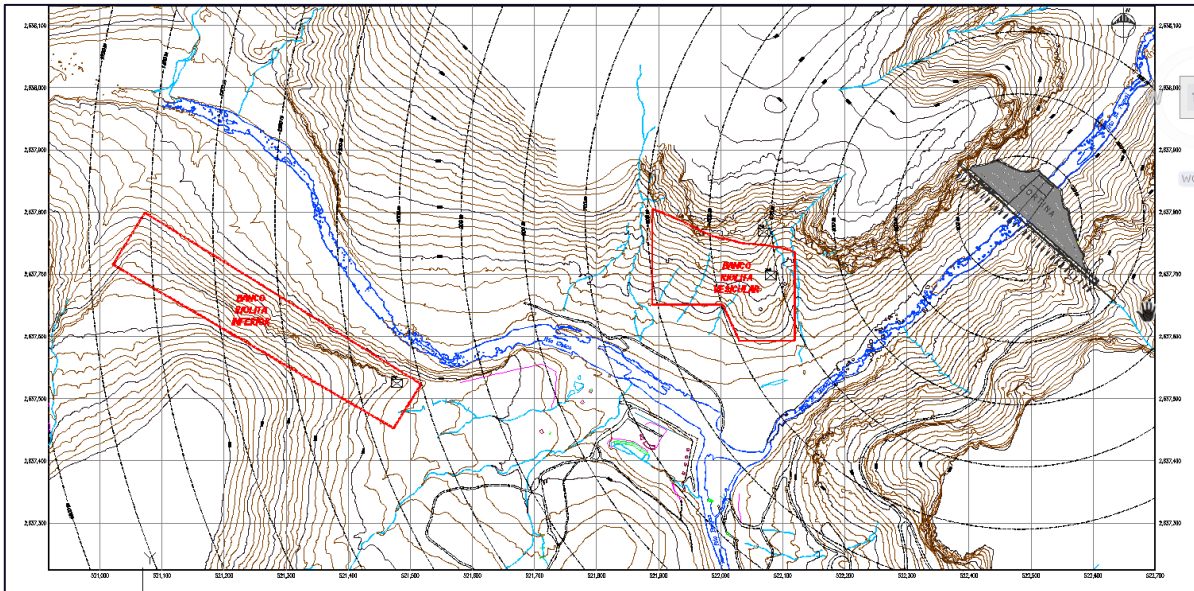
aunque la roca riolítica está fracturada, los planos de discontinuidad están rellenos de calcita, sellando así al macizo rocoso.

- Se recomendó llevar a cabo un tratamiento de impermeabilización a lo largo del eje de la cortina por medio de una pantalla de inyección en la margen derecha y en el cauce. La profundidad sugerida para llevar esta pantalla es variable: en la parte baja de la margen izquierda de 20 m, en la parte alta de 30 m, y en la zona del cauce de 30 m.
- La orientación sugerida de los barrenos de inyección, que permita cortar la mayor cantidad de fracturas, fue de NW 65°, para la margen izquierda, y SE 65° en la margen derecha.

h) Bancos de material

- En virtud de que el tipo de presa seleccionada fue de concreto compactado con rodillo (CCR), el estudio de bancos de material se enfocó en localizar y evaluar los sitios más adecuados para suministrar los agregados para la fabricación de concreto, requiriéndose del orden de 835 000 m³ de materiales para los requerimientos totales de la presa.
- Como resultado de la exploración preliminar, se concluyó que en la región no existen depósitos naturales de grava y arena que puedan aportar las cantidades de material requeridas para la cortina, ya que ni los acarrees ni las terrazas aluviales de los ríos de la zona han acumulado volúmenes importantes de estos materiales. Por tanto, la única fuente para obtener la grava y arena es mediante un proceso de trituración de la roca.
- En la zona del vaso se presentan diversas unidades litológicas conformadas por rocas volcánicas riolíticas que presentan condiciones favorables, tanto en calidad como en cantidad, para obtener la grava-arena requerida; y además se encuentran ubicados en la zona de entrada del cañón del río El Tunal, lo que representa acarrees menores del orden de 500 m. Como resultado de la evaluación se seleccionaron dos bancos de material en la zona del vaso, denominados como: Banco Riolita Vesicular y Banco Riolita Inferior.

Figura 10. Localización de los bancos de material para agregados pétreos para la fabricación del CCR



Fuente: Informe geológico-geotécnico realizado por SEYCO.

- El Banco “Riolita Vesicular” presenta las siguientes características:
 - El banco se ubica en la margen izquierda del río Chico dentro de la zona del vaso y a una distancia de 500 m de la boquilla. El material a triturar es la riolita vesicular inferior, que es una roca sana, compacta, dura y fracturada, que forma bloques de medianos a grandes.
 - El espesor de despalme en este banco es de solo 30 cm, y, considerando un espesor aprovechable de 82 m, se tendría un volumen potencial 1'000,000 m³, suficientes para los requerimientos del proyecto, y con potencial para obtener más material, ampliando el banco hacia el norte.
 - El material triturado manifestó buena calidad en los diversos ensayos de laboratorio que se le practicaron, ya que la mayoría de las pruebas de peso, dureza, resistencia al desgaste y al intemperismo cumplen con los requerimientos, como agregado de concreto.
 - Las pruebas químicas de reactividad álcali-agregado indicaron que el material es inocuo. Sin embargo, el análisis petrográfico indicó que el material es potencialmente deletéreo en la reacción álcali-sílice, debido a la naturaleza ácida y criptocristalina de la riolita.
 - La explotación del banco debe efectuarse con explosivos, y la roca obtenida debe triturarse para alcanzar los tamaños requeridos para fabricar el CCR.

- El Banco “Riolita Inferior” presenta las siguientes características:
 - El banco se ubica en la margen derecha del río Chico dentro de la zona del vaso y a una distancia de 700 a 800 m de la boquilla. El material a triturar es la riolita inferior, que es una roca sana, compacta, dura y fracturada que forma bloques de medianos a grandes.
 - La riolita está cubierta por las tobas superiores que deberán removerse para extraer la roca útil; en la cuantificación efectuada se consideró un espesor de despilme de 15 m, y con un espesor aprovechable de 36 m, se tendría un volumen potencial 800 000 m³.
 - El material triturado manifestó buena calidad en los diversos ensayos de laboratorio que se le practicaron, ya que la mayoría de las pruebas de peso, dureza, resistencia al desgaste y al intemperismo cumplen con los requerimientos como agregado de concreto.
 - Las pruebas químicas de reactividad álcali-agregado indicaron que el material es inocuo: Sin embargo, el análisis petrográfico indicó que el material es potencialmente deletéreo en la reacción álcali-sílice, debido a la naturaleza ácida y criptocristalina de la riolita.
 - La explotación del banco debe efectuarse con explosivos y la roca obtenida debe triturarse para alcanzar los tamaños requeridos para fabricar el CCR.

Estudio geológico-geotécnico realizado por ROCHER INGENIERÍA, SA (2019)

El estudio realizado por ROCHER, en el 2019, tuvo como objetivo principal complementar el modelo geológico de la zona de la boquilla, y definir con mayor detalle el modelo geotécnico, con base en ensayos de campo y laboratorio que permitieron determinar las propiedades mecánicas de la roca intacta y del macizo rocoso, y así obtener los parámetros de diseño necesarios para los diversos análisis de estabilidad y deformabilidad para la presa.

Los alcances del *estudio geológico* complementario fueron:

- Relacionar el contexto geológico regional y correlacionarlo con el mapeo superficial de la zona propuesta para la construcción de la cortina de la presa “El Tunal II”.
- Identificar las unidades geológicas existentes en el sitio de estudio y su distribución, tanto en superficie como en el subsuelo, y verificar la presencia de discontinuidades geológicas.
- Definir las unidades litológicas que constituyen la zona de estudio a partir de la información obtenida de la campaña SEYCO, y complementarla con datos de cinco barrenos realizados por Rocher Ingeniería (SR-14, SR-15, SR-16, SR-17 y SR-18) con recuperación de núcleos en la zona de la cortina.
- Complementar la información de las pruebas de permeabilidad mediante la ejecución de ensayos de tipo Lugeon, y realizar un perfil donde se muestre el comportamiento del macizo rocoso con respecto a su absorción.

- Realizar estereogramas para determinar orientaciones de las principales familias de discontinuidades y comportamiento en ambas márgenes y en el cauce del río Tunal.

Los alcances del *estudio geotécnico* complementario fueron:

- Realizar sondeos exploratorios para efectuar ensayos in situ de adsorción y deformabilidad.
- Obtener parámetros de diseño con base en ensayos de laboratorio a núcleos de roca, y ensayos de campo para conocer la deformabilidad y resistencia al corte de los materiales.
- Efectuar análisis 2D de esfuerzo-deformación de la estructura de retención, mediante un modelo de elemento finito, por medio de un modelo tridimensional con el software MIDAS GTS NX.
- Realizar un modelo tridimensional 3D para conocer a detalle el estado de esfuerzos en la simulación de etapas de construcción y el comportamiento del conjunto estructura-vaso y estructura cimentación.

Actividades realizadas en el estudio

Las principales actividades que se realizaron en este estudio fueron las siguientes:

a) Levantamientos geológicos

Se llevaron a cabo levantamientos geológicos complementarios en la zona de la boquilla para ampliar la información de las características de las unidades litológicas y de las discontinuidades que permitieron elaborar estereogramas.

b) Estudios geofísicos

Se realizó un estudio de prospección geofísica con el método Dipolo-Dipolo, con la finalidad de ver cambios litológicos laterales en sitios donde se identificaron fallas, para observar la correlación geoelectrica de estas discontinuidades. Las líneas se planearon en ambas márgenes del río. Se realizaron un total de seis líneas de prospección.

Además, se efectuaron estudios sísmicos con el método de Down Hole (DH), que permitió establecer las propiedades dinámicas de las diferentes unidades estratigráficas que componen al subsuelo del sitio, ya que esta técnica es de las más confiables para la determinación de las propiedades dinámicas del terreno.

Los estudios de DH se realizaron en los barrenos SR-14', SR-15' y SR-16'; y todas se efectuaron hasta los 50 m de profundidad y con intervalos de medición a cada dos metros.

c) Sondeos exploratorios

Se realizó un programa de perforación que permitió complementar el modelo geológico, con la obtención de núcleos de roca para determinación de litología y pruebas de laboratorio, así como para

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

la realización de algunos ensayos “in situ” para determinar las propiedades mecánicas del macizo rocoso.

Se realizaron ocho (8) sondeos geológicos, todos ubicados en el lugar de la boquilla; cuatro se efectuaron en la zona del cauce, dos en la margen izquierda y dos en la margen derecha. Seis barrenos fueron verticales con profundidades de entre 58 y 130 m; y dos sondeos inclinados (SR-17 y SR-18) del cauce del río y hacia la margen derecha y de 80 m de profundidad, para poder atravesar la falla del cauce.

En la tabla siguiente se muestran las principales características de los sondeos exploratorios, así como el tipo de trabajos realizados en cada barreno.

Figura 11. Trabajos realizados por barreno

Sondeo	Profundidad Final (m)	Ubicación	Coordenadas UTM			Trabajos Realizados por Barreno			
			X	Y	Z	Permeabilidad	Deformabilidad	Down Hole	Muestreo
SR-14	80	Margen Izquierdo	522428	2637841	1989.0	6			Continuo
SR-14'	65	Margen Izquierdo	522426	2637839	1982.6		6	De 0 a 50 m	Continuo
SR-15	130	Margen Derecho	522596	2637690	2040.0	6			Continuo
SR-15'	58	Margen Derecho	522599	2637688	2040.0		6	De 0 a 50 m	Continuo
SR-16	96	Cauce del Río	522447	2637789	1950.0	6			Continuo
SR-16'	75	Cauce del Río	522451	2637787	1947.7		6	De 0 a 50 m	Continuo
SR-17	80	Cauce del Río	522454	2637799	1948.6				Continuo
SR-18	80	Cauce del Río	522508	2637859	1948.0				Continuo

Fuente: Informe Geológico-geotécnico realizado por ROCHER, pág. 16. Tabla 1.

d) **Ensayes de permeabilidad (campo)**

En todos los sondeos efectuados en esta campaña de exploración se llevaron a cabo pruebas de campo para determinar la permeabilidad del macizo rocoso. La mayoría de las pruebas realizadas fueron del tipo Lugeon, ya que el terreno está conformado básicamente por rocas poco fracturadas.

Las pruebas Lugeon se realizaron en tres sondeos (SR-14, SR-15 y SR-16), efectuando seis (6) pruebas en tramos específicos.

e) **Ensayes de laboratorio a núcleos de roca**

Se realizaron ensayos de laboratorio, con el fin de obtener los parámetros de resistencia al corte y módulos de elasticidad a los núcleos de roca obtenidos de los sondeos exploratorios, efectuando las siguientes pruebas:

- Determinación del peso volumétrico natural.

- Tracción indirecta.
- Compresión simple.
- Compresión simple cíclica.
- Triaxial TxUU.
- Corte directo.

f) **Ensaye de corte directo (campo)**

El principio de la prueba de corte directo consiste en aplicar un esfuerzo normal a un elemento, para posteriormente aplicar un esfuerzo horizontal, de tal manera que se deslice dicho elemento por su principal plano de falla, para poder obtener sus parámetros de resistencia al corte en términos de carga residual, como son el ángulo de fricción interna y la cohesión.

Se efectuaron cuatro (4) pruebas de corte directo con las siguientes características:

- CD-1 Riolita vesicular superior, discontinuidad vertical.
- CD-2 Riolita vesicular inferior, discontinuidad horizontal.
- CD-3 Riolita vesicular superior, discontinuidad vertical.
- CD-4 Riolita vesicular inferior, discontinuidad horizontal.

g) **Pruebas de deformabilidad (campo)**

Las pruebas de deformabilidad se llevaron a cabo en los sondeos SR-14', SR-15' y SR-16', con la finalidad de caracterizar la deformabilidad del macizo rocoso in situ y tener mayores elementos para realizar el modelo numérico para el análisis de la estabilidad de la cortina.

En cada sondeo se hicieron seis pruebas, mismas que se distribuyeron en las partes más alteradas, las cuales se determinaron en función del fracturamiento obtenido en los sondeos realizados previamente.

h) **Procesamiento de información. Modelo geológico-geotécnico**

Con base en la integración de la información geológica, geofísica, pruebas mecánicas de campo y laboratorio, se definieron varias unidades geotécnicas (UG); para cada unidad se determinaron las siguientes propiedades de la matriz rocosa y del macizo rocoso, obteniendo la siguiente información:

Matriz rocosa

- P.V.N: Peso volumétrico natural.
- E: Módulo de elasticidad al 50 % de la carga máxima.
- ν : Módulo de Poisson, obtenido en laboratorio.
- c: Cohesión obtenida en la prueba de corte directo en laboratorio.
- Φ : Ángulo de fricción obtenido en la prueba de corte directo en laboratorio.
- TI: Tracción indirecta.
- qu*: Resistencia a la compresión cíclica.
- E_{CICLICO}: Módulo de recompresión.

Macizo rocoso

- K: Permeabilidad
- Mp: Módulo presiométrico.
- Vp: Velocidad de onda primaria.
- Vs: Velocidad de onda secundaria.
- E: Módulo de elasticidad obtenido en campo
- G: Módulo de rigidez al corte.

i) **Procesamiento de información. Modelo 2D**

Como parte de los estudios de ingeniería básica de la presa Tunal II se llevó a cabo el análisis de esfuerzo-deformación de la estructura de retención, mediante un modelo de elemento finito, el cual fue elaborado por medio de un modelo tridimensional con el software MIDAS GTS NX.

El análisis tiene la finalidad de conocer las condiciones de estabilidad y el estado de esfuerzos para diferentes estados de carga ante acciones sísmicas y estáticas.

j) **Procesamiento de información. Modelo 3D**

La zona alterada, ubicada al centro del cauce, denominada UGG-3b, presenta un módulo de deformabilidad alto, en relación con las unidades geomecánicas ubicadas en las laderas (UGG-3C); otra característica que se agrega a la cimentación irregular es el salto de falla que se localiza en el contacto entre la toba lítica y la rolita vesicular, justo al centro del cauce y a 70 m de profundidad, con respecto a nivel de desplante.

Por lo anterior se consideró necesario efectuar un modelo tridimensional, para conocer a detalle el estado de esfuerzos en la simulación de etapas de construcción y el comportamiento del conjunto estructura-vaso y estructura cimentación, así como conocer la condición de estabilidad y el estado de esfuerzos para diferentes estados de carga ante acciones sísmicas y estáticas.

Principales resultados del estudio

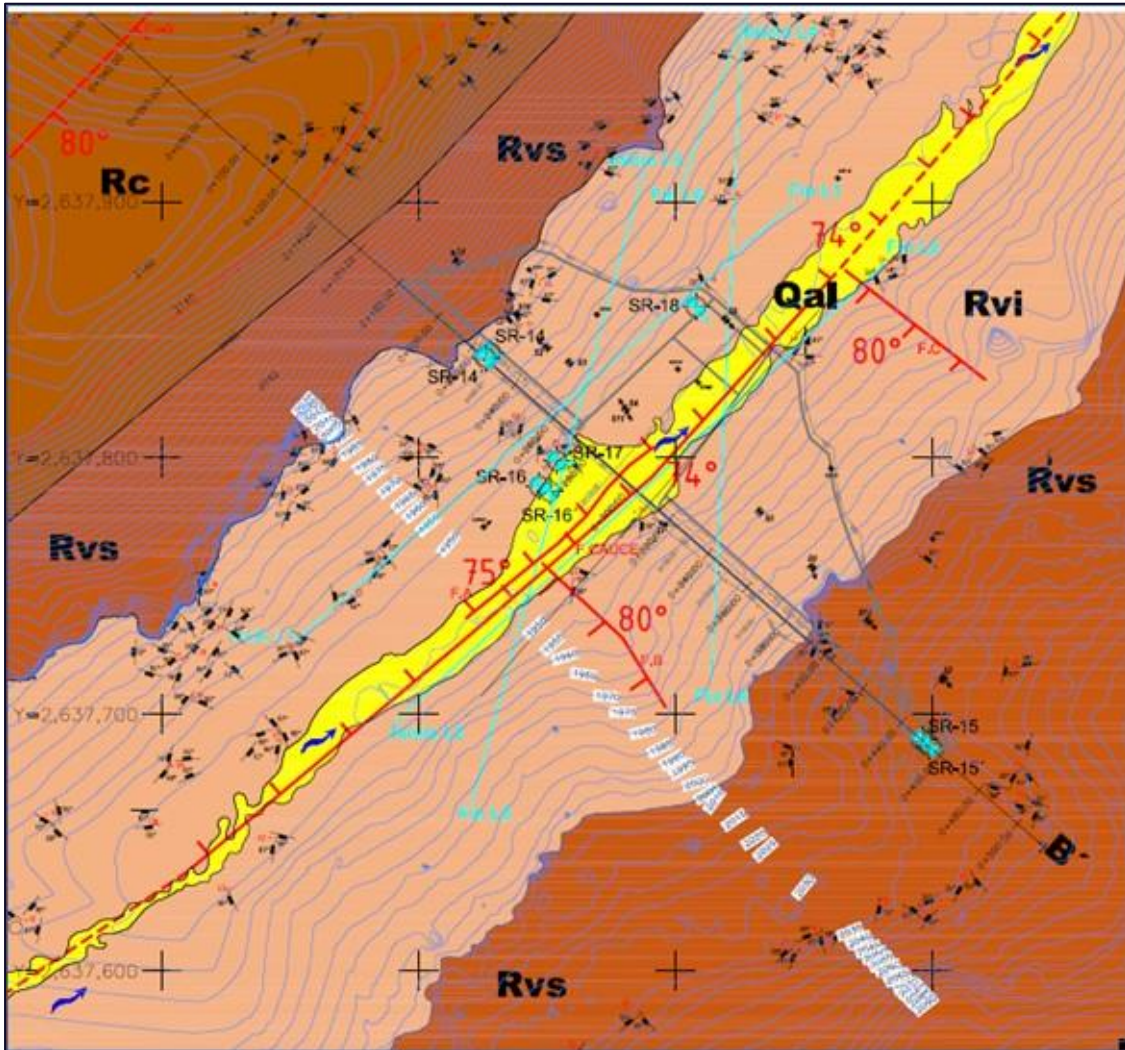
a) **Modelo geológico de la boquilla**

Se conservó el modelo geológico planteado por SEYCO en 2013, donde se establece que en la zona de la boquilla afloran tres unidades litológicas volcánicas cubiertas por depósitos aluviales a lo largo del río (Qal), tal como se muestra en la [Figura 12](#).

- *Riolita columnar (Rc)*
- *Riolita vesicular superior (Rvs)*
- *Riolita vesicular inferior (Rvi)*

Asimismo, se definió la presencia de tres fallas geológicas, de tipo normal; dos perpendiculares al río, y las más importante a lo largo del cauce del río, con su bloque caído hacia el poniente con una inclinación de 75°, tal como se ilustra en la [Figura 12](#).

Figura 12. Mapa geológico de la boquilla

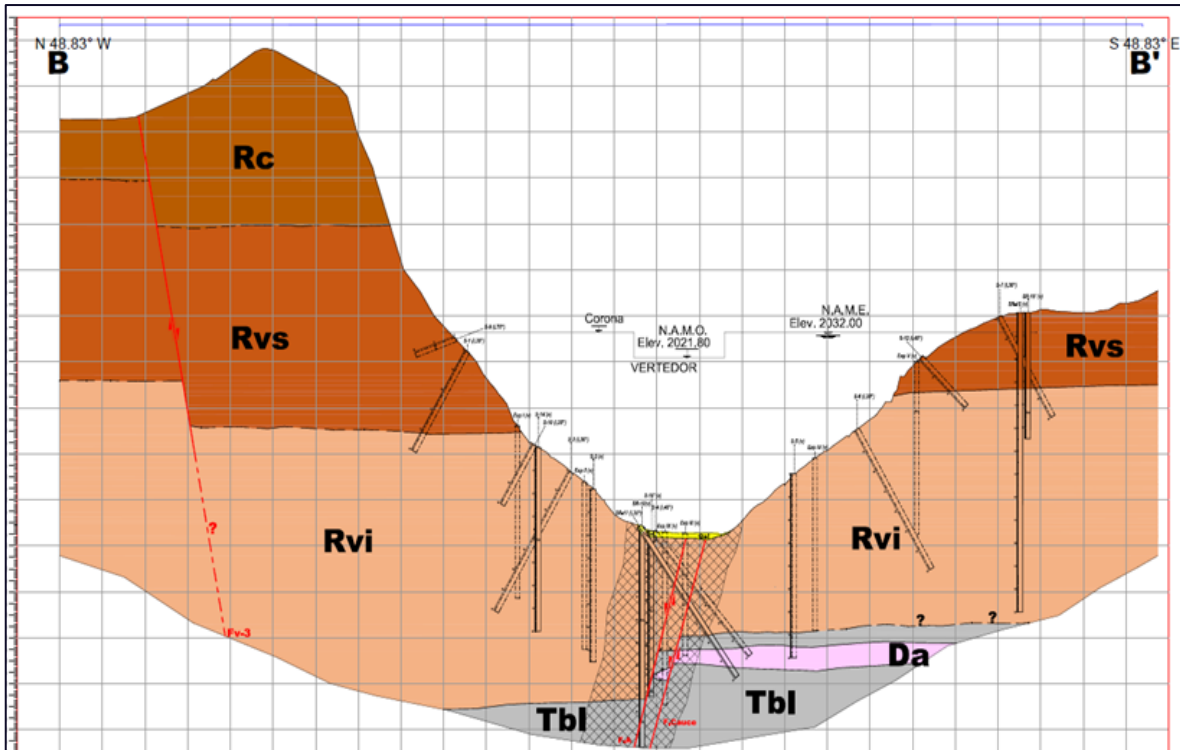


Fuente: Informe geológico-geotécnico elaborado por SEYCO.

En el subsuelo, los sondeos exploratorios del cauce y margen derecha permitieron identificar dos unidades litológicas volcánicas bajo la cubierta riolítica, cuya distribución se muestra en la Figura 13.

- *Tobas líticas (Tbl)*
- *Dacita (Da)*

Figura 13. Sección geológica por el eje de la boquilla



Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por SEYCO.

b) Estudio de Down Hole

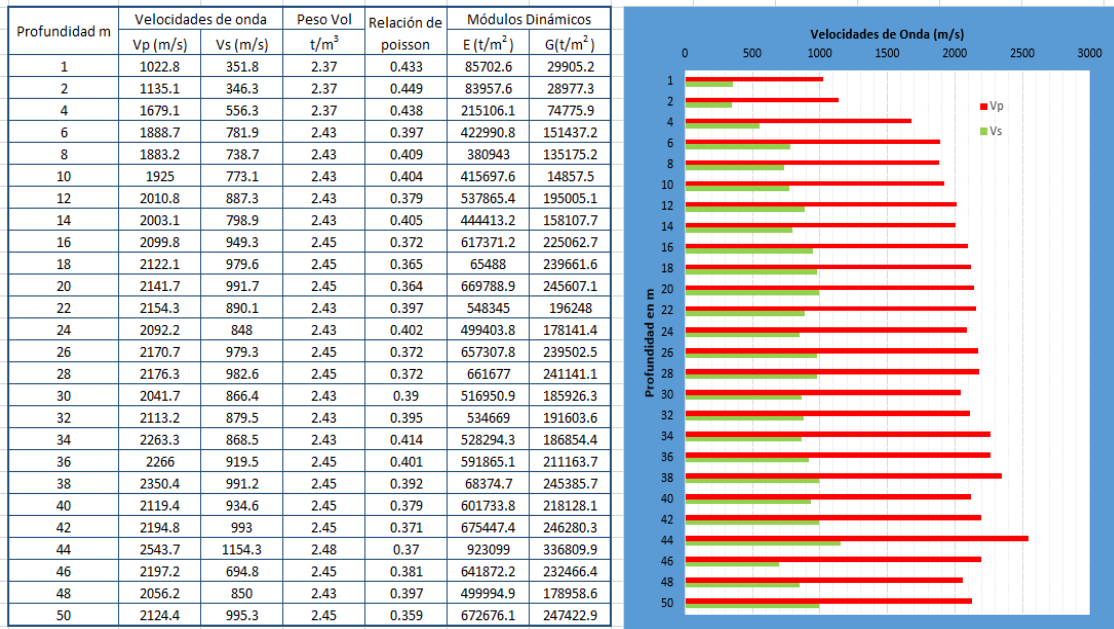
Las pruebas sísmicas de tipo Down Hole (DH) fueron efectuadas en tres sondeos: SR-14' (margen izquierda), SR-15' (margen derecha) y SR-16' (cauce), y permitieron determinar las propiedades dinámicas de las diferentes unidades estratigráficas, obteniendo valores de las velocidades V_p y V_s , la relación de Poisson, módulo de elasticidad E , y el módulo de rigidez G .

En las figuras de la Figura 14 a la Figura 16 se muestran los valores de las velocidades y los módulos elásticos calculados a cada 2 m de profundidad.

Con base en los resultados obtenidos se observa que los materiales del subsuelo de los tres sitios estudiados son muy competentes, ya que presentan velocidades entre 1700 y 2300 m/s y los módulos de elasticidad dinámicos son elevados, indicando la buena calidad del macizo rocoso a profundidad.

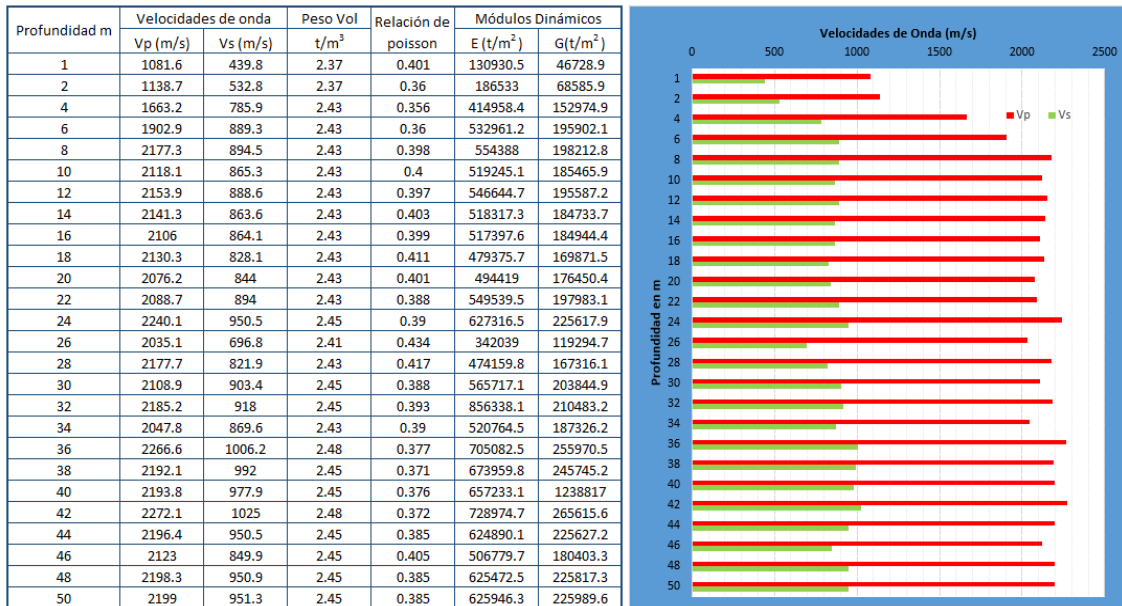
Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 14. Propiedades dinámicas SR-14'



Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER, pág. 37.

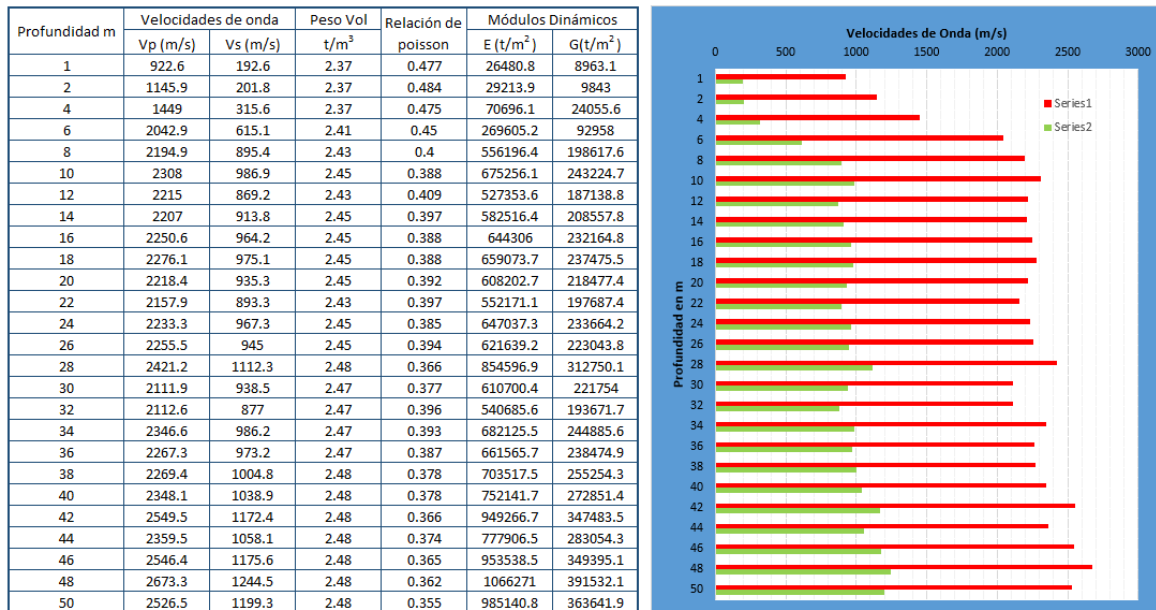
Figura 15. Propiedades dinámicas SR-15'



Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER, pág. 37.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 16. Propiedades dinámicas SR-16'



Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER, pág. 38.

c) Pruebas de absorción

Debido a que ya se contaba con el estudio completo de absorción, en el trabajo efectuado por SEYCO en el año 2013, la indicación por parte del CAED fue realizar pruebas en los sondeos verticales SR-14, SR-15 y SR-16, y solo a ciertas profundidades, de tal manera que se hicieron seis (6) ensayos por sondeo, distribuidas de la siguiente manera:

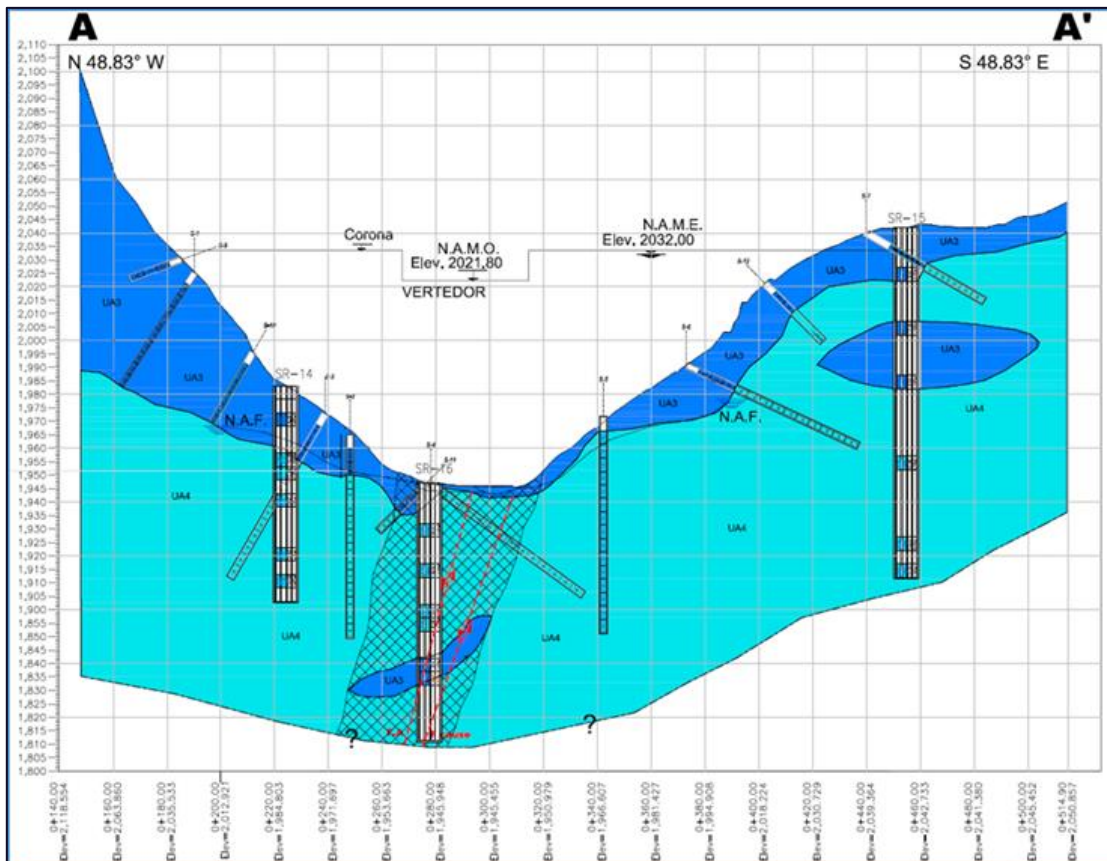
Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 17. Resultados de las pruebas de absorción

Sondeo	Profundidad Final (m)	Ubicación	Coordenadas UTM			Permeabilidad	
			X	Y	Z	(U.L)	k (cm/s)
SR-14	10-15	Margen Izquierdo	522428	2637841	1989.0	1.48	1.48E-05
	25-30					0.67	6.67E-06
	30-35					0.67	6.67E-06
	40-45					0.64	6.40E-06
	60-65					0.34	3.46E-06
SR-15	15-20	Margen Derecho	522596	2637690	2040.0	0.23	2.28E-06
	35-40					0.05	5.30E-07
	55-60					1.41	1.41E-05
	85-90					8.03	8.00E-05
	115-120					0.37	3.69E-06
SR-16	125-130	Cauce del Río	522447	2637789	1950.0	0.04	3.99E-07
	15-20					0.01	1.49E-07
	30-35					0.05	5.30E-07
	45-50					0.07	7.22E-07
	50-55					0.03	2.61E-07
	65-70					0.47	4.73E-07
	70-75		10.55	1.05E-04			
					12.54	1.25E-04	

Fuente: Estudio Geológico-geotécnico realizado por ROCHER. Pág. 29.

Figura 18. Perfil de absorción por el eje de la boquilla



Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER. Pág. 30.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Unidad de absorción	Formación	Litología	Absorción	Coefficiente de absorción
UA1	Formaciones superficiales	Aluvión	Elevada	$k > 10 E^{-1}$
UA2	Formaciones superficiales	Riolita Vesicular Superior	Media	$10 E^{-1} > k > 10 E^{-3}$
UA3	Sustrato rocoso	RVI, Toba	Baja	$10 E^{-3} > k > 10 E^{-5}$
UA4	Sustrato rocoso	RVS, RVI, Toba, Dacita	Muy baja	$10 E^{-5} > k > 10 E^{-7}$
UA5	Sustrato rocoso	RVS, RVI	Impermeable	$< 10 E^{-7}$

Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER. Pág. 29.

Las conclusiones y recomendaciones emitidas con los datos de absorción fueron:

- Debido a que la pantalla tiene profundidades variables, se sugiere que en la parte alta de la margen izquierda sea de 40 m y en la parte baja de 15 m, y en la margen derecha de 15 m desde la parte alta hasta la baja.*
- Se sugiere para pantalla de inyección que la orientación de los barrenos sea de NW 65° para la margen izquierda, y SE 65° en la margen derecha, con inclinación de 45° para cortar la mayor cantidad de fracturas del macizo rocoso.*

d) Pruebas de deformabilidad

Con la finalidad de poder realizar el modelo numérico para el análisis de la estabilidad de la cortina, se contempló hacer pruebas de deformabilidad en campo dentro de los sondeos, y así caracterizar el macizo rocoso. Dichas pruebas se distribuyeron en tres barrenos realizando seis pruebas en cada una, las cuales se distribuyeron en las partes más alteradas del macizo rocoso, en función del fracturamiento obtenido en los sondeos realizados previamente.

Las pruebas de deformabilidad *in situ* fueron efectuadas en tres sondeos: SR-14' (margen izquierda), SR-15' (margen derecha) y SR-16' (cauce); y permitieron determinar los módulos presiométricos a seis profundidades diferentes, cuyos resultados se presentan en la tabla siguiente:

Figura 19. Resultados de las pruebas de deformabilidad

Sondeo	Profundidad Final (m)	Ubicación	Coordenadas UTM			Módulo Presiometrico
			X	Y	Z	Mpa
SR-14'	2	Margen Izquierdo	522426	2637839	1982.6	131.84
	4					5903.71
	6					1485.80
	8					2328.63
	12					1773.70
	64					266.59
SR-15'	3	Margen Derecho	522599	2637688	2040.0	146.80
	6					35.06
	8					15.15
	10					96.51
	12					360.41
	15					1423.25
SR-16'	12	Cauce del Río	522451	2637787	1947.7	2178.00
	25					356.80
	35					1573.43
	50					2285.14
	70					182.00
	73					103.19

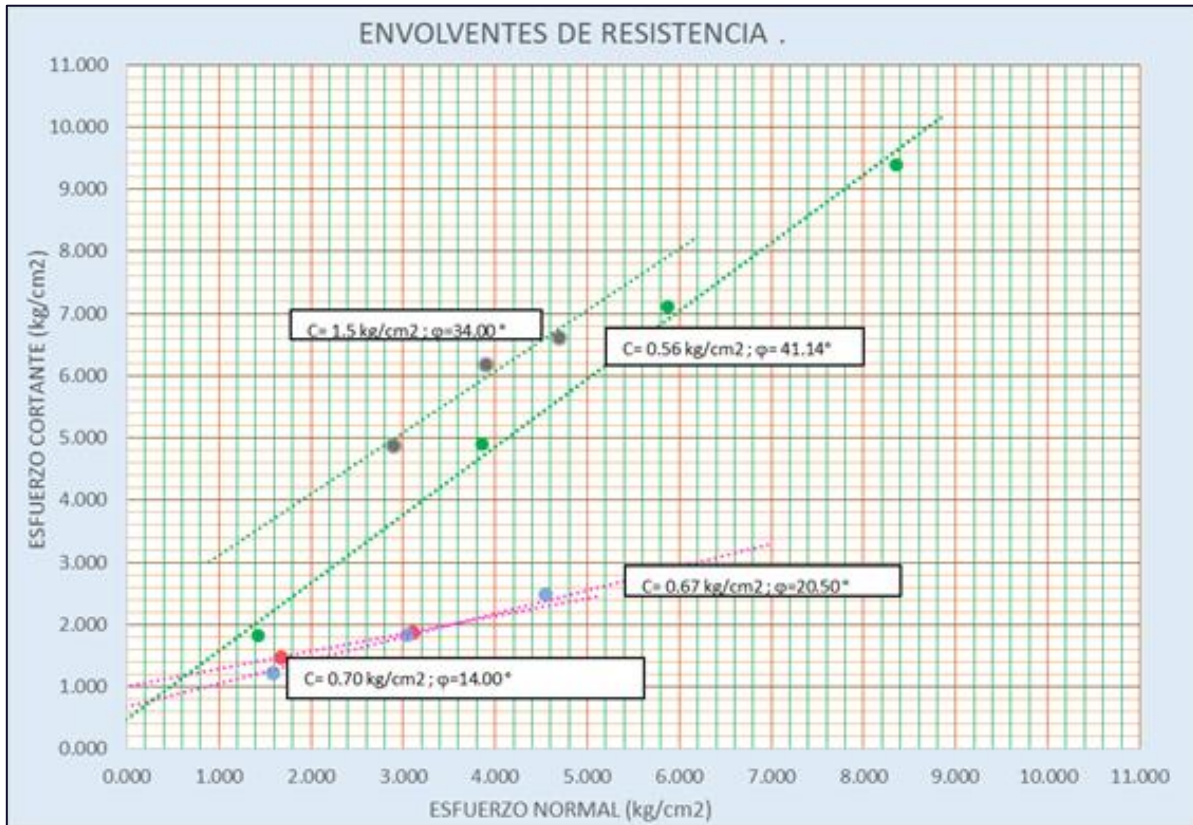
Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER. Pág. 27.

e) Pruebas de corte directo

Con la finalidad de poder realizar el modelo numérico para el análisis de la estabilidad de la cortina, se contempló hacer pruebas de corte directo en las discontinuidades del macizo rocoso, que permitieron determinar el ángulo de fricción y la cohesión; dichos valores son representativos del macizo rocoso y representan la resistencia residual entre los planos de falla horizontal y vertical.

Los resultados de los valores de cohesión y fricción se presentan en la tabla siguiente:

Figura 20. Resultados de las pruebas de corte directo



Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER. Pág. 43.

f) Pruebas de laboratorio

Se efectuaron diversas pruebas de laboratorio a los núcleos de roca obtenidos de los sondeos en cada unidad litológica. Las pruebas realizadas fueron:

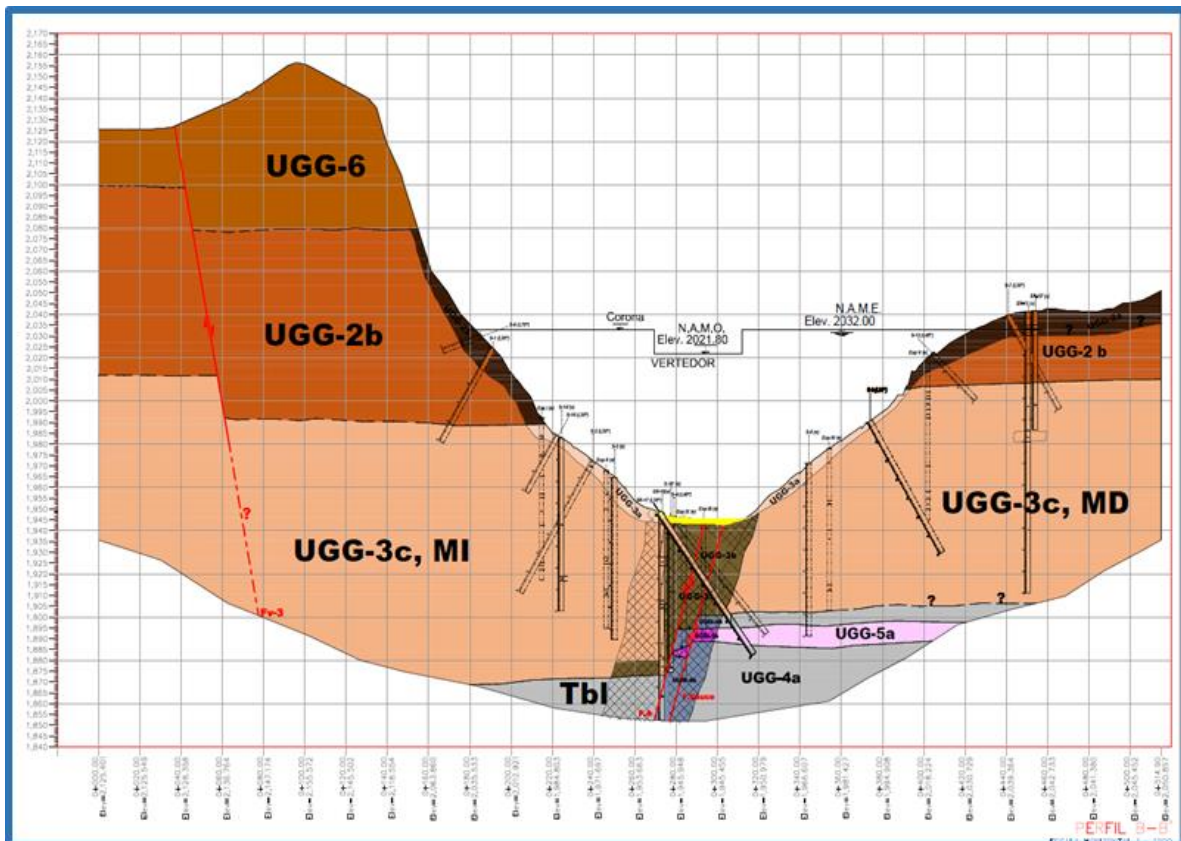
- Determinación del peso volumétrico natural.
- Tracción indirecta.
- Compresión simple.
- Compresión simple cíclica.
- Triaxial TxUU.
- Corte directo.

Los resultados de las pruebas se incluyen en el Anexo III del informe, y los promedios se integran en la tabla siguiente.

g) Modelo geológico-geotécnico

Con base en la información de las actividades antes descritas se definió un modelo geológico-geotécnico, donde se definieron seis unidades geotécnicas: UGG-1 a UGG-6, cuya distribución se muestra en la Figura 21.

Figura 21. Modelo geológico-geotécnico



Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER. Pág. 71.

A cada unidad geológico-geotécnica se definieron sus propiedades mecánicas, tanto de la matriz rocosa con base en las pruebas de laboratorio, como las del macizo rocoso con las pruebas de campo y clasificaciones geomecánicas. Estos resultados se presentan en la siguiente tabla:

En el perfil geológico-geotécnico del eje, mostrado en la Figura 23, se presenta una integración de tres valores representativos de las propiedades mecánicas de las unidades geológico-geotécnicas: resistencia a la compresión (prueba de laboratorio), módulo de elasticidad (presiómetro de campo) y velocidad primaria (Down Hole).

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 22. Resumen de las propiedades de la matriz rocosa (pruebas de laboratorio) y macizo rocoso (pruebas de campo)

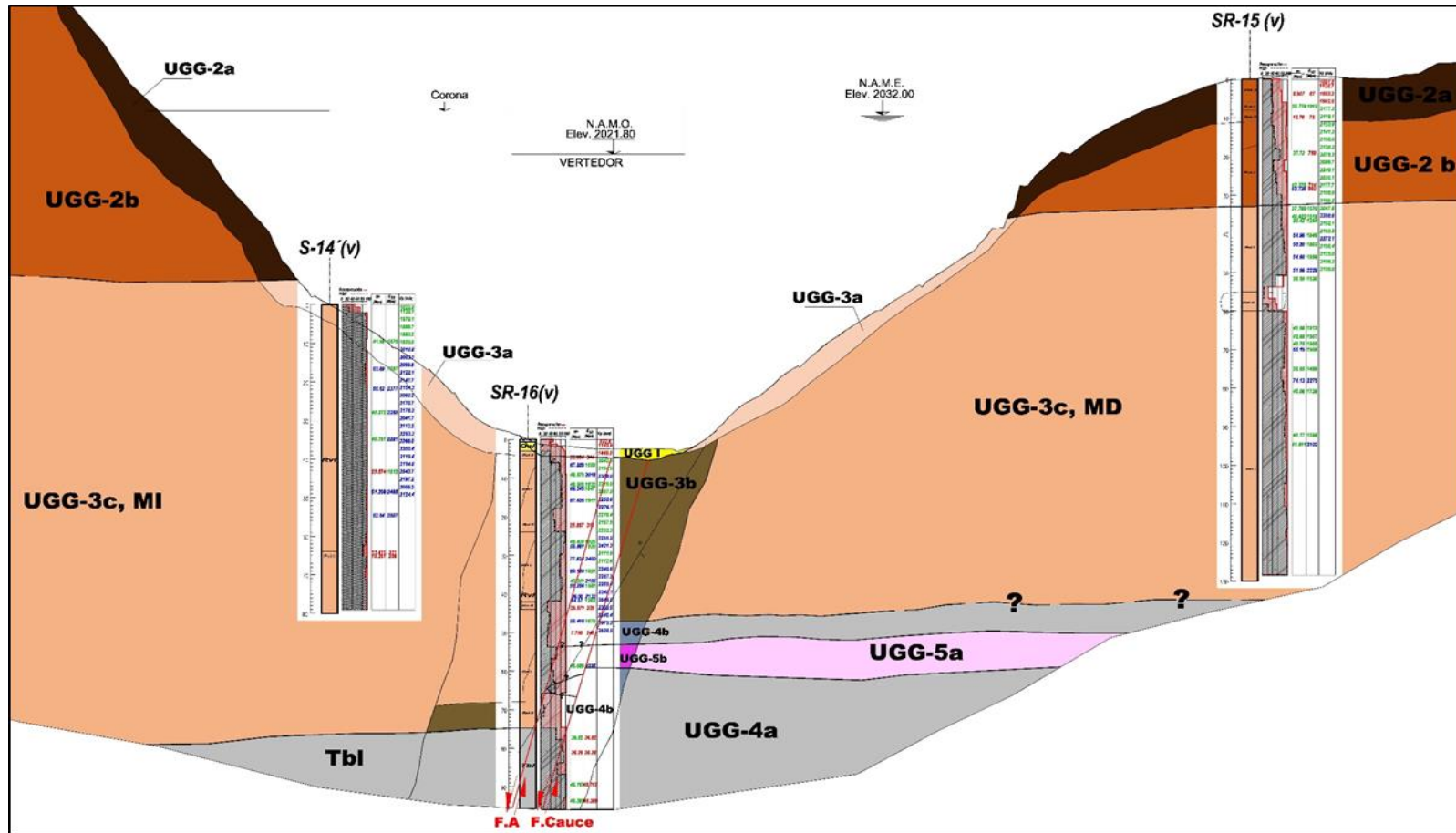
UNIDAD GEOLOGICA	UNIDAD GEOLOGICA-GEOTECNICA		F/m	Matriz Rocosa											Macizo Rocosos							
				P.V.N.	qu	E ₅₀	v	Compresibilidad y Deformabilidad				E _{carso}	RMR	GSI	m.i.	Mp	E	k	Dinámicos			
								c	φ	TI	qu*								Permeabilidad	Vp	Vs	E
Ton/m ³	Mpa	Mpa		Mpa	grados	Mpa	Mpa	Mpa				Mpa	Mpa	cm/seg.	(m/s)	(m/s)	Mpa	Mpa				
Qal	Depositos Aluviales	UGG-1																				
Rvs	Riolita Vesicular superior Alterada	UGG-2a	14-16	2.468-2.477	8.907-15.76	2794-3191	0.29-0.30															
	Riolita Vesicular superior profunda	UGG-2b	4-10	2.332-2.534	37.72-53.72	7938-9914	0.26-0.28	50	60	8.15	34.64-66.01	7497-10177	33-40	33	7.355	1435	2361.65		2035-2240	696-950	3354-6152	1169-2213
Rvi	Riolita Vesicular Inferior Alterada	UGG-3a	10	2.332-2.477	11.4-23.0	5126-6270																
	Riolita Vesicular Inferior zona de falla.	UGG-3b	20	2.488	7.76	4921																
	Riolita Vesicular Inferior, Margen Izquierda.	UGG-3c, MI	5 a 7	2.436 a 2.523	35.687 a 77.82	6220 a 13033	0.23 a 0.25	8.00-15.00	50-60	4.1 a 8.56	34.82 a 65.83	6972 a 13888	51-54	49	9.801	1774 a 5231	7223.58	0.00000722 a 0.0000148	1679 a 2549	112.3 a 1172	2109 a 9052	733 a 3407
	Riolita Vesicular Inferior, Margen Derecha	UGG-3c, MD	5 a 7	2.410 - 2.517	35.416 a 74.13	6321 a 11373	0.24 a 0.29	9.00-15.00	55.00-57.00	7.60 a 11.28	34.17-78.73	4481 a 11705	48-51	46	6.927	1435.80-2328.63	6375.88	0.00000369 a 0.00000803	2047.8 a 2272.1	849.9 a 1025	4969 a 7149.0	1769.21 a 2604.8
Tbl	Toba Litica	UGG-4	2	2.474-2.484	26.26-45.75	4864-8886																
Da	Dacita	UGG-5	3	2.123		650																

Simbología:		
P.V.N.: Peso Volumetrico Natural	Ángulo de fricción obtenido en la prueba de corte directo en laboratorio.	Vp: Velocidad de Onda primaria
qu: Resistencia a la compresión simple	Tracción Indirecta.	Vs: Velocidad de Onda Secundaria.
E: Módulo de Elasticidad al 50% de la carga máxima	Resistencia a la compresión ciclica.	E: Módulo e elasticidad obtenido en campo
v: Módulo de Poisson obtenido en laboratorio.	Módulo de recompresión.	G: Módulo de rigidez al Corte.
c*: Cohesión obtenida en la prueba de corte directo en laboratorio.	Módulo presiométrico.	v*: Módulo de Poisson obtenido en campo
c: Cohesión obtenida en la prueba TxIU	Ángulo de fricción obtenido en la prueba TxIU	

Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 23. Resultados de los ensayos realizados en los sondeos: resistencia a la compresión (prueba de laboratorio), módulo de elasticidad (presiómetro de campo) y velocidad primaria (Down Hole)



Fuente: Elaboración propia con base en información del Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER.

6.3.1.1.2. Principales conclusiones y recomendaciones de la revisión del estudio geotécnico

- Se determinaron seis unidades ígneas: riolita columnar, riolita vesicular superior, riolita vesicular inferior, dacita y toba dacítica, cubiertas en la zona del cauce por depósitos aluviales de poco espesor, del orden de 3 m.
- El sitio de la presa es factible geológicamente.
- La orientación de las fracturas principales tiene tendencias de NW-SE y NE-SW, con buzamientos de 80 a 90°.
- El macizo rocoso es poco permeable dentro de los primeros 10 m de profundidad en la margen derecha, mientras que en la margen izquierda ocurren hasta los 20 m. Sin embargo, parte de estos espesores alterados y poco permeables serán removidos durante las excavaciones de limpia.
- En la margen izquierda existe una falla geológica Fv-3, que puede presentar reducidas filtraciones.
- El desplante de la cortina se considera impermeable, a pesar del intenso fracturamiento de la roca, con base en la gran cantidad de ensayos de permeabilidad realizadas.
- En la zona del cauce hay una falla geológica de tipo normal, donde la roca se encuentra brechada, pero sus fracturas están cerradas y rellenas, lo que le dan impermeabilidad al macizo rocoso.
- Se recomienda construir una pantalla de inyección a lo largo del eje de la cortina.
- Se sugiere que en la parte alta de la margen izquierda la pantalla sea de 40 m y en la parte baja de 15 m. En la margen derecha de 15 m desde la parte alta a la baja.
- *Se sugiere para pantalla de inyección que la orientación de los barrenos sea de NW 65° para la margen izquierda y SE 65° en la margen derecha, con inclinaciones de 45° para cortar la mayor cantidad de fracturas del macizo rocoso.*

6.3.1.1.3. Comentarios

- *El estudio realizado en el 2013 por la empresa SEYCO define con claridad y certeza el modelo geológico del vaso y de la boquilla donde se construirá la presa.*
- *Se considera que los estudios geológicos, geofísicos, sondeos exploratorios y pruebas de permeabilidad, realizadas en la zona de la boquilla, fueron hechas en un número suficiente para poder definir el modelo geológico.*
- *Posteriormente, en el 2019 la compañía ROCHER INGENIERÍA complementó el modelo geológico-geotécnico con nuevos sondeos exploratorios y, principalmente, con la realización de ensayos de laboratorio y campo que permitieron determinar las propiedades mecánicas del macizo rocoso donde se construirá la cortina de la presa.*

- Los ensayos geotécnicos de campo se efectuaron dentro de los barrenos profundos, con la finalidad de determinar las características mecánicas del macizo rocoso, como son: pruebas de permeabilidad, ensayos de deformabilidad con presiómetro, así como los estudios sísmicos de Down Hole, los cuales se realizaron en tres (3) barrenos estratégicos para el modelo: el SR-14' de la margen izquierda, SR-15 en la margen derecha y el SR-16 del cauce.
- Además, se realizaron cuatro (4) ensayos de corte directo de campo en fracturas del macizo rocoso, para definir sus parámetros de resistencia (C y Phi).
- *Como resultado del análisis de la información de ambos estudios geológico-geotécnico se desprenden los siguientes comentarios de cada margen donde se empotrará la cortina de la presa:*

Margen izquierda

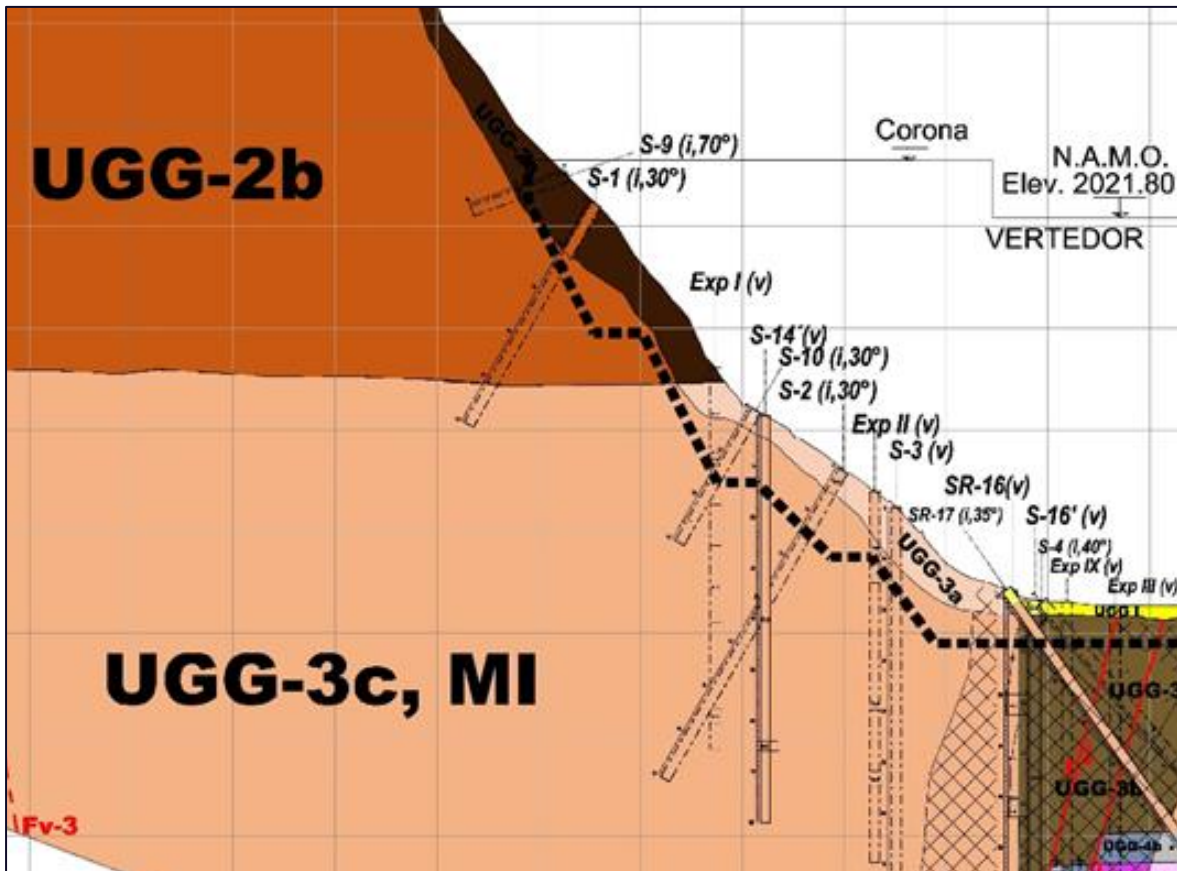
En la margen izquierda la cortina se apoyará básicamente en las unidades litológicas de rocas riolíticas vesiculares, las cuales se encuentran sanas, consistentes y con un fracturamiento moderado, que tiende a cerrarse a profundidad.

En esta margen NO se detectó la presencia de fallas geológicas importantes, que pudieran poner en riesgo la cimentación, la estabilidad de la ladera, o la presencia de fugas de agua, debido a estas estructuras geológicas.

Resistencia

Estas rocas riolíticas se agruparon como las unidades geológico-geotécnicas UGG-2a, UGG-2b, UGG-3a y UGG3c, MI. En la [Figura 24](#) se muestra el modelo geológico-geotécnico de la margen izquierda, el cual incluye la geometría de las excavaciones de limpia.

Figura 24. Unidades geológico-geotécnicas de la margen izquierda y perfil de la excavación de regularización del terreno



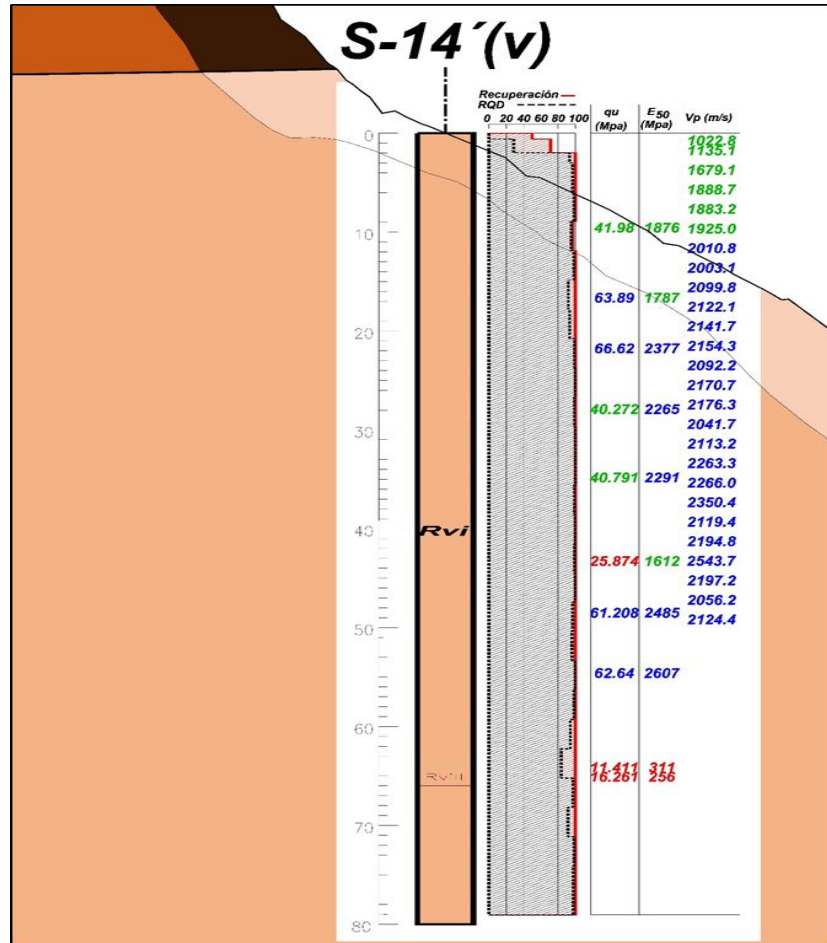
Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER. Pág. 68.

Los materiales de mala calidad que se presentan en la parte superficial (unidades UGG-2a y UGG3a) serán removidos con las excavaciones de limpia para la regularización del terreno de cimentación de la cortina de CCR. Además de que se ha diseñado un tratamiento de consolidación en toda la zona de desplante de la estructura.

En el sondeo S-14'(v) se realizaron diversas pruebas de campo dentro del barreno para conocer la calidad y parámetros geomecánicos del macizo rocoso; en la Figura 25 se muestra una gráfica con los valores de algunos parámetros de importancia que indican la calidad de los materiales, como son: el % recuperación muestra, RQD, compresión simple de la matriz (q_u), módulo de elasticidad del macizo rocoso (E_{50}) y la velocidad primaria (V_p).

En la Figura 26 se presentan los rangos de valores de las principales propiedades mecánicas de cada unidad geológico-geotécnica, tanto de la matriz rocosa como del macizo rocoso.

Figura 25. Parámetros geomecánicos importantes de las rocas en la margen izquierda



Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER.

Conclusión para desplante de la cortina en la margen izquierda:

Se desprende del análisis de la información que el macizo rocoso de la margen izquierda presenta condiciones geotécnicas favorables para el desplante de la cortina, principalmente la unidad UGG-3c, que es la que recibirá las mayores presiones de la cortina, pues es una roca de resistencia media a alta (35 a 77 Mpa), poco fracturada (% REC y RQD=100 %) y con planos cerrados, impermeable (1 a 3 UL), poco deformable (7223 Mpa) y con velocidades sísmicas altas (2000 a 2550 m/s) que en conjunto indican una calidad aceptable como apoyo para la cortina.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 26. Propiedades mecánicas de la matriz rocosa y macizo rocoso de las rocas de desplante en margen izquierda

				Matriz Rocosa										Macizo Rocosos								
				Compresibilidad y Deformabilidad										Permeabilidad	Dinámicos							
UNIDAD GEOLOGICA	UNIDAD GEOLOGICA-GEOTECNICA	F/m	P.V.N.	qu	E ₅₀	v	c	φ	TI	qu*	E _o cuc	RMR	GSI	m.i.	Mp	E	k	Vp	Vs	E	G	
			Ton/m ³	Mpa	Mpa		Mpa	grados	Mpa	Mpa	Mpa				Mpa	Mpa		Mpa	Mpa	cm/seg.	(m/s)	(m/s)
Rvs	Riolita Vesicular superior profunda	UGG-2b	4-10	2.332-2.534	37.72-53.72	7938-9914	0.26-0.28	50	60	8.15	34.64-66.01	7497-10177	33-40	33	7.355	1435	2361.65		2035-2240	696-950	3354-6152	1169-2213
Rvi	Riolita Vesicular Inferior, Margen Izquierda.	UGG-3c, MI	5 a 7	2.436 a 2.523	35.687 a 77.82	6220 a 13033	0.23 a 0.25	8.00-15.00	50-60	4.1 a 8.56	34.82 a 65.83	6972 a 13888	51-54	49	9.801	1774 a 5231	7223.58	0.000000722 a 0.0000148	1679 a 2549	112 a 1172	2109 a 9052	733 a 3407

Simbología:		
P.V.N: Peso Volumetrico Natural	Ángulo de fricción obtenido en la prueba de corte directo en laboraorio.	Vp: Velocidad de Onda primaria
qu: Resistencia a la compresión simple	Tracción Indirecta.	Vs: Velocidad de Onda Secundaria.
E: Módulo de Elasticidad al 50% de la carga máxima	Resistencia a la compresión ciclica.	E: Módulo e elasticidad obtenido en campo
v: Módulo de Poisson obtenido en laboratorio.	Módulo de recompresión.	G: Módulo de rigidez al Corte.
c*: Cohesión obtenida en la prueba de corte directo en laboratorio.	Módulo presiometrico.	v*: Módulo de Poisson obtenido en campo

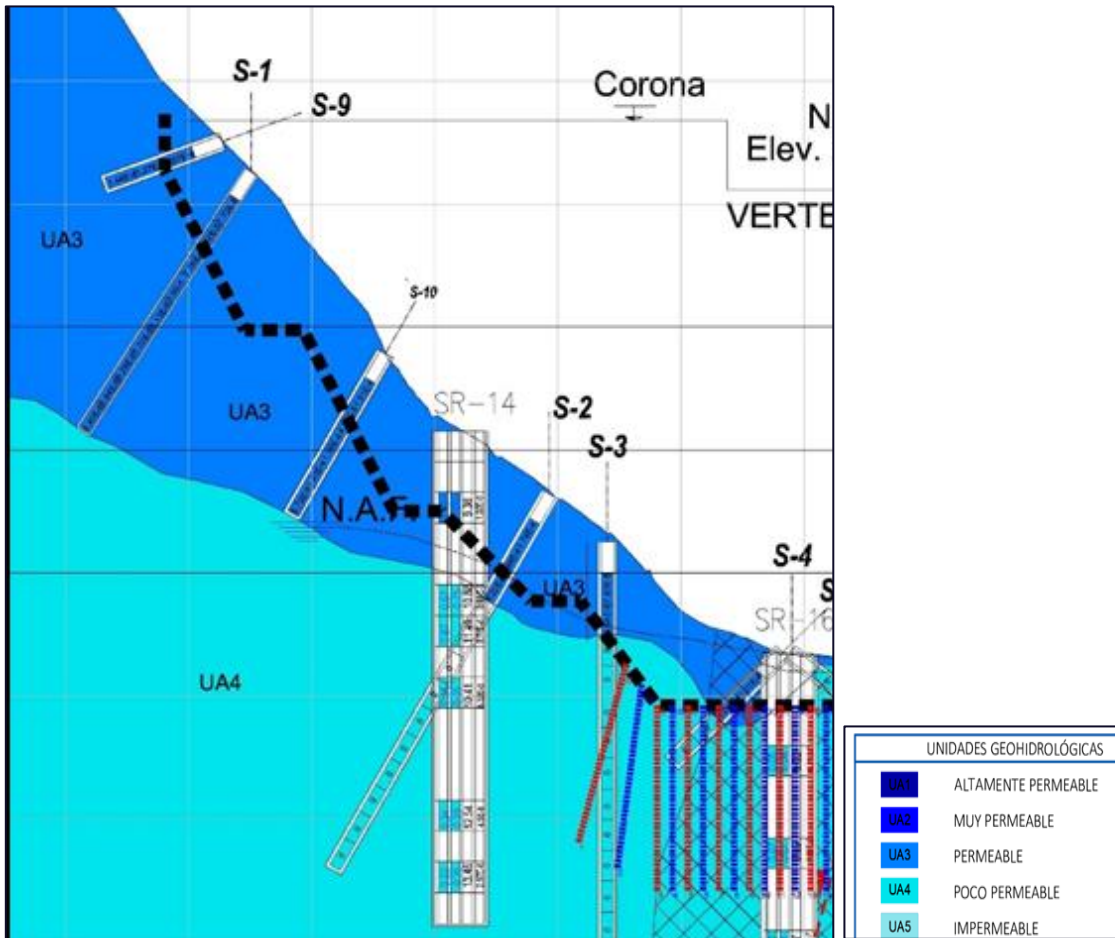
Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER

Permeabilidad

Con respecto a la permeabilidad de la ladera izquierda, los resultados de las pruebas de absorción, realizadas en las dos etapas de exploración, indican que en la parte alta de la ladera existe una zona catalogada como permeable (UA3), como se ilustra en la Figura 27.

Sin embargo, la pantalla impermeable, contemplada en el proyecto ejecutivo, se concentró únicamente en la zona del cauce.

Figura 27. Perfil de absorción de la margen izquierda



Fuente: Elaboración propia con base en información del Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER.

Conclusión de la permeabilidad de la margen izquierda:

Se considera que el tratamiento de la pantalla impermeable debería extenderse a la parte media y alta de la margen izquierda, de manera de minimizar al máximo fugas de agua del embalse por dicha ladera.

Margen derecha

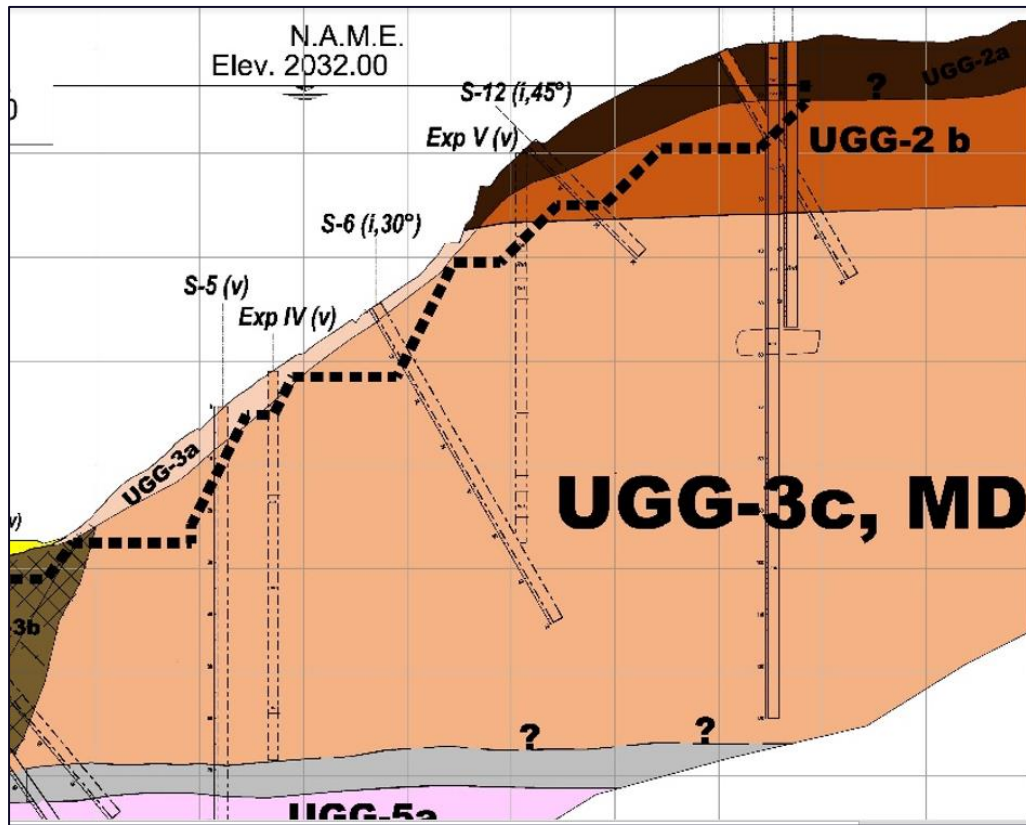
En la margen derecha la cortina se apoyará básicamente en las unidades litológicas de rocas riolíticas vesiculares, las cuales se encuentran sanas, consistentes y con un fracturamiento moderado, que tiende a cerrarse a profundidad.

En esta margen NO se detectó la presencia de fallas geológicas importantes, que pudieran poner en riesgo la cimentación, la estabilidad de la ladera, o la presencia de fugas de agua, debido a estas estructuras geológicas.

Resistencia

Estas rocas riolíticas se agruparon como las unidades geológico-geotécnicas UGG-2a, UGG-2b, UGG-3a y UGG3c, MD. En la [Figura 28](#) se muestra el modelo geológico-geotécnico de la margen derecha, el cual incluye la geometría de las excavaciones de limpia.

Figura 28. Unidades geológico-geotécnicas de la margen derecha y perfil de la excavación de regularización del terreno.



Fuente: Elaboración propia con base en información del Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER.

Los materiales de mala calidad que se presentan en la parte superficial (unidades UGG-2a y UGG-3a) serán removidos con las excavaciones de limpia para la regularización del terreno de cimentación de la cortina de CCR. Además de que se ha diseñado un tratamiento de consolidación en toda la zona de desplante de la estructura.

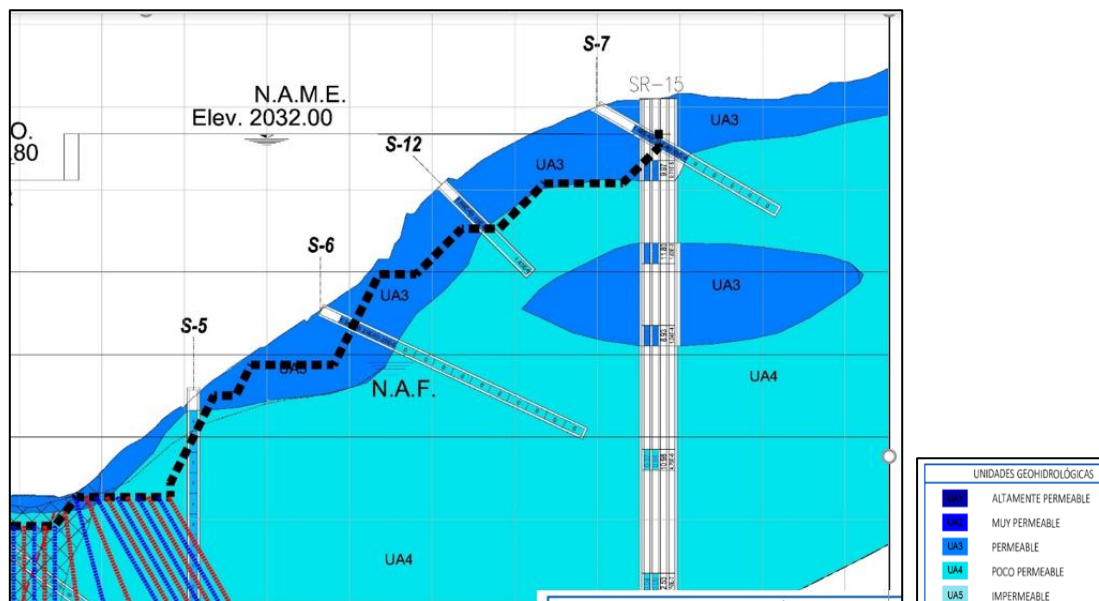
En el sondeo S-15(v) se realizaron diversas pruebas de campo dentro del barreno para conocer la calidad y parámetros geomecánicos del macizo rocoso. En la Figura 29 se muestra una gráfica con los valores de algunos parámetros de importancia que indican la calidad de los materiales, como son: el % recuperación muestra, RQD, compresión simple de la matriz (q_u), módulo de elasticidad del macizo rocoso (E_{50}) y la velocidad primaria (V_p).

impermeable (1 a 3 UL), poco deformable (6375 Mpa) y con velocidades sísmicas altas (2 100 a 2 300 m/s) que en conjunto indican una calidad aceptable como apoyo para la cortina.

Permeabilidad

Con respecto a la permeabilidad de la ladera derecha, los resultados de las pruebas de absorción realizadas en las dos etapas de exploración indican que en la parte alta de la ladera existe una zona catalogada permeable (UA3), como se ilustra en la Figura 30. Sin embargo, las excavaciones de regularización para el desplante de la cortina prácticamente eliminan la zona permeable.

Figura 30. Perfil de absorción de la margen derecha



Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER.

Conclusión de la permeabilidad de la margen derecha:

Se considera que no se requiere tratamiento de impermeabilización, ya que la limpia removerá la mayor parte del material permeable.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 31. Propiedades mecánicas de matriz rocosa y macizo rocoso de las rocas de desplante en margen derecha

			Matriz Rocosa									Macizo Rocoso										
			Compresibilidad y Deformabilidad									Permeabilidad			Dinámicos							
UNIDAD GEOLOGICA	UNIDAD GEOLOGICA-GEOTECNICA	F/m	P.V.N.	qu	E ₅₀	v	c	φ	TI	qu*	E _o cuc	RMR	GSI	m.i.	Mp	E	k	Vp	Vs	E	G	
			Ton/m ³	Mpa	Mpa		Mpa	grados	Mpa	Mpa	Mpa				Mpa	Mpa	Mpa	cm/seg.	(m/s)	(m/s)	Mpa	Mpa
	Riolita Vesicular superior profunda	UGG-2b	4-10	2.332-2.534	37.72-53.72	7938-9914	0.26-0.28	50	60	8.15	34.64-66.01	7497-10177	33-40	33	7.355	1435	2361.65		2035-2240	696-950	3354-6152	1169-2213
	Riolita Vesicular Inferior, Margen Derecha	UGG-3c, MD	5 a 7	2.410 - 2.517	35.416 a 74.13	6321 a 11373	0.24 a 0.29	9.00-15.00	55.00-57.00	7.60 a 11.28	34.17-78.73	4481 a 11705	48-51	46	6.927	1435.80-2328.63	6375.89	0.00000369 a 0.0000803	2047.8 a 2272.1	849.9 a 1025	4969 a 7149.0	1769.21 a 2604.8

Simbología:		
P.V.N.: Peso Volumetrico Natural	Ángulo de fricción obtenido en la prueba de corte directo en laboratorio.	Vp: Velocidad de Onda primaria
qu: Resistencia a la compresión simple	Tracción Indirecta.	Vs: Velocidad de Onda Secundaria.
E: Módulo de Elasticidad al 50% de la carga máxima	Resistencia a la compresión cíclica.	E: Módulo e elasticidad obtenido en campo
v: Módulo de Poisson obtenido en laboratorio.	Módulo de recompresión.	G: Módulo de rigidez al Corte.
c*: Cohesión obtenida en la prueba de corte directo en laboratorio.	Módulo presiometrico.	v*: Módulo de Poisson obtenido en campo

Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER.

Cauce

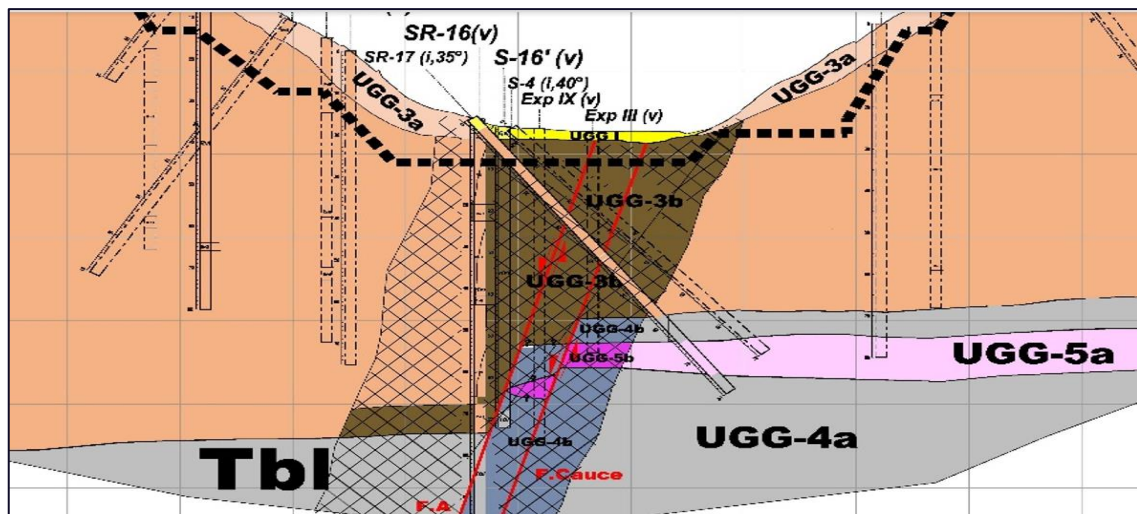
En la zona del cauce del río Tunal la cortina se apoyará básicamente en las unidades litológicas de rocas riolíticas vesiculares, las cuales se encuentran sanas, consistentes y con un fracturamiento moderado, que tiende a cerrarse a profundidad.

En esta margen NO se detectó la presencia de fallas geológicas importantes, que pudieran poner en riesgo la cimentación, la estabilidad de la ladera, o la presencia de fugas de agua, debido a estas estructuras geológicas.

Resistencia

Estas rocas riolíticas se agruparon como las unidades geológico-geotécnicas UGG-2a, UGG-2b, UGG-3a y UGG-3c, MI. En la Figura 32 se muestra el modelo geológico-geotécnico de la margen izquierda, el cual incluye la geometría de las excavaciones de limpia.

Figura 32. Unidades geológico-geotécnicas de la zona del cauce y perfil de la excavación de regularización del terreno



Fuente: Elaboración propia con base en información del Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER.

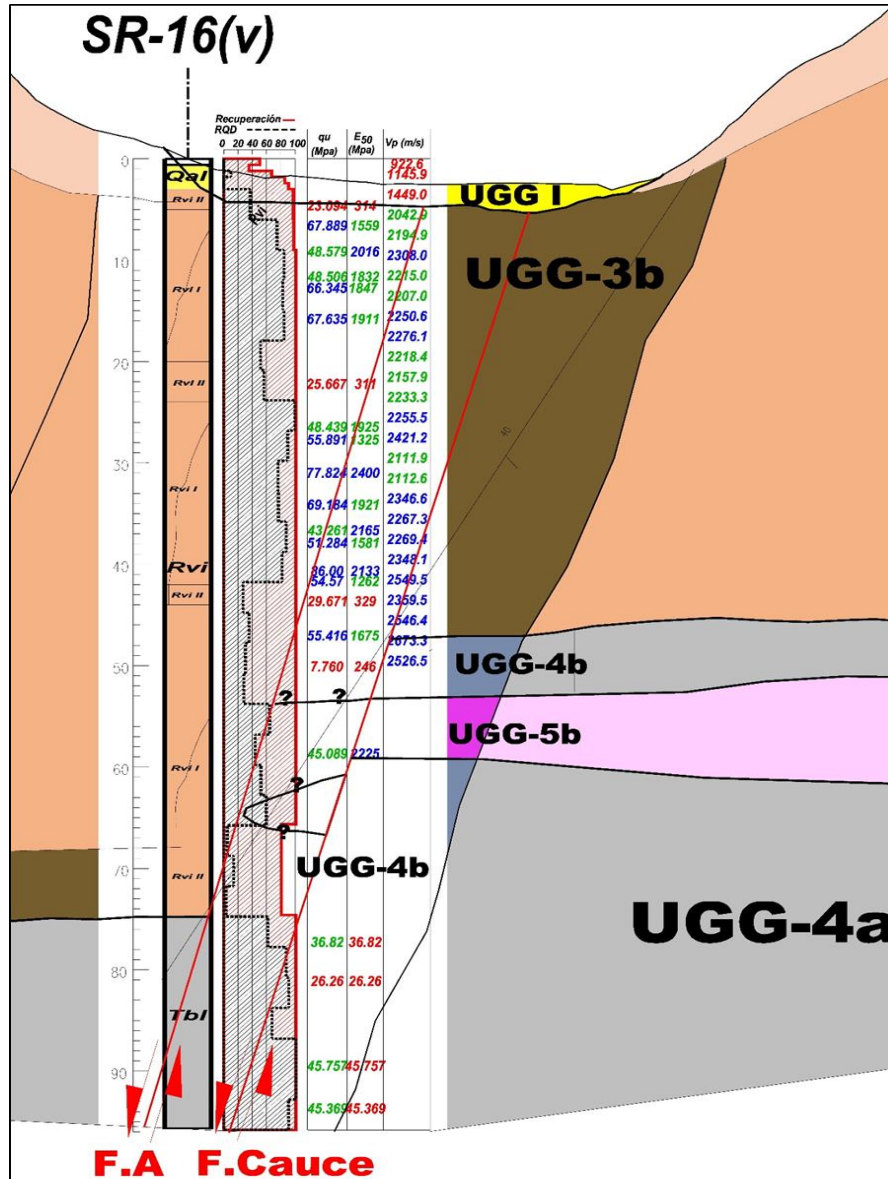
Los materiales de mala calidad que se presentan en la parte superficial (unidades UGG-2a y UGG-3a) serán removidos con las excavaciones de limpia para la regularización del terreno de cimentación de la cortina de CCR. Además de que se ha diseñado un tratamiento de consolidación en toda la zona de desplante de la estructura.

En el sondeo S-16 (v) se realizaron diversas pruebas de campo dentro del barreno, para conocer la calidad y parámetros geomecánicos del macizo rocoso. En la Figura 33 se muestra una gráfica con los valores de algunos parámetros de importancia que indican la calidad de los materiales,

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

como son: el % recuperación muestra, RQD, compresión simple de la matriz (q_u), módulo de elasticidad del macizo rocoso (E_{50}) y la velocidad primaria (V_p).

Figura 33. Parámetros geomecánicos importantes de las rocas en el cauce.



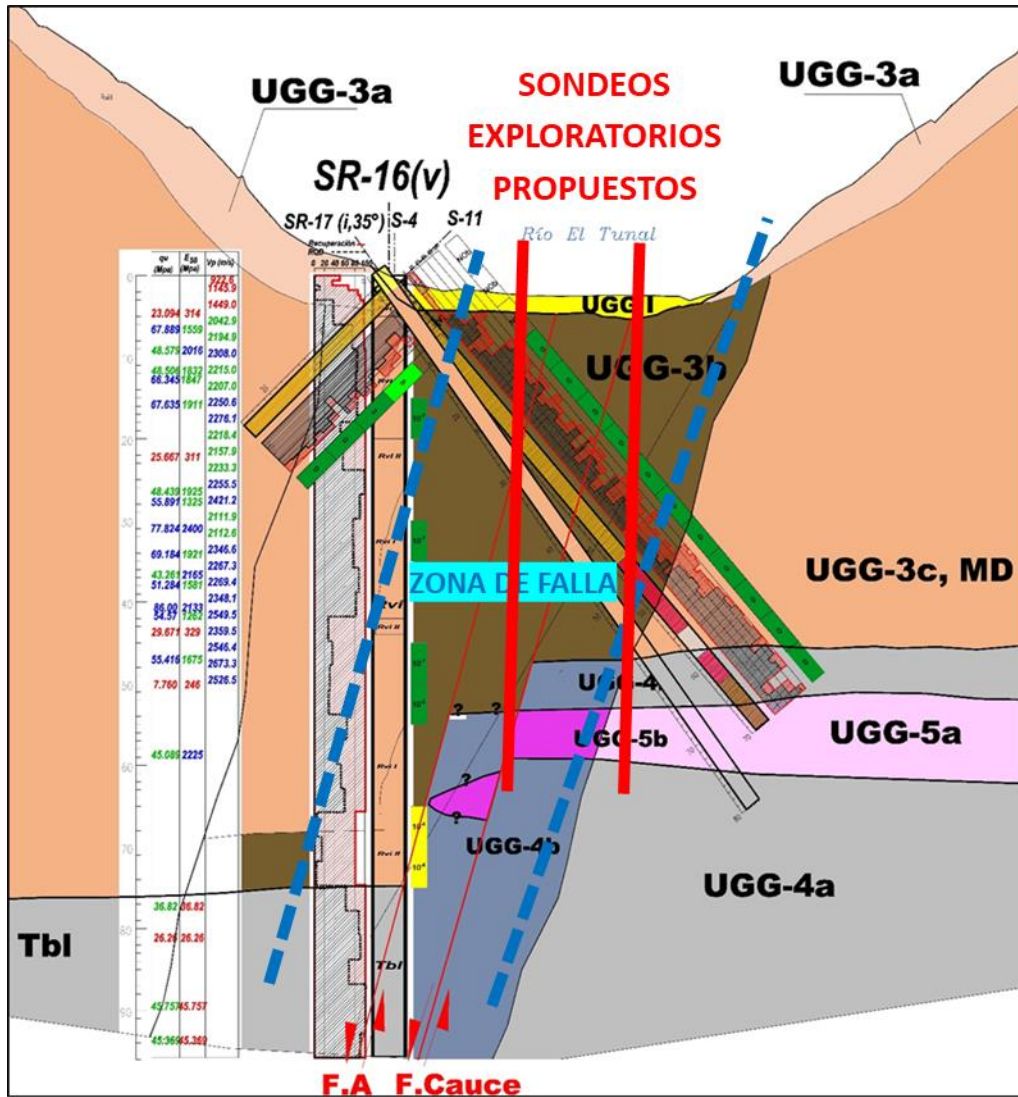
Fuente: Elaboración propia con base en información del Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER.

En la Figura 34 se presenta una integración de la información geológica y geotécnica obtenida en las diversas etapas de exploración con sondeos y pruebas mecánicas de campo. Puede

concluirse que la falla "cauce" tiene un ancho del orden de 30 m y afecta principalmente a las rocas de la unidad UGG-3b y a las unidades UGG-4 y UGG-5 por debajo de los 50 m de profundidad.

El efecto de la falla se manifestó por una disminución en la recuperación de los núcleos (40-80 %) y en el RQD (20-60 %), que indican que la roca se encuentra más fracturada en el subsuelo; sin embargo, las pruebas de permeabilidad Lugeon, realizadas en el sondeo S-4, indicaron que el macizo rocoso es impermeable (0 UL), soportando presiones arriba de los 10 kg/cm², lo que indica que las fracturas se encuentran cerradas a profundidad por debajo de los 10 m y el macizo rocoso debe tener una mejor calidad geomecánica.

Figura 34. Integración de información geotécnica de la zona del cauce



Fuente: Elaboración propia con base en información del Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER.

En la Figura 35 se presentan los rangos de valores de las principales propiedades mecánicas de cada unidad geológico-geotécnica, tanto de la matriz rocosa como del macizo rocoso.

Conclusión para desplante de la cortina en el cauce:

Se realizaron muy pocos ensayos de campo en las rocas de las unidades que se encuentran en el cauce, ya que las pruebas hechas en los primeros 40 m del sondeo SR-16 se efectuaron en la unidad UGG-3c, MD, que está fuera de la zona de afectación de la falla "cauce" y no son representativos de la zona de falla.

En la unidad UGG-3c solamente se logró realizar una prueba de resistencia a la compresión que indica una roca muy débil (7.7Mpa), muy fracturada (RQD=20 a 50 %) y permeable (9 UL), deformable (1 814 Mpa).

En la unidad UGG-4 se efectuaron cuatro ensayos de laboratorio, que indican que la roca tiene una resistencia a la compresión baja (26 a 45 Mpa); se encuentra poco fracturada (RQD 70-100%).

Por tanto, se considera que los materiales de la zona de la falla geológica tienen una mala calidad como apoyo para la cortina y se requiere mejor información para mitigar los riesgos estructurales, geotécnicos y de permeabilidad.

Se concluye que NO se tienen debidamente caracterizados las propiedades mecánicas de la zona de falla, por lo que se recomienda realizar un par de sondeos exploratorios en la zona central del cauce, a 70 m de profundidad mínima, en donde se realicen pruebas mecánicas de laboratorio y campo (permeabilidad, deformabilidad, resistencia y Cross hole).

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 35. Propiedades mecánicas de la matriz rocosa y macizo rocoso de las rocas de desplante en el cauce

			Matriz Rocosa									Macizo Rocosos										
			Compresibilidad y Deformabilidad									Permeabilidad		Dinámicos								
UNIDAD GEOLOGICA	UNIDAD GEOLOGICA-GEOTECNICA		F/m	P.V.N.	qu	E ₅₀	v	c	φ	TI	qu*	E _{GRUPO}	RMR	GSI	m.i.	Mp	E	k	Vp	Vs	E	G
				Ton/m ³	Mpa	Mpa		Mpa	grados	Mpa	Mpa	Mpa				Mpa	Mpa	Mpa	cm/seg.	(m/s)	(m/s)	Mpa
Rvi	Riolita Vesicular inferior zona de falla.	UGG-3b	20	2.488	7.76	4921							27	25	9.801	103.19	1814.48					
Tbl	Toba Lítica	UGG-4	2	2.474-2.484	26.26-45.75	4864-8886		1.5-5.00	53-68													
Da	Dacita	UGG-5	3	2.123		650		2.60	40													

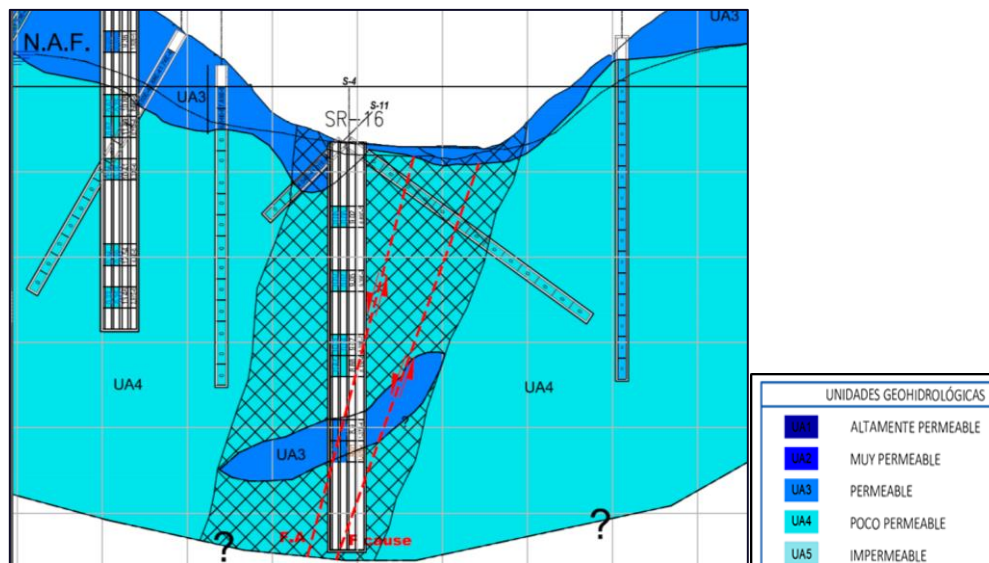
Simbología:		
P.V.N: Peso Volumétrico Natural	Ángulo de fricción obtenido en la prueba de corte directo en laboratorio.	Vp: Velocidad de Onda primaria
qu: Resistencia a la compresión simple	Tracción Indirecta.	Vs: Velocidad de Onda Secundaria.
E: Módulo de Elasticidad al 50% de la carga máxima	Resistencia a la compresión ciclica.	E: Módulo e elasticidad obtenido en campo
v: Módulo de Poisson obtenido en laboratorio.	Módulo de recompresión.	G: Módulo de rigidez al Corte.
c*: Cohesión obtenida en la prueba de corte directo en laboratorio.	Módulo presiometrico.	v*: Módulo de Poisson obtenido en campo
c: Cohesión obtenida en la prueba TXUU	Ángulo de fricción obtenido en la prueba TxUU	

Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER

Permeabilidad

Con respecto a la permeabilidad de la zona del cauce, los resultados de las pruebas de absorción, realizadas en las dos etapas de exploración, indican que solamente los materiales superficiales son permeables (UA3), y posteriormente son impermeables UA4, aun en la zona de la falla Cauce, tal como se ilustra en la Figura 36.

Figura 36. Perfil de absorción de la zona del cauce

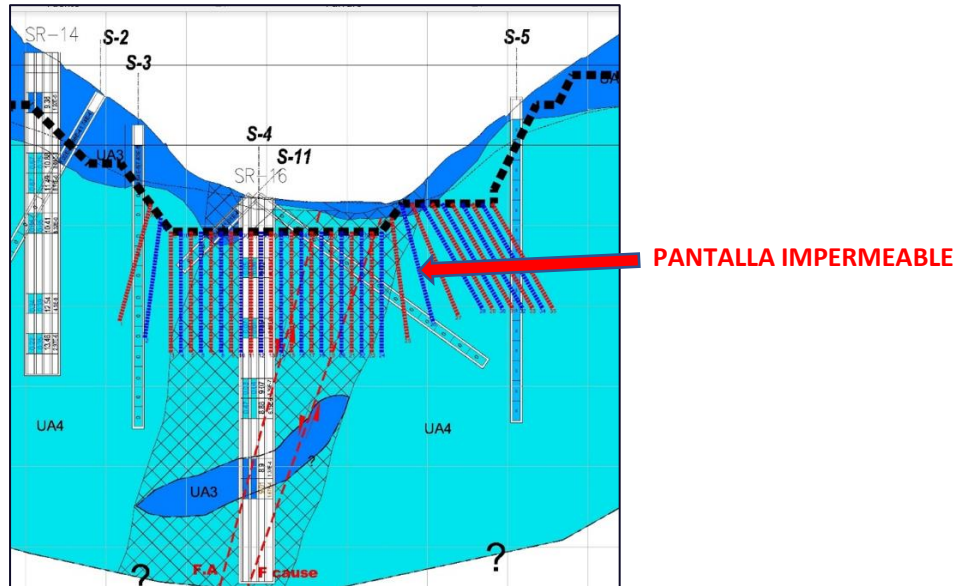


Fuente: Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER.

Conclusión de la permeabilidad del cauce:

Sin embargo, el tratamiento del proyecto ejecutivo contempla la realización de una pantalla impermeable de 30 m de profundidad en toda la zona del cauce (Figura 37), lo que permitirá impedir posibles fugas de agua y mejorar la calidad de la roca en la zona de la falla geológica Cauce.

Figura 37. Pantalla impermeable



Fuente: Elaboración propia con base en información del Informe Geológico-geotécnico elaborado por ROCHER.

6.3.2. Revisión y verificación del análisis hidrológico del río Tunal

6.3.2.1. Estudios y documentos hidrológicos presentados por la CAED

FGLEZ recopiló la información disponible que fue proporcionada por la Comisión del Agua del Estado de Durango (CAED). Los documentos que integran la información recopilada se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 10. Relación de estudios recopilados para la revisión hidrológica.

Nombre del archivo	Tipo de archivo
Caudal Ecológico	Pdf
Estudio hidrológicov0.008	Pdf
2020-01-14-Transito_avenida_Gpe_Victoria_con_Tunal 3701	xlsm
2020-01-14-Transito_avenida_funvaso_Tunal_2- 3701	xlsm
Funvaso_Tunal_2	xlsm
Funvaso_Gpe_Victoria_con_Tunal	xlsm
Funvaso_Gpe_Victoria_actual	xlsm
2019-12-04-CONAGUA Vs SEICO FVASO	xlsm
2019-05-28-Comparativo con y sin Tunal II V3	xlsm

Fuente: Elaboración propia.

Los archivos que corresponden a los estudios Hidrológico y Caudal Ecológico, así como los funcionamientos que se integraron se muestran en la siguiente figura.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 38. Información hidrológica recopilada.

 Caudal Ecológico.pdf
 Estudio hidrologicov0.008.pdf
Nombre
 2020-01-14-Transito_avenida_Gpe_Victoria_con_Tunal 3701.xlsm
 2020-01-14-Transito_avenida_funvaso_Tunal_2-3701.xlsm
 funvaso_Tunal_2.xlsm
 funvaso_Gpe_Victoria_con_Tunal.xlsm
 funvaso_Gpe_Victoria_actual.xlsm
 2020-01-07-fvasos.pptx
 2019-12-04-CONAGUA Vs SEICO FVASO.xlsx
 2019-05-28-Comparativo con y sin Tunal II V3.xlsx

Fuente: Estudio hidrológico CAED.

En el estudio hidrológico presentado por la CAED se mencionan antecedentes importantes como los estudios realizados en 1981, además del control de avenidas, se consideró el abastecimiento de agua potable para la población de Durango y la reducción de la superficie de riego. Así como las recomendaciones por parte de la Gerencia del Consultivo Técnico, quien tuvo acceso a los siguientes documentos.

- Informe relativo al estudio hidrológico del río Tunal en combinación con el vaso el Tunal II (Tres molinos), situado aguas arriba de la presa Guadalupe Victoria, Dgo., para fines de control de avenidas y ampliación de la zona de riego en el valle de Guadiana, Dgo.” Elaborado en 1973 por la dirección de hidrología.
- “Estudio hidrológico del río Tunal (Proyecto Tunal II)”, desarrollado en 1981 por la extinta Dirección General de Grande Irrigación.

El informe hidrológico menciona que fueron tomadas en cuenta las recomendaciones de la Gerencia del Consultivo Técnico que fueron las de realizar el estudio hidrológico e hidráulico conjunto con el proyecto de la presa El Tunal II y la presa existente Guadalupe Victoria, para dimensionar el aprovechamiento de ambas presas.

En el informe se menciona que se recopiló toda la información hidrométrica y climatológica disponible, necesidades de agua potable, y se usó la topografía del vaso levantada para elaborar las

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

curvas de áreas - capacidades - elevaciones, para posteriormente poder realizar los tránsitos de avenidas por el vaso, así como la simulación del funcionamiento del vaso.

En el estudio hidrológico se detallan la localización de la cuenca y de las presas Guadalupe Victoria y del Tunal II. Se menciona que la cuenca hidrológica se encuentra localizada al sur del estado de Durango y al poniente de la ciudad de Durango; sus coordenadas extremas son: al norte $24^{\circ} 23.114'$, y al sur $23^{\circ} 27.978'$, de latitud norte; al este $104^{\circ} 42.723'$, y al oeste $105^{\circ} 7.217'$ de longitud oeste.

La cortina de la presa El Tunal II se ubica aproximadamente a 24 km en línea recta del centro de la ciudad de Durango y al sureste de esta. En la Figura 39 se observa la localización de la cuenca hidrológica y la ubicación de la cortina de la presa El Tunal II, así como las principales referencias cercanas.

Figura 39. Ubicación geográfica de la cuenca y cortina de la presa El Tunal II.



Fuente: Estudio hidrológico CAED.

6.3.2.2. Revisión y verificación de los cálculos para el Caudal ecológico

En el estudio presentado por la CAED se determina el caudal ecológico de la presa el Tunal II. Cabe mencionar que el caudal ecológico determinado pertenece al tramo comprendido entre la presa el Tunal II y la presa Guadalupe Victoria. El caudal ecológico fue calculado mediante la metodología para la determinación del caudal ecológico en cuencas hidrológicas establecidas en la norma NMX-AA-159-SCFI-2052. La metodología que presenta el estudio viene descrita de acuerdo con en el

apéndice normativo “C”, así como tomando las consideraciones hechas en el apéndice normativo “A”.

El apéndice normativo “C” establece una metodología hidrológica para determinar el régimen de caudal ecológico en corrientes o cuerpos de agua nacionales a nivel de cuenca hidrológica, con base en el método propuesto por García et al. (1999).

La aplicación general de las metodologías hidrológicas debe contener los siguientes pasos a seguir:

- Selección del sitio de estudio.
- Selección de la serie de datos.
- Determinación del régimen de caudal ecológico mensual y anual.
- Formulación de propuestas de régimen de caudal ecológico mensual y anual.

En el estudio se identifica como punto numero 1 la descripción de la cuenca de aportación a la presa El Tunal II que tiene salida en las coordenadas N23°50'58.6" y W104°46'52.8", este punto se localiza aguas arriba del vaso de la presa Guadalupe Victoria sobre el río El Tunal, este río inicia en la unión de los ríos Las Bayas y El Chico. En punto 2 de la selección y características del sitio de estudio se establece que la presa el Tunal II al ubicarse aguas arriba de la presa Guadalupe Victoria alteraría el régimen hidrológico natural del tramo comprendido entre la cortina de la Tunal II y el vaso de Guadalupe Victoria. Este tramo es el de particular interés para determinar el caudal ecológico.

Posteriormente en el punto 3 se determina el caudal ecológico con base en una de las metodologías descritas para la determinación del caudal ecológico en cuencas hidrológicas establecidas en la Norma NMX-AA- 159-SCFI-2052.

- La aplicación general de las metodologías hidrológicas comprende los siguientes pasos a seguir:
- Selección del sitio de estudio.
- Selección de la serie de datos.
- Determinación del régimen de caudal ecológico mensual y anual.
- Formulación de propuestas de régimen de caudal ecológico mensual y anual.

En el estudio se menciona que los datos hidrométricos disponibles y que representan el régimen natural del río El Tunal fueron los correspondientes a la estación “El Pueblito” ubicada en la población de El Pueblito, clave 11036. La información que proporciona esta estación es una serie de caudales medios diarios, serie de caudales mensuales y anuales en el periodo de 1961 al 2010 (50 años). En la tabla siguiente Régimen de caudales para el año seco, húmedo y medio en m³/s del informe Caudal Ecológico se muestran los mínimos mensuales, medios mensuales y máximos mensuales para los

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

diferentes tipos de años. Sin embargo, la estación hidrométrica 11036 se encuentra aguas debajo de la presa Guadalupe Victoria por lo que las mediciones estarían reguladas por el funcionamiento de la presa.

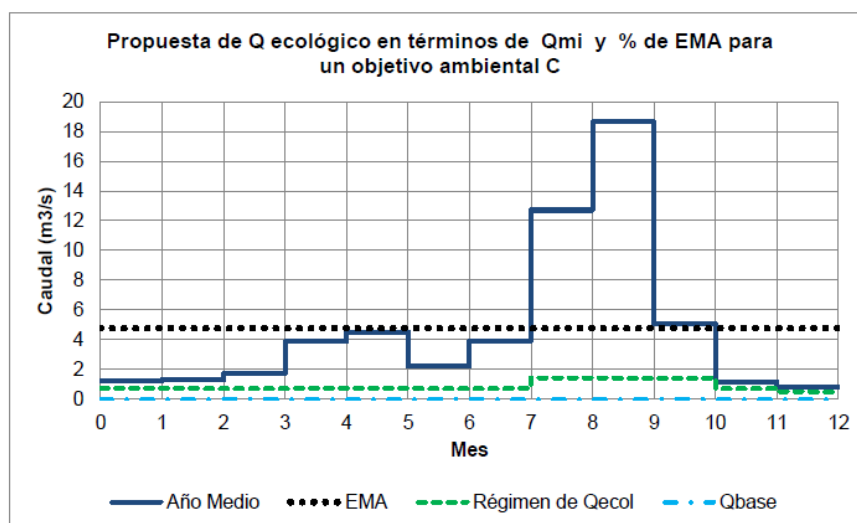
Figura 40. Régimen de caudales para el año seco, húmedo y medio en m³/s.

Mes	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Anual
Min. Mensual	0.00	0.00	0.00	0.16	0.15	0.17	0.00	0.09	0.68	0.00	0.00	0.00	0.00
Máx. Mensual	6.95	6.34	6.44	8.07	8.00	3.79	38.78	43.12	68.73	34.06	7.92	4.18	68.73
Med. Mensual	1.21	1.31	1.71	3.88	4.52	2.23	3.93	12.71	18.64	5.08	1.18	0.82	4.77

Fuente: Estudio Caudal Ecológico CAED.

Finalmente, el informe de Caudal Ecológico propone los siguientes volúmenes mensuales.

Figura 41. Ubicación geográfica de la cuenca y cortina de la presa El Tunal II.



Mes	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Vol. medio anual
Vol. Mensual	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92	1.92	3.83	3.83	3.83	1.90	1.31	28.11

Fuente: Estudio Caudal Ecológico CAED.

En el apartado *determinación de los periodos de estiaje y avenidas* se determinó que el Escurrimiento Medio Anual (EMA) debe ser de 4.77 m³/s y el caudal mensual mínimo es cero. Este cálculo es consistente con la norma para el caso del apartado C.

La autoridad del agua deberá validar y aprobar que se utilice el objetivo ambiental “C” de acuerdo con la matriz de objetivos ambientales que no fue presentada en el informe.

6.3.2.3. **Cálculos del tercero experto para el Tránsito de la avenida**

Para estos cálculos se partió de los datos proporcionados por la entidad, en los que se determina que la capacidad de superalmacenamiento por medio de la técnica denominada Tránsito de Avenidas en Vasos. Así mismo, se utilizó la ecuación de continuidad que contempla que la diferencia del almacenamiento del vaso en un determinado tiempo es igual a la diferencia del gasto de entrada y el gasto de salida.

Para resolver la ecuación de continuidad se utilizó un esquema de diferencias finitas, mediante la siguiente expresión:

$$\frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t} = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2}$$

Donde:

- “S” representa la variación en almacenamiento en la presa,
- “I” es el gasto de entrada al vaso, representado por el hidrograma de diseño asociado al periodo de retorno de 10 000 años y
- “O” es el gasto de salida por el vertedor de excedencias que está en función del nivel del agua en la presa, representa la capacidad de desalojo de esta obra y genera un hidrograma de salida.

Para efectos de cálculo de “S” se utilizaron los datos proporcionados por CAED y se muestran en la siguiente tabla y gráfica de la curva de la presa El Tunal II, que fue obtenida mediante fotogrametría, así como la curva de la presa Guadalupe Victoria, que fue proporcionada por el distrito de riego 052.

Tabla 11. Curva elevaciones-áreas-capacidades de la presa El Tunal II

PRESA EL TUNAL II

Elevaciones	Superficie	Capacidades	Capacidades
m.s.n.m.	Has.	entre cota Hm ³	acumuladas Hm ³
1940	0	0	0
1945	0.421	0.011	0.011
1950	1.767	0.055	0.065
1955	9.941	0.293	0.358
1960	23.253	0.83	1.188
1965	41.322	1.614	2.802
1970	59.002	2.508	5.31

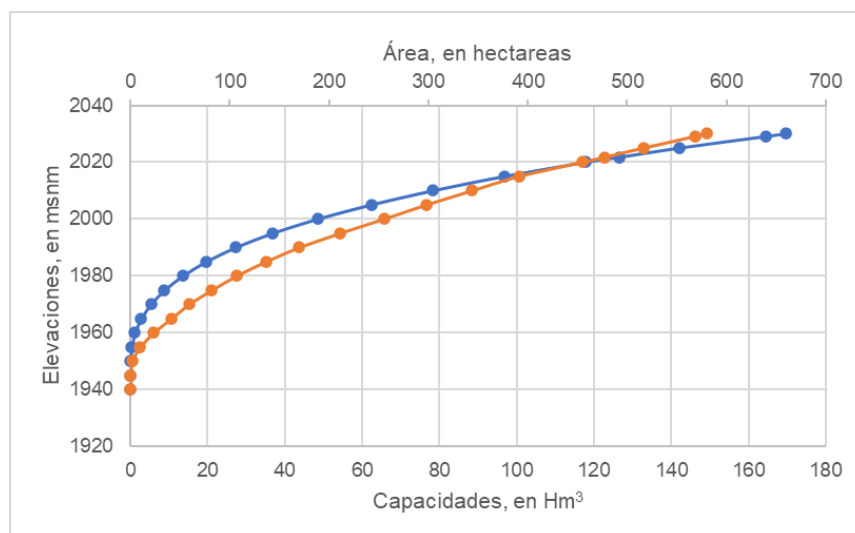
Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

1975	82.02	3.526	8.836
1980	106.974	4.725	13.561
1985	136.332	6.083	19.643
1990	170.072	7.66	27.303
1995	211.093	9.529	36.833
2000	255.091	11.655	48.487
2005	297.902	13.825	62.312
2010	344.088	16.05	78.362
2015	391.126	18.38	96.742
2020	454.971	21.152	117.895
2025	516.502	24.287	142.181
2030	579.796	27.407	169.589
2032	606.639	28.711	181.856
2033	606.6388	28.711	181.8558
2035	646.903	30.667	200.256
2040	711.841	33.969	234.225
2045	776.399	37.206	271.431

Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.1. Características del vaso.

Donde la corona de la presa "El Tunal II" se encuentra en la elevación 2033 msnm, el NAME en la elevación 2032 msnm, y el NAMO en la elevación 2021.80 msnm.

Figura 42. Curva elevaciones-áreas-capacidades del proyecto de la presa El Tunal II



Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.1. Características del vaso.

Para la presa Guadalupe Victoria se tiene la siguiente curva:

Tabla 12. Curva elevaciones-áreas-capacidades de la presa Guadalupe Victoria

ELEVACIONES	ÁREAS	CAPACIDADES	ESTRUCTURA
(m)	(Has.)	(Hm ³)	DE CONTROL
1890	0	0	

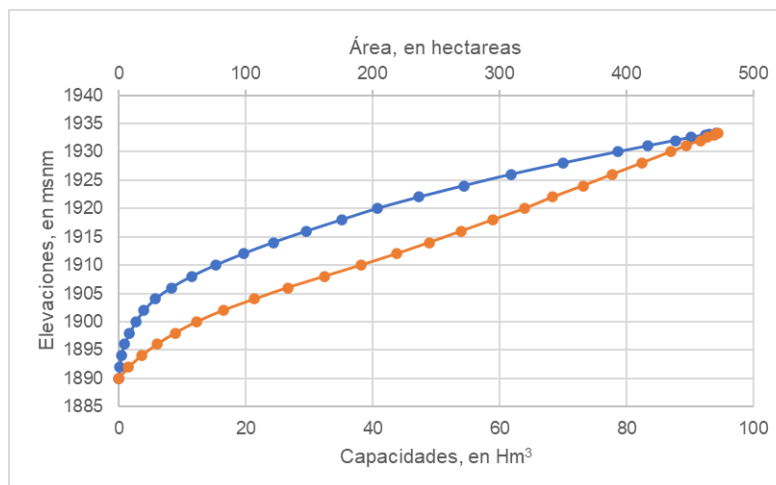
Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

1892	7.8	0.073	
1894	17.8	0.37	
1896	30	0.9	
1898	44.4	1.7	
1900	61.5	2.7	
1902	82.3	3.97	
1904	107	5.75	
1906	133	8.25	
1908	162	11.45	
1910	191	15.3	
1912	219	19.65	
1914	245	24.4	
1916	270	29.6	
1918	295	35.15	
1920	320	40.8	
1922	342	47.3	
1924	366	54.37	
1926	389	61.8	
1928	412	69.98	
1930	435	78.7	
1932	458	87.7	
1932.53	464	90.218	NAMO
1933	469	92.4504	
1933.11	470	93	NAME
1933.32	472	94.05	
1934	478.5	97.45	
1934.8	486.1	101.45	

Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.1. Características del vaso.

Se indica en el informe hidrológico que según el registro de SISP de la CONAGUA, la corona de la presa Guadalupe Victoria se encuentra en la elevación 1934.80 msnm, el NAME en la elevación 1933.11 msnm, y el NAMO en la elevación 1932.53 msnm.

Figura 43. Curva elevaciones-áreas-capacidades del proyecto de la presa Guadalupe Victoria



Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.1. Características del vaso.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Para el cálculo del gasto de salida, se sustituyeron los datos proporcionados por la CAED por aquellos reconocidos y publicados por la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos de la CONAGUA con un gasto máximo de entrada de 3,701.70 m³/s.

Como resultados del tránsito proporcionado en el informe se presenta la gráfica el resultado del tránsito de avenidas realizado con el hidrograma proporcionado por la GASIR, el cual correspondiente al de diseño (Tr=10,000 años), y el hidrograma de salidas es el que se genera al pasar por el vertedor de excedencias de la presa El Tunal II.

- El análisis del tránsito de avenidas se ejecutó en el programa TRATE_VDM.exe, elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- El proyecto de la presa El Tunal II contempla un vertedor libre tipo Creager de 42.5 m de longitud. El NAMO se encuentra en la elevación 2021.80 msnm, con una carga máxima de 10.2 m, al NAME (2032 msnm).

Tabla 13. Datos de la curva elevaciones-descargas de la presa El Tunal II

Elevaciones	Descargas
m.s.n.m.	m ³ /s
2021.8	0
2025	510.9
2029.07	1749.5
2030	2095.7
2032	2907.4
2033	3345.3

Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.1. Características del vaso.

Figura 44. Curva elevaciones-descargas presa El Tunal II



Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.1. Características del vaso.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

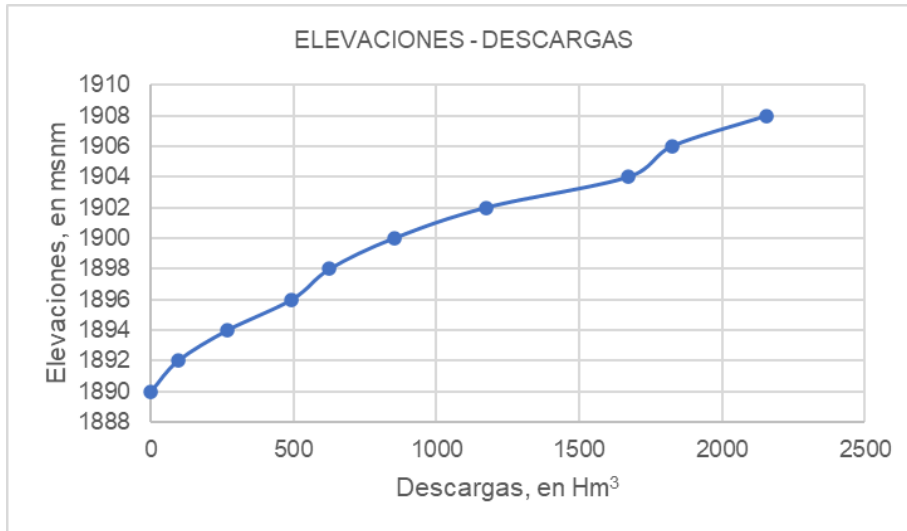
- Para la presa Guadalupe Victoria, de acuerdo con el SISF de la CONAGUA se sabe que cuenta con dos vertedores, uno tipo Creager de canal lateral, con capacidad de 920 m³/s, y el otro vertedor es un conducto cerrado con capacidad de 900 m³/s.

Tabla 14. Datos de la curva elevaciones-descargas vertedores de la presa Guadalupe Victoria

ELEVACIONES	Descargas	Descargas	Descargas
(m)	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1924	0	0	0
1926	95.0	0.0	95.0
1928	268.8	0.0	268.8
1930	493.8	0.0	493.8
1931.03	626.3	0.0	626.3
1932	760.3	91.3	851.5
1932.53	837.1	337.5	1174.6
1933	907.2	764.5	1671.7
1933.11	923.9	899.9	1823.8
1933.32	956.0	1200.9	2156.9

Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.1. Características del vaso.

Figura 45. Curva elevaciones-descargas de la presa Guadalupe Victoria



Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.1. Características del vaso.

- Hidrograma de diseño de GASIR

Tabla 15. Datos del hidrograma de diseño de la presa El Tunal II

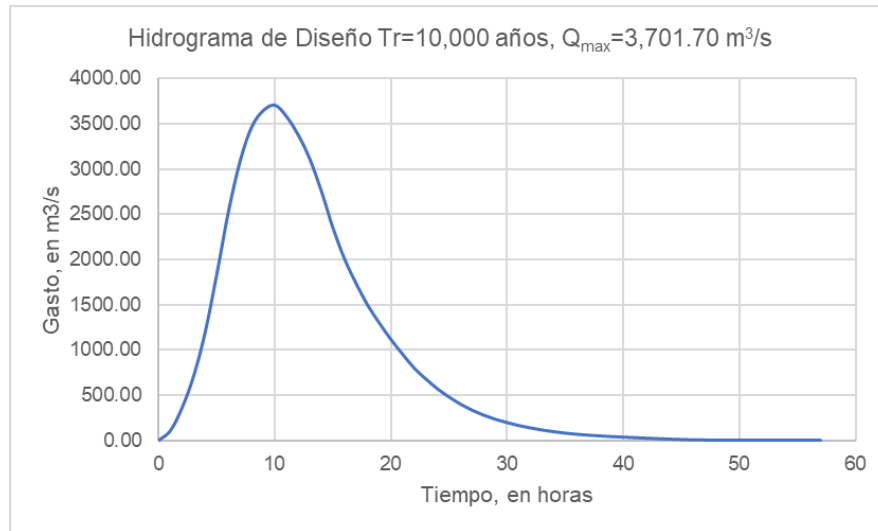
TIEMPO	CAUDAL	TIEMPO	CAUDAL	TIEMPO	CAUDAL	TIEMPO	CAUDAL

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

HORAS	m ³ /s	HORAS	m ³ /s	HORAS	m ³ /s	HORAS	m ³ /s
0	0.0	16	2,001.5	32	136.9	48	2.4
1	108.4	17	1,729.0	33	114.0	49	1.9
2	360.8	18	1,489.6	34	95.7	50	1.3
3	713.1	19	1,292.2	35	79.7	51	0.9
4	1,202.5	20	1,110.9	36	67.1	52	0.7
5	1,846.5	21	949.4	37	56.7	53	0.4
6	2,532.2	22	795.8	38	48.8	54	0.3
7	3,089.2	23	676.6	39	41.5	55	0.1
8	3,463.9	24	567.7	40	34.8	56	0.1
9	3,643.3	25	477.0	41	28.6	57	0.0
10	3,701.7	26	396.9	42	23.0		
11	3,576.4	27	331.0	43	17.9		
12	3,373.1	28	276.4	44	13.1		
13	3,107.0	29	231.7	45	8.2		
14	2,749.9	30	194.8	46	4.4		
15	2,342.7	31	162.7	47	3.2		

Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.6. Tránsito de las avenidas por el vaso.

Figura 46. Hidrograma de diseño de la presa El Tunal II

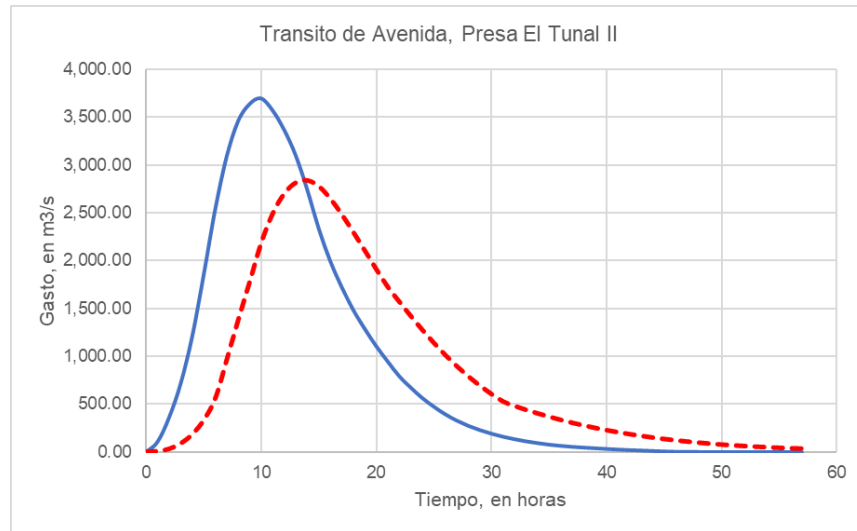


Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.6. Tránsito de las avenidas por el vaso.

Resultado del tránsito de avenidas por los vasos

A continuación, se presenta de forma gráfica el resultado del tránsito de la avenida con periodo de retorno de 10 000 años por el vaso de la presa El Tunal II.

Figura 47. Resultado del tránsito de la avenida de diseño de 10 000 años por el vaso de la presa El Tunal II



Fuente: Elaboración propia.

De este resultado se observa que el gasto máximo de salida por el vertedor de la presa El Tunal II es de 2841.43 m³/s, y la elevación máxima alcanzada para estas condiciones fue la elevación 2031.84 msnm, quedando un bordo libre reportado de 1.15 m hasta el nivel de la corona, lo que se traduce en favorable.

Para transitar el hidrograma de salida de la presa El Tunal II a la presa Guadalupe Victoria se hicieron las siguientes consideraciones: aumentar este hidrograma en un 3.89 % para representar la aportación por cuenca propia del tramo entre el Tunal II y Guadalupe Victoria, como se menciona en el estudio hidrológico de la presa El Tunal II; otra consideración fue que el cauce entre las dos presas no regula un volumen importante de agua, ya que la salida del hidrograma en la presa El Tunal II y el vaso de la presa Guadalupe Victoria se encuentran a 7 km, aproximadamente. A continuación, se presentan los resultados.

De los resultados se obtuvo que el gasto máximo de entrada a la presa Guadalupe Victoria es de 2887.77 m³/s. Al transitar esta avenida, considerando el uso de los dos vertedores se observa que es factible soportar la avenida sacrificando una parte del bordo libre reportado, alcanzando la elevación 1933.65 msnm, 0.54 m por encima del NAME reportado.

En el registro del Sistema de Seguridad de Presas de la CONAGUA se reporta un nivel de corona a la elevación 1934.80 msnm, para la presa Guadalupe Victoria, por lo que la elevación máxima quedaría 1.15 m por debajo de la corona. Cabe mencionar que la forma en que se opera la presa actualmente no contempla la apertura de las compuertas del vertedor controlado y este tránsito de avenidas no sería válido de esta manera.

El cálculo y condiciones de seguridad de presas debe ser sancionado y validado por la autoridad del agua. Si el vertedor controlado se opera de manera inadecuada y se posponen las modificaciones pertinentes a los vertedores, la presa Guadalupe Victoria no satisface los requerimientos de seguridad hidrológica para la avenida con periodo de retorno de 10,000 años determinada por la CONAGUA. En la *Figura 48* se muestra un desbordamiento sobre las compuertas.

Dependiendo de las políticas de operación, la presa Guadalupe Victoria cuenta con una capacidad de almacenamiento de 52 Hm³ si se opera el vertedor controlado con las compuertas abiertas. Si el vertedor controlado se mantiene cerrado pueden aprovecharse 90 Hm³, pero se compromete la seguridad hidrológica de la presa.

Figura 48. Funcionamiento de las compuertas laterales en la presa Guadalupe Victoria



Fuente: Elaboración propia.

Figura 49. Tránsito de avenidas por el vaso de la presa Guadalupe Victoria



Fuente: Elaboración propia.

Conclusiones y recomendaciones del tránsito del hidrograma

- Uno de los usos principales de la presa El Tunal II es el control de avenidas. De los resultados obtenidos, se observó que esta presa cuenta con una regulación importante para condiciones hidrometeorológicas extremas, ya que pudo bajar el pico de una avenida de diseño de los 3701.07 m³/s a 2887.00 m³/s, lo que representa una baja en el pico del orden de 22 %, que podría ser de gran ayuda aguas abajo de ambas presas.
- Se recomienda revisar los niveles de la presa Guadalupe Victoria en campo, como es el NAMO, NAME y CORONA, ya que existe una nota en el SISP donde se menciona que uno de los vertedores se sobreelevó en 2 m en el año 2010. Sin embargo, no se ha ajustado la capacidad de embalse y descarga.
- Otra recomendación es realizar una modelación hidráulica unidimensional o bidimensional aguas abajo de la presa Guadalupe Victoria bajo condiciones actuales y de proyecto para ver la reducción de los daños aguas abajo con el proyecto de la presa El Tunal II.

6.3.2.4. Verificación del Funcionamiento de vasos y volumen aprovechable

6.3.2.4.1. Análisis de las series de tiempo climatológicas e hidrométricas.

En el estudio hidrológico se indica que se recopiló información climatológica de precipitación, temperatura y evaporación. Para ello se llevó a cabo un análisis de las estaciones cercanas y

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

circundantes a la cuenca hidrológica de la presa El Tunal II, con la finalidad de seleccionar aquellas estaciones que cuenten con la mayor cantidad de años con registros diarios, principalmente de precipitación.

La selección de las estaciones climatológicas, que se tomaron en cuenta en el estudio hidrológico, fue considerando los siguientes criterios:

- Años con registro de datos climatológicos.
- Continuidad en el registro de datos en el periodo.
- Porcentaje de vacíos.
- Consistencia de datos.
- Distancia al centro de gravedad de la cuenca.

Tomando en cuenta el criterio anterior se seleccionó la siguiente lista de estaciones climatológicas.

Figura 50. Estaciones climatológicas utilizadas en el estudio hidrológico para la cuenca El Tunal II

Estación		Años Válidos	% de Área de influencia en la cuenca	% De Información	Datos de Precipitación		Ph media anual (mm)
Clave	Nombre				Del Año	Al Año	
10023	EL PUEBLITO	42	5.56%	95.47	1963	2007	547.150
10040	LAS BAYAS	29	13.48%	83.89	1963	2007	1,016.838
10048	NAVÍOS VIEJOS	40	5.78%	94.81	1964	2007	767.518
10051	OTINAPA	41	43.96%	96.67	1963	2007	661.361
10090	CANATLAN	41	0.55%	95.37	1963	2007	541.941
10103	SANTA BÁRBARA	39	30.68%	95.73	1964	2007	786.648

Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.3.1. Climatología de la cuenca de estudio.

Tomando en cuenta la información anterior se recopiló información de la fuente CLICOM y se comprobó los valores reportados en el estudio hidrológico. Los cálculos que se presentan a continuación se realizaron sustituyendo los datos de los estudios presentados por CAED por datos oficiales y que cumplan con criterios de objetividad y representatividad de la lluvia y escurrimientos para la cuenca del río Tunal.

Tabla 16. Estaciones climatológicas de la cuenca El Tunal II

Estación		Años válidos	% de área de influencia en la cuenca	% de información	Datos de precipitación		Ph media anual (mm)
Clave	Nombre				Del Año	Al Año	
10023	EL PUEBLITO	42	5.56%	95.47	1963	2007	547.150
10040	LAS BAYAS	29	13.48%	83.89	1963	2007	1,016.838
10048	NAVÍOS VIEJOS	40	5.78%	94.81	1964	2007	767.518

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

10051	OTINAPA	41	43.96%	96.67	1963	2007	661.361
10090	CANATLAN	41	0.55%	95.37	1963	2007	541.941
10103	SANTA BÁRBARA	39	30.68%	95.73	1964	2007	786.648

Fuente: Elaboración propia con información de CLICOM.

De cada una de las estaciones seleccionadas para este estudio se obtuvo una serie de precipitaciones acumuladas mensuales y precipitaciones máximas en 24 horas. Con las precipitaciones acumuladas mensuales, y considerando los años válidos mostrados en la Tabla 17, se obtuvo la precipitación media anual de cada una de las estaciones, para posteriormente obtener la precipitación media anual de la cuenca.

De las estaciones mostradas en la tabla anterior se obtuvo la precipitación media anual de la cuenca con tres métodos.

Tabla 17. Precipitación media anual de la cuenca Tunal II

Método	Precipitación media anual (Ph)	Unidad
Aritmético	720.24	mm.
Polígonos de Thiessen	746.86	mm.
Isoyetas	735.46	mm.

Fuente: Estudio hidrológico CAED.

Para el resto del estudio se tomará como precipitación media anual de la cuenca la precipitación obtenida con el método de isoyetas. Ph media = 735.46 mm.

a) Para el análisis de lluvia y estimación de gastos máximos.

Desde el punto de vista del análisis de lluvias, en toda la extensión de la cuenca se tomó como información climatológica la registrada en la estación base (Otinapa 10051).

b) Para las simulaciones de funcionamiento del vaso.

La información que se obtuvo de la estación climatológica de El Pueblito tenía un registro, en el periodo de 1963 al 2007, en precipitaciones, y de 1961 al 2010 en el caso del registro de evaporaciones; sin embargo se complementó el registro de lluvias y de evaporaciones mensuales acumuladas hasta el año 2012 con la información registrada en los funcionamientos históricos del vaso de la presa Guadalupe Victoria; pero además, se omitió la información en el caso del registro de precipitación, para el primer año de registro (1963), ya que estaba incompleto.

Con los ajustes en la información climatológica se logró tomar en cuenta un mayor número de años, pero además se hacía coincidir con el periodo de registro hidrométrico.

Para efectos de verificación del cálculo de disponibilidad del agua y funcionamiento de vasos F Glez, utilizó los datos publicados por el Distrito de Riego 052 con una serie de tiempo de 1964 a 2012.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 51. Ubicación de la presa El Tunal II, Guadalupe Victoria y de la estación hidrométrica 11036.

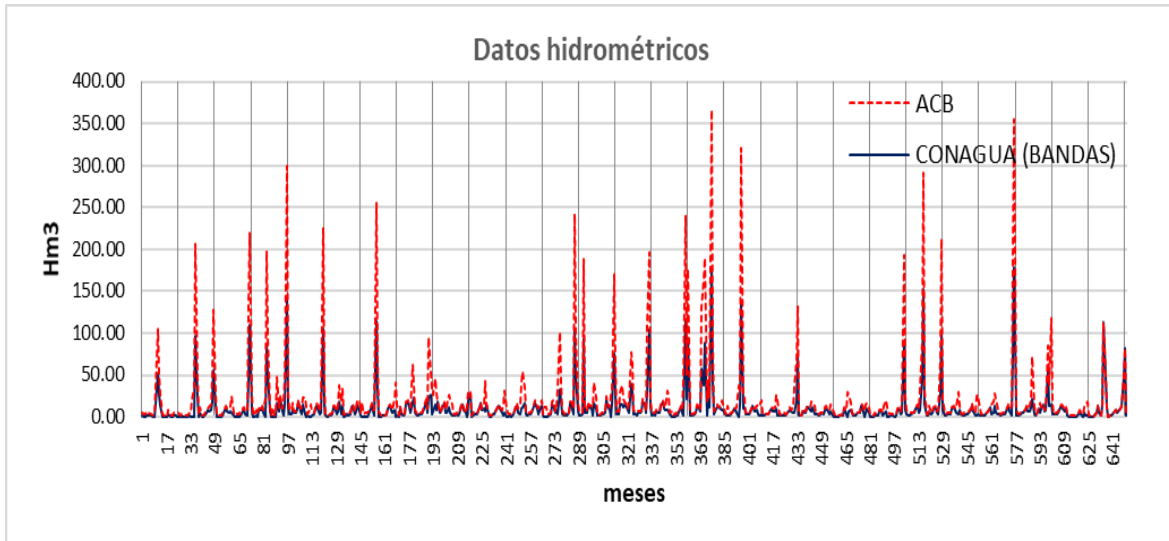


Fuente: Elaboración propia.

Revisando la ubicación de la estación hidrométrica usada para el análisis hidrométrico, esta se encuentra aguas abajo de la presa Guadalupe Victoria por lo que no es recomendable usar los datos, ya que probablemente estén alterados por el control de la presa.

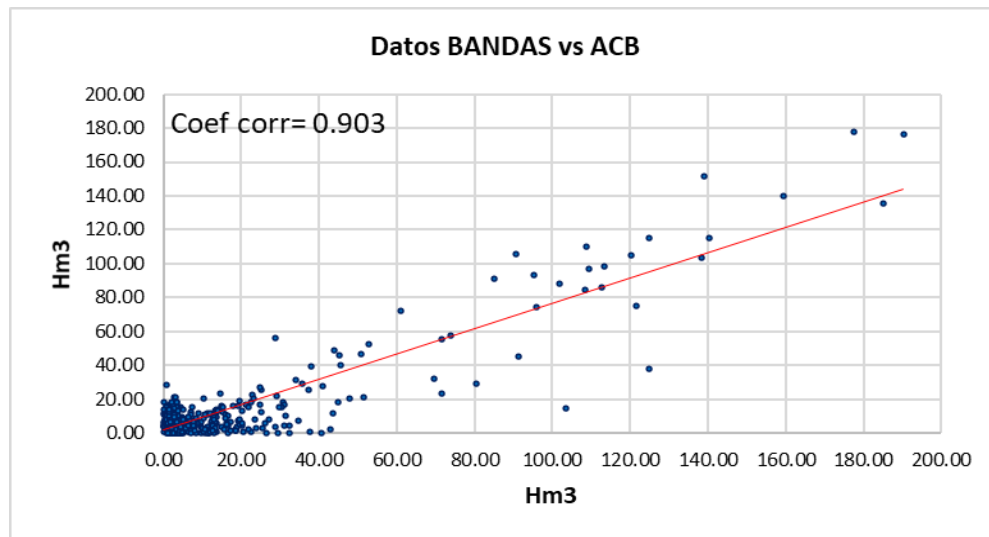
- Los datos oficiales de CONAGUA se encuentran en la siguiente liga.
ftp://ftp.conagua.gob.mx/Bandas/Bases_Datos_Bandas
- La comparación de los datos de volúmenes mensuales de la estación 11036 de la fuente oficial (BANDAS, CONAGUA), y los usados en el funcionamiento del vaso (ACB), sugieren que existe alteración. Esto se puede observar en el siguiente gráfico.

Figura 52. Comparación de datos obtenidos del BANDAS y los usados en el análisis socioeconómico



Fuente: Elaboración propia.

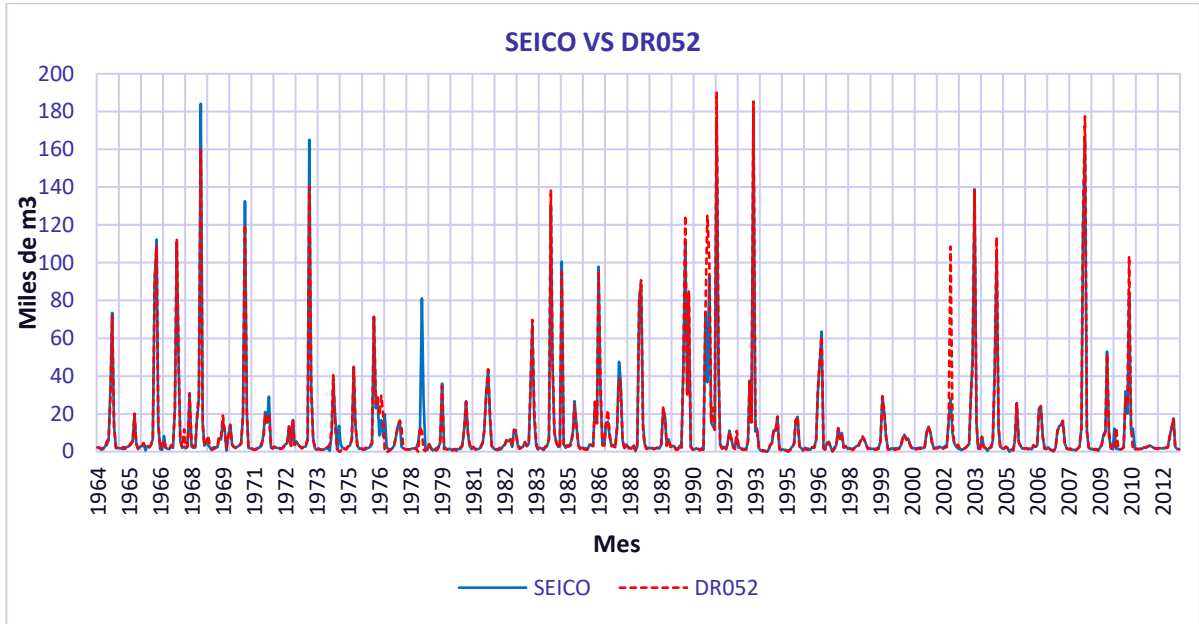
Figura 53. Comparación coeficiente de correlación, obtenido de la comparación de datos del BANDAS y los utilizados en el análisis socioeconómico



Fuente: Elaboración propia.

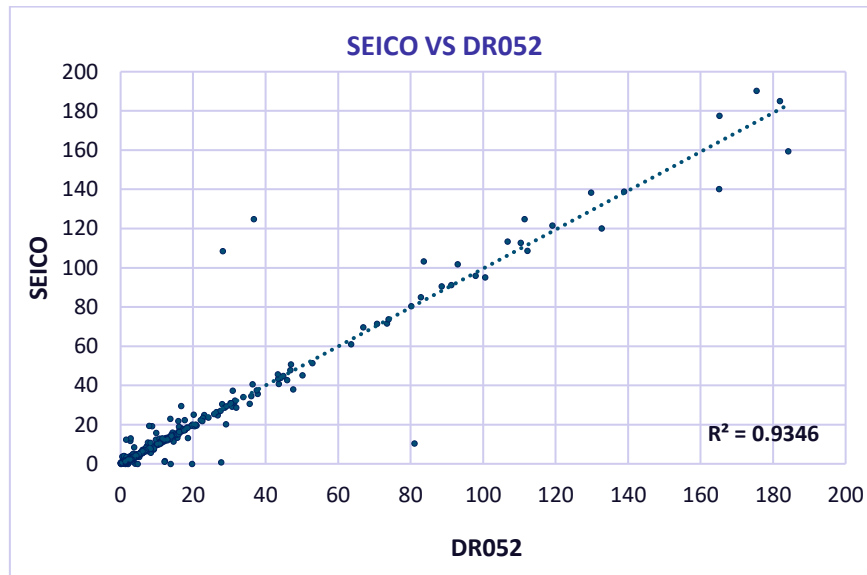
- El coeficiente de correlación entre los datos usados en la simulación del estudio socioeconómico (ACE), y los oficiales de CONAGUA (DR052), es de 0.9, por lo que en caso de que los datos usados en el análisis socioeconómico sean inferidos mediante un modelo lluvia escurrimiento, son aceptables, sin embargo, se sugiere usar la serie de tiempo reportada en el distrito de riego 052.

Figura 54. Comparación de la serie de tiempo de escurrimientos mensuales usadas en el estudio socioeconómico y los proporcionados por el DR052.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 55. Comparación coeficiente de correlación, obtenido de la comparación de datos proporcionados por el distrito de riego 052 y los utilizados en el análisis socioeconómico por SEICO



Fuente: Elaboración propia.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

- El estudio hidrológico menciona en la página 27 los datos que se omitieron en el funcionamiento del vaso del proyecto, usando una longitud de registro de 1964 al 2012; sin embargo, en las hojas de cálculo se usaron datos con una longitud de registro desde 1944.
- Los datos de volúmenes mensuales, usados como entradas en la simulación, tienen las siguientes características estadísticas.

Tabla 18. Estadísticos de los escurrimientos utilizados

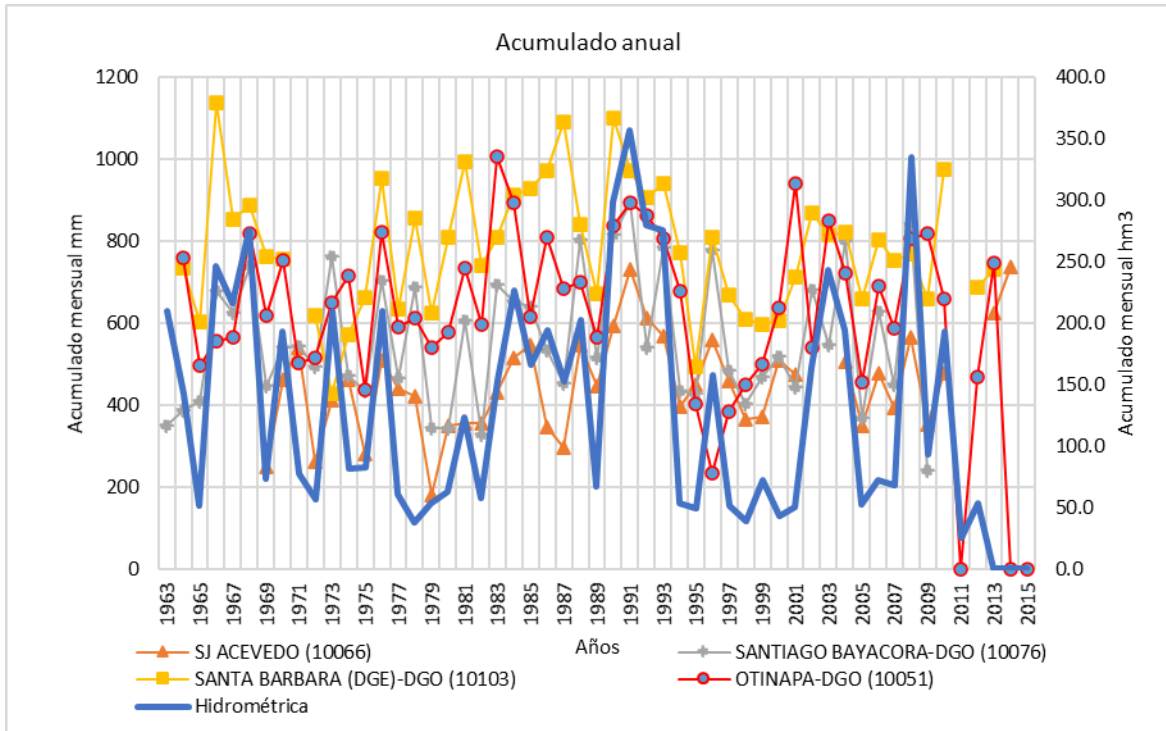
Estadísticos de los escurrimientos usados en la entrada de la presa Guadalupe Victoria	
Estadístico	Valor
Promedio	127.1 hm ³
Desvest	83 hm ³
Max	357 hm ³
Min	25 hm ³

- Los coeficientes de correlación entre los volúmenes acumulados mensuales de la serie de escurrimientos y los acumulados mensuales de lluvia de 4 estaciones climatológicas cercanas son arriba de 0.5, por lo que se puede afirmar que existe buena correlación de datos.

Tabla 19. Coeficientes de correlación entre datos de escurrimiento y de lluvia

Estación	10066	10076	10103	10051
Escurreimientos mensuales	0.53	0.67	0.61	0.57

Figura 56. Comportamiento anual de escurrimientos y lluvia

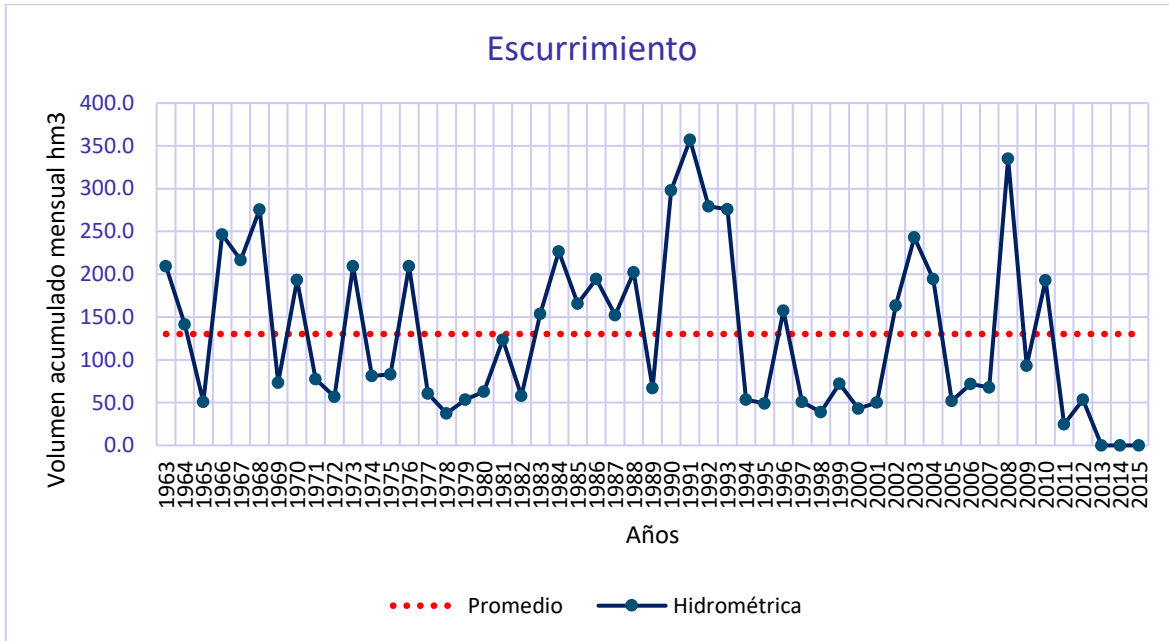


Fuente: Elaboración propia.

- En el análisis de la serie de escurrimientos se detectaron periodos consecutivos por debajo de la media. El primer periodo de 1977-1980; el segundo periodo de 1997-2001, y el tercer periodo a partir del 2011. Estos periodos se ven reflejados en las series de tiempo de lluvias mensuales de las estaciones climatológicas cercanas.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 57. Escurrecimientos de la estación hidrométrica



Fuente: Elaboración propia.

- Para identificar si los periodos de déficit reflejados en las series de tiempo hidrométricas son reales FGLEZ realizó un análisis de sequías mediante el **Índice de Precipitación Estandarizado**. El análisis de SPI se realizó para periodos de lluvia acumulados de 3,6 y 12 meses para la serie de tiempo de lluvia de la estación 10051. Del análisis de 3 meses se detectaron tres periodos de sequías que coinciden con la serie de escurrimientos analizada. El primer periodo de 1974-1978; el segundo periodo es de 1995-1999, y el tercer periodo a partir del 2009.

Tabla 20. Tipo de sequía, según el valor del SPI

SPI	Clase	
2.00 o mas	Extremadamente húmedo	
1.50 a 1.99	Muy húmedo	
1.00 a 1.49	Moderadamente húmedo	
-0.99 a 0.99	Humedad cercana a la normal	
-1.00 a -1.49	Moderadamente seco	
-1.50 a -1.99	Severamente seco	
-2.00 o menos	Extremadamente seco	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21. Valores correspondientes al SPI de tres meses, según el mes

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
			-0.428	-0.035	-0.597	-1.534	-2.054	-2.019	0.23	1.183	0.817	0.26
1964	0.925	1.039	0.713	0.897	2.311	1.506	0.929	0.193	0.313	0.309	0.701	0.065

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

1965	0.34	0.416	0.198	0.509	0.116	-0.716	-1.073	-1.955	-0.463	-0.277	0.242	0.129
1966	0.859	1.156	0.992	0.978	0.964	0.384	-0.548	-0.696	-0.71	0.057	-0.516	0.111
1967	0.485	0.582	0.931	0.008	0.116	-0.28	-0.796	0.064	-0.26	0.118	-1.295	0
1968	0.405	0.94	2.084	3.2	2.637	-0.811	0.473	-0.13	0.838	0.187	0.821	0.755
1969	0.844	0.618	-0.428	-0.035	-0.105	-0.556	0.348	-0.342	0.275	-0.122	0.32	0.699
1970	0.72	1.477	1.573	2.276	0.374	1.148	0.323	0.2	0.545	0.804	1.073	-1.286
1971	-0.958	-0.883	-0.394	-0.035	0.324	0.321	-0.44	-1.53	-0.941	0.092	0.47	0.584
1972	0.02	0.089	0.667	-0.035	1.134	0.186	0.068	-1.026	-0.833	-1.328	-0.73	0.129
1973	0.976	1.254	1.542	1.865	0.47	0.972	0.473	2.003	0.019	-0.168	-2.054	-1.534
1974	-0.998	-0.892	-0.27	0.112	1.206	-0.624	0.013	-0.067	0.957	0.673	0.499	0.569
1975	1.456	1.515	0.667	-0.035	-0.597	-1.534	-0.505	-0.703	-0.684	-0.987	-1.614	0
1976	-0.658	-0.585	-0.428	-0.035	-0.597	1.086	1.785	2.179	0.275	-1.252	0.205	1.85
1977	2.03	1.226	0.366	-0.035	0.222	0.493	0.041	1.078	0.226	0.271	-0.992	-1.463
1978	-0.998	-0.892	-0.428	-0.035	-0.597	-1.149	-1.338	-1.113	1.08	1.507	1.353	-1.534
1979	0.704	1.184	1.88	1.017	0.116	-0.835	-0.158	-0.256	-0.5	-1.227	-2.019	-0.588
1980	0.062	0.755	0.781	1.352	-0.533	-1.077	-0.95	-1.425	0.048	0.662	0.899	0.268
1981	0.083	-0.115	1.071	2.172	1.971	1.124	-0.043	-0.102	-0.346	0.834	0.941	1.218
1982	-0.761	-0.751	-0.394	-0.035	-0.105	-0.341	0.254	-0.499	-0.483	-1.093	-0.062	1.521
1983	1.79	1.198	0.644	0.553	2.783	1.233	1.088	2.003	1.944	2.045	1.541	-0.019
1984	0.555	0.6	1.128	-0.035	-0.332	1.56	1.655	2.812	0.674	-0.086	-0.305	0.888
1985	2.011	1.994	1.782	0.328	-0.105	1.154	0.436	0.234	-1.014	-1.315	-1.49	-0.039
1986	0.165	0.237	-0.428	-0.035	0.517	0.134	0.74	0.546	0.617	1.027	1.404	1.878
1987	0.359	0.387	-0.029	0.441	-0.387	-0.383	0.44	0.979	0.642	0.031	-0.085	0.584
1988	0.829	0.51	-0.045	0.729	0.782	0.686	1.06	2.222	0.63	-0.206	-1.124	-0.179
1989	-0.024	-0.186	-0.428	0.153	0.517	-1.053	-1.415	-1.3	-0.475	0.229	0.604	1.511
1990	1.893	1.348	1.635	1.684	1.206	0.134	1.129	1.811	1.074	0.546	0.237	0.217
1991	-0.761	-0.56	-0.077	0.153	-0.597	-0.534	1.381	1.535	1.208	-0.253	1.132	1.969
1992	3.438	3.096	3.267	2.899	2.393	0.642	-0.559	-0.674	-0.566	0.255	-0.004	1.319
1993	1.074	1.17	0.049	0.328	-0.105	0.933	1.464	1.546	1.22	0.329	1.121	-0.466
1994	-0.09	-0.485	0.311	1.652	1.72	1.717	0.694	0.752	-0.152	-0.368	-0.394	-0.394
1995	0.145	0.153	-0.109	-0.035	-0.597	0.352	-0.024	-0.996	-1.099	-1.513	-1.158	-1.482
1996	-0.94	-0.846	-0.428	-0.017	0.062	-1.437	-2.054	-2.054	-2.955	-1.227	0.519	0.416
1997	0.918	1.267	2.308	2.727	2.202	0.493	-0.855	-2.053	-3.168	-2.709	-1.806	-1.243
1998	-0.891	-0.86	-0.394	-0.017	-0.597	-1.173	-1.517	-1.384	-0.315	0.443	0.041	-0.443
1999	-0.998	-0.892	-0.428	-0.035	-0.597	1.451	1.119	1.01	-0.837	-1.979	-1.766	-1.534
2000	-0.998	-0.892	-0.428	-0.035	0.47	1.702	0.557	0.234	-0.723	0.276	0.609	0.628
2001	-0.786	-0.892	0.632	1.405	2.114	1.148	2.089	3.727	1.499	0.288	-0.516	0.447
2002	-0.024	0.045	-0.428	-0.035	-0.597	-0.447	-0.148	0.454	-0.267	-0.206	-0.422	0.569
2003	0.104	-0.892	-0.421	-0.033	0.427	1.124	1.046	1.709	1.294	1.424	1.39	0.165
2004	0.52	0.87	1.619	0.772	-0.105	-0.579	-1.198	-0.046	0.578	1.3	0.882	0.268
2005	0.377	0.772	1.481	2.124	-0.592	-1.534	-0.843	-1.229	-0.625	-0.707	-1.074	-0.613
2006	-0.998	-0.892	-0.428	1.017	1.834	1.256	0.202	0.335	-0.434	0.229	-0.23	1.352
2007	1.019	1.142	0.169	0.008	-0.597	2.531	1.177	0.507	-1.486	-1.419	-0.132	-1.052
2008	-0.554	-0.873	-0.302	0.283	-0.105	-1.369	-0.516	1.605	1.602	2.183	1.182	0.695
2009	-0.986	-0.892	-0.428	0.039	0.865	1.233	0.702	0.507	0.694	1.313	1.583	1.028
2010	-0.09	1.93	2.285	3.58	-0.597	-1.22	-0.216	-1.055	0.512	0.118	0.557	-1.499
2011	-0.998	-0.259	0.445	1.133	-0.533	-1.053	-0.378	-1.171	-0.213	-0.602	-0.255	-1.14
2012	-0.998	-0.259	0.445	1.133	-0.533	-1.053	-0.378	-1.171	-0.213	-0.602	-0.255	-1.14
2013	-0.606	-0.792	-0.206	-0.035	-0.569	-1.173	-0.342	-0.299	0.954	0.978	1.523	1.224

Fuente: Elaboración propia.

- En el análisis de SPI de seis y 12 meses, para la estación 10051, se indican dos periodos extremadamente secos que coinciden con la serie de escurrimientos analizada. El primer periodo de 1996-1999, y el segundo es de 2011-2014.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Tabla 22. Valores correspondientes al SPI de seis meses.

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1964	1.43	0.908	0.301	0.756	1.4	-1.545	-1.545	-1.37	-0.531	-0.827	-0.854	0.283
1965	0.311	0.585	-0.035	0.206	0.153	1.3	1.229	0.582	1.163	1.107	0.662	0.29
1966	0.017	0.572	0.355	0.729	1.012	-0.698	-1.156	-1.094	-0.979	-1.311	-1.249	-0.516
1967	0.132	-0.201	0.316	0.148	0.297	0.565	-0.513	-0.131	-0.716	-0.553	-0.873	-0.778
1968	0.153	-0.468	0.877	1.264	1.476	0.069	-1.039	0.112	-0.545	-0.692	-0.84	-0.361
1969	0.436	0.748	0.226	0.422	0.266	0.66	1.454	0.526	0.638	0.524	0.58	1.17
1970	0.081	0.78	0.924	1.053	1.128	-0.928	0.271	-0.117	0.002	0.105	0.003	0.543
1971	0.363	0.478	-1.43	-1.281	-1.046	1.432	0.909	0.213	1.19	1	1.012	0.129
1972	-0.039	0.297	0.475	-0.283	0.266	-0.154	-0.691	-0.685	-1.002	-0.424	-0.613	-0.752
1973	-0.795	0.039	0.631	1.072	0.961	0.24	-0.082	-0.262	-0.965	-1.206	-1.226	-0.892
1974	-0.716	-2.054	-1.748	-1.225	-0.526	1.291	0.938	1.108	0.473	0.191	-0.006	-0.588
1975	1.224	0.911	0.466	0.937	0.949	-0.893	-0.093	0.216	0.86	0.585	0.326	1.214
1976	-1.352	-1.562	-0.345	-0.913	-1.133	-1.178	-0.763	-0.374	-1.633	-1.475	-1.504	-0.805
1977	0.098	0.582	1.213	1.418	0.879	0.531	2.135	1.08	0.84	0.931	1.533	1.256
1978	-0.243	-1.296	-1.748	-1.369	-1.534	0.328	-0.116	0.624	0.431	0.191	0.038	-0.303
1979	1.658	1.345	0.184	0.628	0.818	-1.355	-1.433	-0.59	0.848	0.573	0.564	0.681
1980	-1.251	-1.143	-0.127	0.304	0.266	0.472	-0.059	-0.046	-1.07	-1.352	-1.504	-0.848
1981	0.562	0.568	0.466	0.651	0.531	-0.562	-0.81	-0.751	-0.489	-0.2	-0.112	0.09
1982	0.468	0.421	0.58	-1.024	-1.046	1.153	0.461	0.363	0.167	0.71	0.711	0.222
1983	0.004	0.4	1.063	1.344	1.698	-0.733	0.152	-0.196	-0.84	-0.832	-0.41	0.305
1984	2.152	1.286	0.345	0.178	0.186	1.048	1.358	1.516	2.905	2.996	2.5	2.108
1985	0.945	0.715	1.116	1.481	1.49	1.517	1.965	1.43	1.604	1.587	1.65	1.063
1986	-1.271	-1.02	-0.374	-0.156	0.137	1.554	0.487	0.169	-0.513	-0.799	-0.825	-1.148
1987	1.039	1.115	1.146	0.199	-0.028	-0.336	0.774	0.401	0.728	1.616	1.533	1.602
1988	0.282	0.055	0.226	0.639	0.446	-0.57	0.518	0.508	0.54	0.342	0.531	0.878
1989	-0.353	-0.996	-0.483	-0.209	-0.206	0.315	1.358	1.253	1.021	0.797	0.799	0.55
1990	1.116	0.899	1.388	1.655	1.234	-1.295	-1.433	-0.52	-1.128	-1.038	-0.328	0.305
1991	0.157	-0.104	-0.041	-0.86	-1.104	0.806	1.666	1.113	1.303	1.537	1.311	1.197
1992	2.053	2.13	2.335	3.038	2.921	-0.716	1.658	0.756	1.22	1.13	1.851	2.242
1993	0.624	0.421	0.767	0.729	0.756	2.3	0.25	0.213	-0.396	-0.352	-0.475	0.082
1994	0.157	0.649	-0.316	0.331	0.17	0.565	1.797	0.82	1.866	1.708	1.849	1.137
1995	-0.436	-0.319	-0.481	-0.173	-0.349	1.336	1.134	0.703	0.816	0.251	0.169	-0.401
1996	-1.834	-1.375	-1.796	-1.225	-1.104	0.001	-0.196	-0.527	-1.147	-1.423	-1.453	-1.698
1997	-0.755	0.805	1.168	1.336	1.509	-1.507	-1.545	-2.054	-2.054	-2.054	-2.054	-2.011
1998	-2.049	-1.867	-1.379	-1.152	-1.485	1.491	-0.127	-1.086	-2.044	-2.05	-2.054	-2.054
1999	-0.057	-0.424	-0.69	-1.369	-1.534	-1.355	-1.489	-0.743	-0.984	-0.869	-0.896	-0.597
2000	-2.003	-1.872	-2.044	-1.369	-0.989	0.868	1.265	0.492	-0.101	-0.393	-0.415	-1.511
2001	-0.14	0.067	0.489	-0.218	0.077	1.101	0.538	0.242	0.219	0.694	0.605	-0.516
2002	0.141	-0.454	-0.005	-0.321	-0.458	0.974	2.787	2.177	2.32	2.399	2.194	1.763
2003	-0.298	-0.822	0.088	-0.207	-1.015	-0.839	-0.348	0.213	-0.63	-0.461	-0.05	-0.091
2004	1.503	1.258	0.688	0.422	0.489	0.566	1.171	0.958	2.059	2.308	2.187	1.425
2005	1.323	0.849	0.665	0.796	0.253	0.389	-1.196	0.03	0.381	0.401	0.686	0.666
2006	-1.261	-1.362	-0.827	-0.661	-0.11	-0.444	-0.404	-0.652	-1.575	-1.518	-1.547	-0.989
2007	0.57	0.267	0.821	0.593	0.599	0.688	0.367	0.533	0.167	0.3	0.003	0.229
2008	-1.651	-0.554	-1.103	-0.592	-1.25	2.014	1.358	0.239	0.313	0.028	0.185	-1.842
2009	1.875	0.566	0.181	-1.253	-0.746	-1.434	-0.668	0.849	1.481	1.943	1.938	1.977
2010	1.179	1.81	1.423	1.234	1.336	0.666	0.754	0.433	1.414	1.876	1.693	1.157
2011	-0.409	0.022	-1.846	-1.369	-1.534	0.655	0.948	-0.559	0.063	-0.2	-0.219	0.02
2012	-2.054	-1.963	-0.981	-0.592	-0.72	-1.545	-1.545	-2.054	-2.054	-2.054	-2.054	-2.054
2013	-0.975	-0.605	-1.103	-0.86	-1.364	-0.786	-0.277	-0.606	-0.811	-1.047	-0.991	-0.709
2014	1.397	1.138	0.576	0.772	-0.371	-1.263	-0.579	-0.16	0.671	0.626	1.193	1.536

Fuente: Elaboración propia.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Tabla 23. Valores correspondientes al SPI de 12 meses, según el mes

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1964	-0.713	-0.243	-0.15	-0.15	0.077	0.583	1.199	0.827	0.571	1.022	0.914	-0.951
1965	1.06	0.582	0.506	0.556	0.355	-0.05	-0.351	-0.365	-0.282	-0.874	-0.675	1.118
1966	-1.093	-0.331	-0.331	-0.389	-0.257	-0.095	-0.248	0.187	-0.062	-0.086	-0.099	-1.279
1967	-0.474	-0.232	-0.228	-0.231	-0.322	-0.411	-0.404	-0.1	-0.016	-0.465	-0.376	-0.71
1968	-0.852	-0.204	0.122	0.126	0.115	0.019	0.657	0.06	0.575	0.914	0.905	-0.623
1969	1.364	0.636	0.349	0.346	0.343	0.394	0.295	0.308	0.145	0.197	0.103	1.595
1970	0.067	0.304	0.375	0.375	0.339	0.76	0.379	0.524	0.772	1.1	0.99	-0.123
1971	0.847	0.316	0.244	0.244	0.313	0.005	-0.121	-0.203	-0.574	-0.711	-0.602	1.068
1972	-0.784	-0.284	-0.284	-0.283	-0.208	-0.336	-0.102	-0.064	-0.105	-0.998	-0.62	-1.217
1973	-1.044	-0.189	-0.189	-0.188	-0.266	0.025	-0.024	0.704	0.434	0.589	0.357	-1.095
1974	-0.11	-0.171	-0.15	-0.15	-0.101	-0.598	-0.465	-0.974	0.134	0.037	0.08	0.169
1975	0.996	0.558	0.54	0.54	0.42	0.365	0.365	0.27	-0.366	-0.587	-0.505	0.753
1976	-1.888	-0.976	-0.976	-0.974	-0.995	-0.255	0.354	0.071	0.303	0.351	0.71	-1.772
1977	1.672	0.872	0.872	0.871	0.934	0.742	-0.042	0.662	0.639	0.803	0.347	1.607
1978	-0.553	-0.171	-0.172	-0.171	-0.248	-0.564	-0.881	-1.137	0.129	-0.002	0.026	-0.366
1979	0.517	0.43	0.43	0.43	0.484	0.484	0.863	0.754	-0.247	-0.685	-0.568	-0.179
1980	-1.418	-0.583	-0.579	-0.573	-0.655	-0.653	-1.098	-1.186	-0.129	-0.062	0.037	-0.864
1981	-0.23	-0.154	-0.058	0.092	0.097	0.432	0.437	0.488	0.277	0.707	0.6	-0.49
1982	0.596	0.372	0.282	0.135	0.165	-0.097	0.265	0.053	-0.023	-0.944	-0.477	0.91
1983	-0.102	0.044	0.104	0.104	0.388	0.495	0.544	1.159	1.39	2.555	2.045	-0.319
1984	2.977	1.477	1.435	1.434	1.22	1.553	1.866	1.574	0.737	1.115	1.046	2.973
1985	2.258	1.144	1.144	1.174	1.17	1.056	0.653	0.458	0.305	0.24	0.167	2.155
1986	-0.995	-0.389	-0.39	-0.435	-0.344	-0.754	-0.329	-0.265	0.256	1.029	0.964	-0.137
1987	1.407	0.774	0.791	0.791	0.724	0.713	0.716	0.912	0.646	0.263	0.325	1.521
1988	0.457	0.278	0.305	0.331	0.366	0.539	0.675	0.814	0.5	0.761	0.623	0.485
1989	0.58	0.364	0.32	0.316	0.343	-0.046	-0.95	-0.942	-0.461	-0.85	-0.233	0.62
1990	-0.153	0.171	0.19	0.175	0.236	0.405	1.215	1.152	0.983	1.787	1.198	-0.623
1991	1.298	0.588	0.57	0.563	0.451	0.454	0.753	0.391	0.506	0.507	0.913	1.732
1992	3.088	1.577	1.69	1.766	1.82	1.911	1.199	1.462	0.967	1.847	1.236	2.165
1993	0.596	0.286	0.127	0.052	0.004	0.208	1.033	0.7	0.947	1.412	1.33	1.931
1994	1.414	0.753	0.766	0.865	0.911	1.009	0.515	0.75	0.3	0.255	0.17	1.489
1995	0.307	0.237	0.221	0.065	0.016	-0.232	-0.363	-0.596	-0.468	-1.119	-0.97	0.411
1996	-1.913	-1.008	-1.009	-1.002	-0.956	-1.576	-2.861	-3.867	-2.022	-2.05	-1.999	-1.943
1997	-2.052	-1.348	-1.103	-1.107	-1.022	-0.628	-0.501	-0.198	-0.411	-1.267	-1.211	-2.054
1998	-2.041	-1.653	-1.952	-1.949	-2.232	-2.746	-2.723	-1.546	-0.561	-1.001	-0.874	-1.996
1999	-1.57	-0.716	-0.716	-0.715	-0.731	-0.016	0.472	0.056	-0.11	-0.708	-0.588	-1.683
2000	-1.146	-0.468	-0.468	-0.467	-0.381	-0.378	-0.982	-0.733	-0.132	0.087	0.159	-1.251
2001	0.067	0.124	0.265	0.265	0.311	0.067	1.18	1.484	1.026	1.57	1.345	0.061
2002	2.32	1.173	1.061	1.06	0.967	0.749	-0.112	-0.156	-0.146	-0.484	-0.131	2.516
2003	-0.785	-0.284	-0.284	-0.283	-0.204	0.12	0.316	0.232	0.837	1.507	1.136	-0.864
2004	2.172	1.154	1.163	1.165	1.136	0.849	0.375	0.735	0.423	0.396	0.572	1.832
2005	0.356	0.423	0.413	0.409	0.389	0.22	0.549	0.072	-0.257	-0.71	-0.837	0.808
2006	-1.658	-1.09	-1.092	-0.948	-0.792	-0.286	-0.527	-0.294	-0.033	-0.044	-0.01	-1.62
2007	0.628	0.394	0.394	0.297	0.169	0.869	0.814	0.236	0.448	0.226	0.323	0.524
2008	-0.527	-0.159	-0.15	-0.129	-0.122	-1.677	-1.278	0.257	0.429	1.153	0.945	-0.423
2009	1.376	0.728	0.721	0.714	0.803	1.219	1.266	0.531	0.628	0.979	0.872	1.487
2010	1.537	1.217	1.217	1.207	1.139	0.788	0.956	0.844	0.618	0.441	0.41	1.584
2011	0.167	-0.369	-0.369	-0.368	-0.379	-0.501	-1.696	-2.453	-4.624	-2.054	-2.054	0.259
2012	-2.054	-4.734	-4.736	-4.729	-4.749	-4.118	-2.433	-1.502	-0.434	-0.985	-0.767	-2.054
2013	-1.351	-0.721	-0.721	-0.72	-0.741	-0.775	-0.827	-0.493	0.12	0.142	0.461	-1.524
2014	0.873	0.501	0.501	0.501	0.501	0.411	-0.339	-1.227	-2.034	-2.054	-2.054	0.998

Fuente: Elaboración propia.

6.3.2.4.2. Funcionamiento del vaso para la verificación de la disponibilidad del agua para ambos usos

Para verificar la información de los resultados de las simulaciones presentados en el informe hidrológico, se elaboró un funcionamiento mediante un modelo en Excel ([funvaso_Gpe_Victoria_con_Tunal \(FG\).xslm](#)) tomando en cuenta las políticas mencionadas en el informe y los datos de escurrimientos mensuales usados en las simulaciones del estudio socioeconómico. En el funcionamiento del modelo se tomaron en cuenta las características de los vasos de las presas el Tunal II y la presa Guadalupe Victoria.

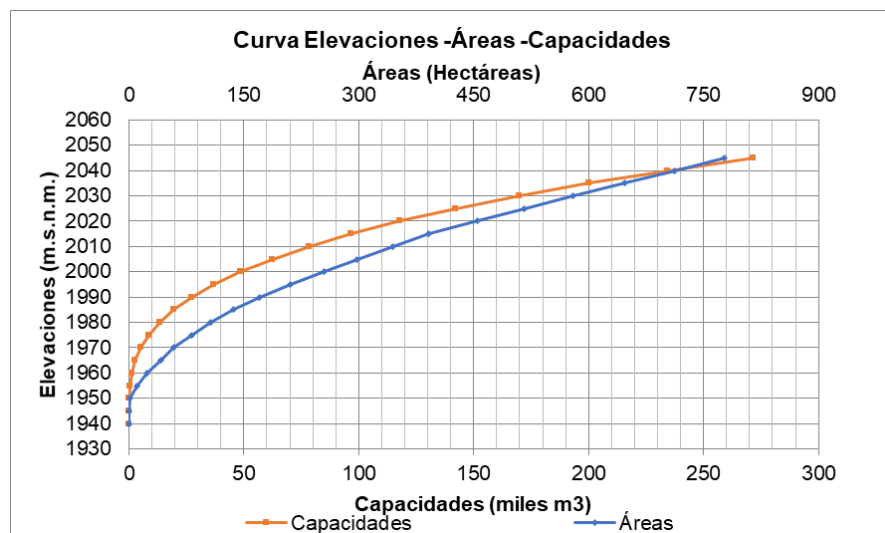
Las características de los vasos de las presas son las siguientes.

Tabla 24. Características de la presa Tunal II

Nivel	Cap en Mm ³	Elev en msnm
NAME	172.195	2032.000
NAMO (cresta de vertedor libre)	129.365	2021.800
NAMinO	16.535	1910.96
NAMIN (azolves)	16.535	1910.96
elevación de desplante		1940.00

Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.1. Características del vaso.

Figura 58. Curva elevaciones-área-capacidades de la presa El Tunal II



Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.1. Características del vaso.

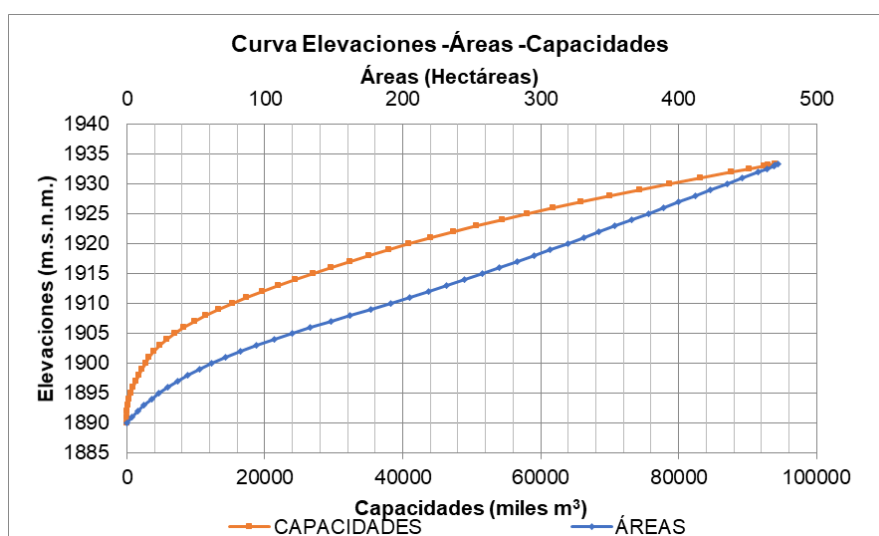
Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Tabla 25. Características de la presa Guadalupe Victoria

Nivel	Cap en Mm ³	Elev en msnm
NAME	92	1933.11
NAMO (cresta de vertedor libre)	90.05	1924.00
Cresta, vertedor controlado	54.23	
NAMinO	4.41	1902.00
NAMIN (azolves)	4.41	1902.00
elevación de desplante		1890.00

Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.1. Características del vaso.

Figura 59. Curva elevaciones-área-capacidades de la presa Guadalupe Victoria



Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.1. Características del vaso.

Tabla 26. Volumen de demandas para uso potable y agrícola, asociado a los meses

Mes	Demanda de agua potable (hm ³)	Demanda agrícola (hm ³)	Demanda conjunta (hm ³)
Oct	4.75	3.17	7.92
Nov	4.75	3.95	8.70
Dic	4.75	2.30	7.05
Ene	4.75	5.85	10.60
Feb	4.75	8.29	13.04
Mar	4.75	6.84	11.59
Abr	4.75	1.09	5.84
May	4.75	0.04	4.79
Jun	4.75	0.04	4.79
Jul	4.75	1.42	6.17
Ago	4.75	2.27	7.02
Sep	4.75	2.36	7.11

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Suma	57.00	37.62	94.62
------	-------	-------	-------

Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.2 Capacidad de simulaciones.

- El estudio hidrológico describe en el apartado “1.2.1.5.2 Capacidad de simulaciones”, que las simulaciones de funcionamiento de vaso se efectuaron de forma mensual para el periodo de 1964 al 2012, tal como se presentaron los datos climatológicos e hidrométricos; las variables involucradas en el cálculo se resumen en la siguiente expresión $V_a = V_e - V_s$, misma que se aplicó en el modelo construido por FGLEZ.
- Se menciona en el mismo apartado que el (V_s) es el volumen que se extrae de la presa, y se conforma por las extracciones por la obra de toma, las infiltraciones, las evaporaciones y los derrames. Sin embargo, en ningún momento parece que se tome en cuenta el caudal ecológico. En el funcionamiento realizado por FGLEZ se tomó en cuenta el volumen del caudal ecológico.

Resultados del funcionamiento

Los resultados de la simulación presentada en el informe hidrológico proporcionado por CAED fueron los siguientes:

Tabla 27. Resultados de la simulación de la presa Guadalupe Victoria con entradas de Tunal II

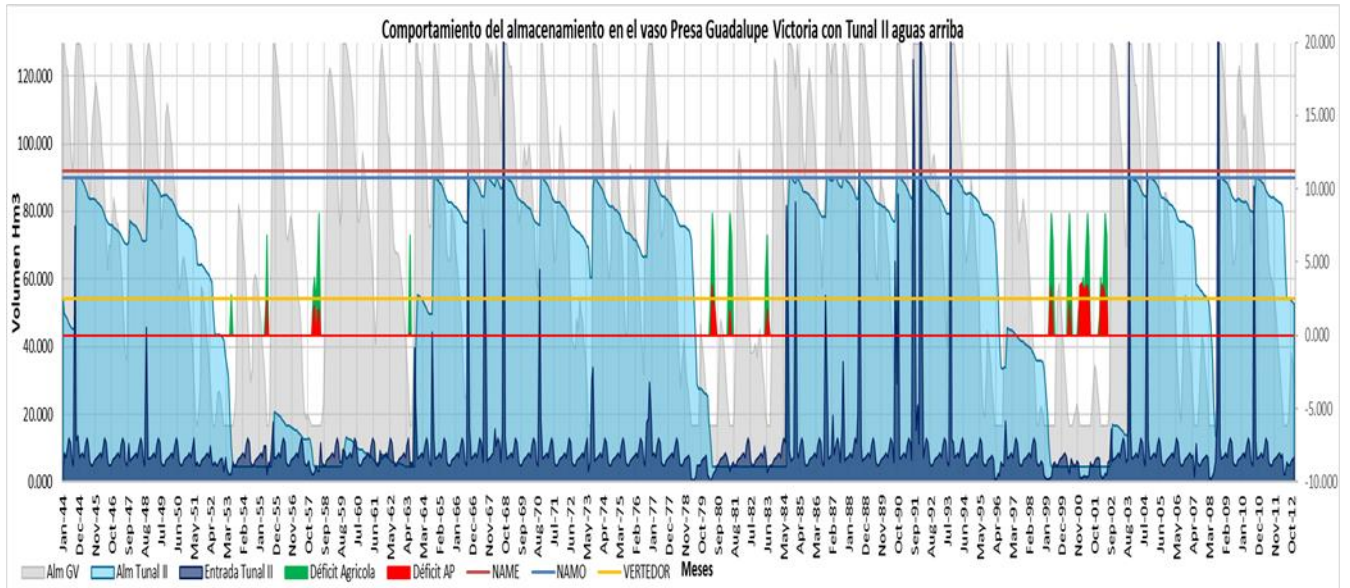
DEMANDA (riego + agua potable)	94.62	hm ³
Porcentaje de aprovechamiento	71.23%	
Porcentaje de derrames vertedor control	23.02%	
Porcentaje de filtración	0.00%	
Porcentaje de derrames vertedor cresta libre	0.00%	
Porcentaje de evaporación	5.75%	
Deficiencia media anual en ambos usos	5.08%	
Deficiencia máxima anual en ambos usos	59.12%	
Años totales con déficit en ambos usos	17	
Años consecutivos con déficit en ambos usos	5	
VOLUMEN MEDIO SUMINISTRADO	91.13	hm ³
Número de meses con vertidos	55.00	
Volumen máximo vertido en un mes	183.38	hm ³
Caudal máximo vertido	2 122.48	m ³ /s

Fuente: Estudio hidrológico CAED, 1.2.1.5.2 Capacidad de simulaciones.

En contraste, el modelo construido para la verificación de los resultados presentados en el ACE se realizó con datos mensuales y se consignan en el modelo con el nombre de [funvaso_Gpe_Victoria_con_Tunal \(FG\).xism](#), que arrojó los siguientes resultados:

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 60. Resultados del comportamiento conjunto de Tunal II y Guadalupe Victoria



Fuente: Elaboración propia.

- Se identificó que los datos previos a 1962 no se consideran como datos confiables y no cuentan con reconocimiento oficial.
- Los períodos de déficit comprendidos entre 1980-1983 y 1999 al 2002, siendo el año 2001 el más grave.

Los principales resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 28. Resultados de la simulación de las presas

Resultados	Agua Potable	Agrícola	Total
Demanda AP	57	37.62	94.62
VOLUMEN MEDIO	56	35	90.8
% aprovechamiento de la	44%	28%	72%
Déficit máximo anual	20.6%	32.1%	52.7%
Años totales con déficit	7	8	8
Años consecutivos con déficit	4	4	4
Número de meses con vertidos			53
Volumen máximo vertido en un mes			183.8
Caudal máximo vertido			2127
Vol medio de escurrimientos			124.23
Vol máx. escurrimiento anual			191.40
Vol mín. escurrimiento anual			0.21

Fuente: Elaboración propia.

Las políticas de operación en el funcionamiento fueron:

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

- Suministrar primero el volumen demandado para agua potable.
- Suministrar posteriormente el volumen demandado para uso agrícola.
- Suministra siempre el volumen ecológico en el tramo comprendido entre la presa Guadalupe Victoria y la presa Tunal II.
- El déficit máximo anual en agua potable es de 21 %; en uso agrícola es de 32 %, y en el uso combinado de 53 %. Este déficit se presenta en el año 2001.
- Los déficits encontrados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 29. Años con déficit y magnitud del déficit en agua potable y uso agrícola

Año	Agua potable	Agrícola	Combinado
1963	0%	7%	7%
1980	8%	20%	28%
1981	2%	22%	24%
1983	3%	13%	16%
1999	6%	22%	28%
2000	6%	24%	30%
2001	21%	32%	53%
2002	15%	30%	45%

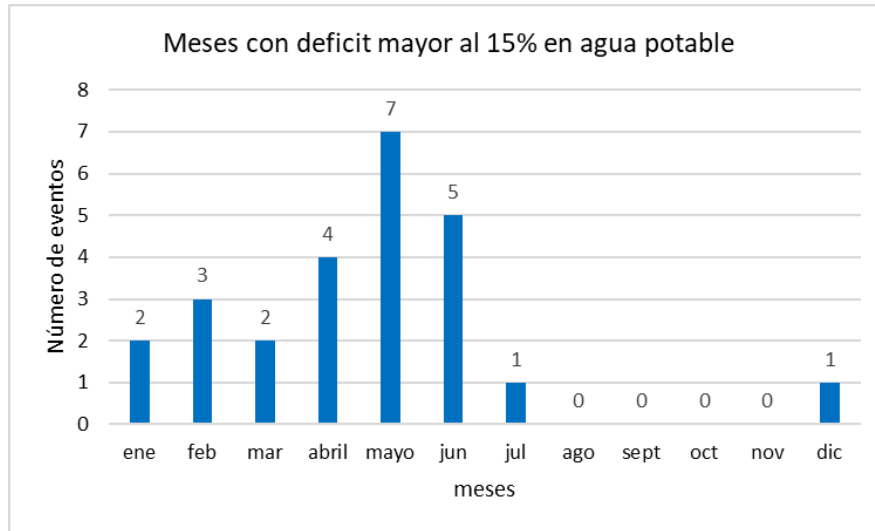
Fuente: Elaboración propia.

- Los años consecutivos con déficit en ambos usos son cuatro.
- El número de años con un déficit mayor al 5 % para agua potable es de 5, de 49 años analizados.
- El número de años con un déficit mayor al 5 % para uso agrícola es de 8, de 49 años analizados.

Los resultados mensuales del análisis son los mostrados abajo.

- Del registro de 69 años analizados se observa que los meses con déficit superior al 15 % de la demanda de agua potable son de abril a junio.
- El mes con mayor déficit de agua potable es mayo, con 7 meses de 69.

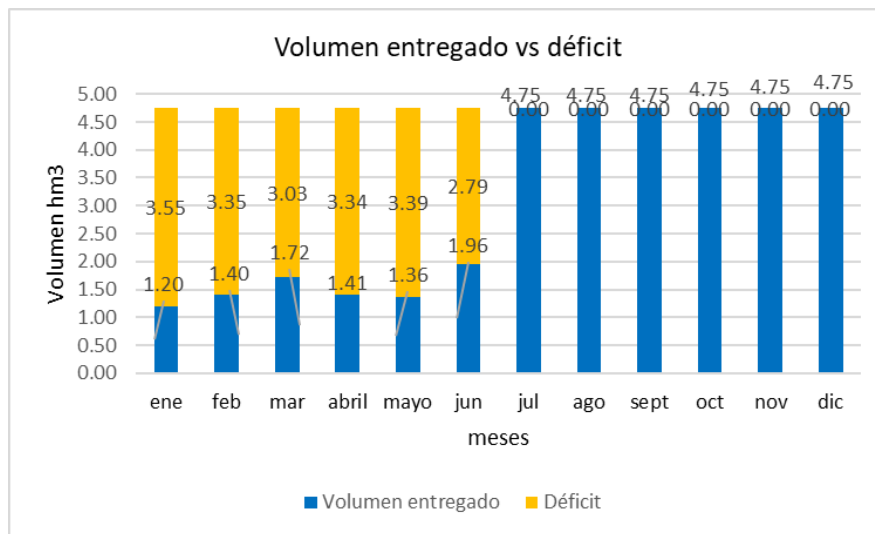
Figura 61. Número de meses con déficit mayor al 15 % en agua potable



Fuente: Elaboración propia.

- En el año 2001, según la serie de escurrimientos analizada, se presentó el mayor déficit en agua potable con un volumen de aproximadamente 19.5 hm³, distribuidos en los meses de enero a junio.

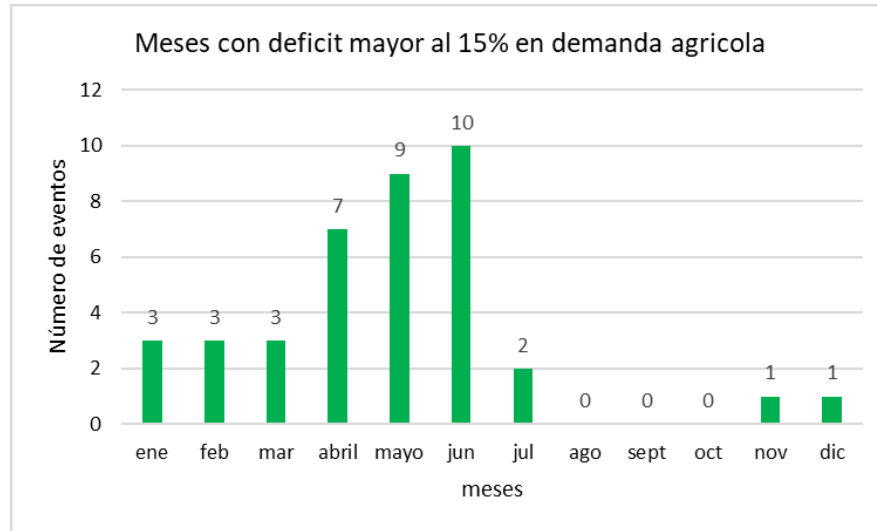
Figura 62. Volumen entregado vs déficit por mes



Fuente: Elaboración propia.

- Del registro de 49 años analizados se observa que los meses con déficit superior al 15 % de la demanda agrícola son de abril a junio.
- El mes con mayor déficit agrícola es junio, con 10 meses en los 49 años analizados.

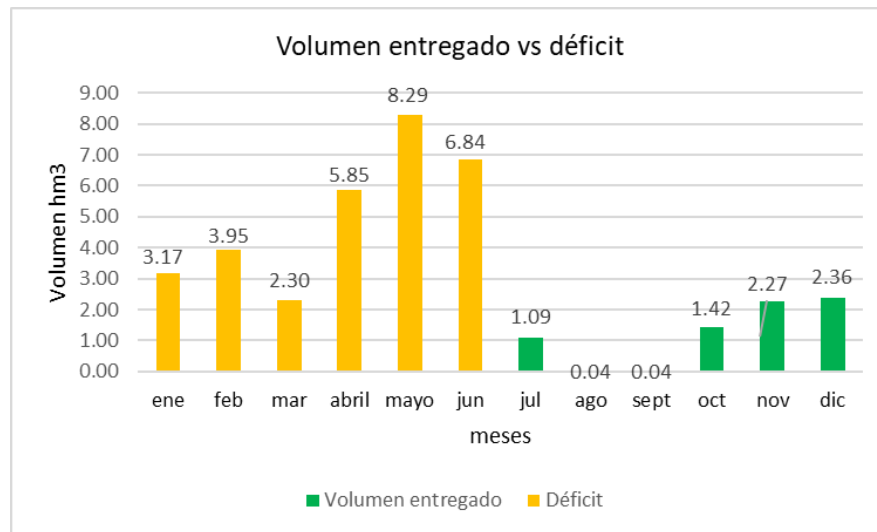
Figura 63. Meses con déficit mayor al 15 % en demanda agrícola



Fuente: Elaboración propia.

- En el año 2001, según la serie de escurrimientos analizada, se presentó el mayor déficit agrícola con un volumen de aproximadamente 30.4 hm³, distribuidos en los meses de enero a junio.

Figura 64. Volumen entregado vs déficit



Fuente: Elaboración propia.

En la primera etapa se aprovecharán 30 hm³, según se especifica en la página 151 del estudio socioeconómico.

En la segunda etapa se aprovecharán adicionalmente 27 hm³, lo que permitirá un suministro de 57 hm³, según se especifica en la página 155 del estudio socioeconómico.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Es necesario realizar una simulación más elaborada con un software dedicado y tomando en cuenta la serie de escurrimiento proporcionada por el DR052.

Se deberá buscar la política que permita reducir los déficits anuales principalmente en aquellos que superen el 5% de déficit anual.

Conclusión

Se observa que es posible el aprovechamiento de los escurrimientos de la cuenca del río tunal hasta en un 72% como se consigna en el Estudio Costo Eficiencia presentado, aunque se presentan déficits altos respecto de los criterios usualmente aceptados por la CONAGUA. En caso de que estos déficits fueran aceptables para la autoridad del agua, no existe impacto en la estimación de los beneficios reportados. La CONAGUA validará los volúmenes aprovechables y disponibles en la cuenca de conformidad con la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento.

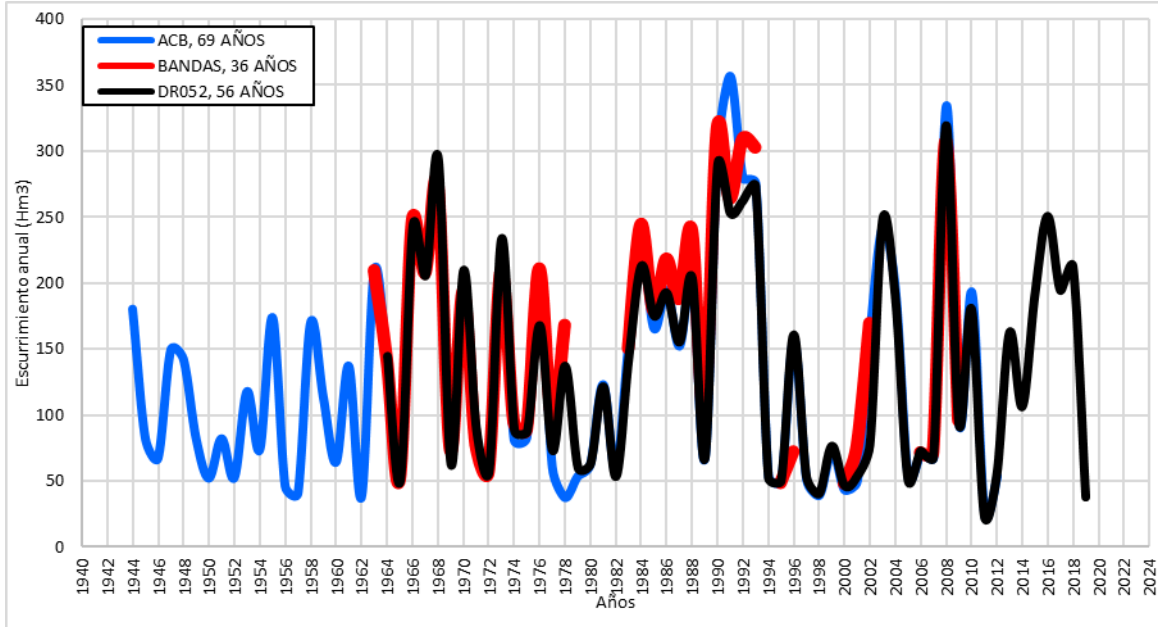
A continuación, y como parte de la revisión de la factibilidad técnica, se procedió a realizar una simulación del funcionamiento del sistema utilizando la herramienta informática WEAP, con el objeto de realizar un estudio de condiciones de frontera para el manejo de los volúmenes efectivamente disponibles en la cuenca con políticas de operación que disminuyan el déficit a niveles comúnmente aceptados.

6.3.2.4.3. Simulación del Funcionamiento del sistema con WEAP

Tomando en cuenta los resultados obtenidos con el modelo en Excel desarrollado por FGLEZ fue necesario construir de forma adicional un funcionamiento soportado por la plataforma de simulación Water Evaluation And Planning System (WEAP). Este nuevo funcionamiento se hizo con el fin de revisar el sistema completo de manera un poco más detallada, con las características del apartado "1.2 Estudio Hidrológico" del documento "ESTUDIOS Y PROYECTO EJECUTIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA EL TUNAL II PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE DURANGO".

Inicialmente se llevó a cabo una revisión de los datos hidrológicos de entrada, utilizados en el estudio mencionado, que son la base para el cálculo de los aprovechamientos de agua. Se observó que existen algunas diferencias con respecto a los datos oficiales publicados por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), en relación con la operación de la presa, según datos del distrito de riego 052, y con los datos de la Base Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS) de la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos (GASIR) de la CONAGUA. Las diferencias se aprecian en la figura siguiente.

Figura 65. Comparativa de los datos de entrada, utilizados en el estudio hidrológico y los datos oficiales de la Comisión Nacional del Agua (Para efectos comparativos se utilizó un mayor peso de línea).



Fuente: Elaboración propia.

En relación con la gráfica anterior, se observó que, en el periodo comprendido entre los años 1944 a 1962, en el “ESTUDIO” se generaron datos artificialmente. Además, se notaron diferencias en los periodos de sequías y en los periodos de escurrimientos máximos, siendo más pronunciados que lo que se reporta en los datos oficiales de la CONAGUA.

Para desarrollar la simulación mencionada con la plataforma WEAP, este grupo de expertos utilizó los datos oficiales de la Comisión Nacional del Agua, que corresponden a 49 años de registro hidrológico.

Adicionalmente, se consideró que el análisis de Tamaño de la Presa se realizó de manera adecuada y suficiente.

Las características consideradas son:

- Demanda de la ciudad Victoria de Durango 57 Hm3
- Demanda del DDR 052 módulo III 37.62 Hm3
- Capacidad de la presa El Tunal II al vertedor 126.28 Hm3
- Capacidad de la presa Guadalupe Victoria 90 Hm3
- Periodo de simulación enero 1963–diciembre 2012

Las curvas elevaciones capacidades que se utilizaron son las mismas que las presentadas en la *Figura 42* y en la *Figura 43*, para las presas El Tunal y Guadalupe Victoria, respectivamente.

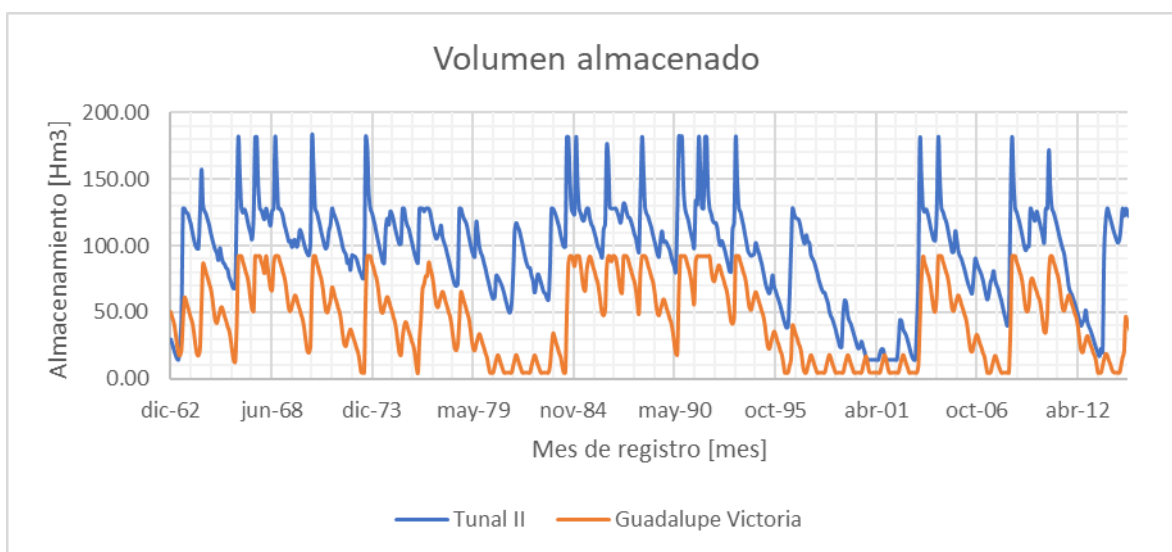
La capacidad de la obra de toma de ambas presas se definió con base en la documentación revisada, y tiene un valor de 15 m³/s para ambas.

La política de operación define que la presa El Tunal mantenga su almacenamiento alto, mientras que la presa Guadalupe Victoria funcione como regulador y paso de agua para las demandas. La prioridad de abastecimiento se ajustó a la prelación de la LAN respecto a la demanda urbana (Victoria de Durango), y en segundo nivel la demanda agrícola (DDR 052 módulo III). Se considera siempre la cobertura del gasto ecológico en el tramo de río comprendido entre la presa Tunal II y Guadalupe Victoria.

Resultado del funcionamiento

Bajo las condiciones anteriormente descritas, el funcionamiento de los vasos se presenta en la *Figura 66*, donde se hace notar que los derrames de Guadalupe Victoria coinciden con picos de almacenamiento de los dos vasos y son producidos por grandes eventos de escurrimiento.

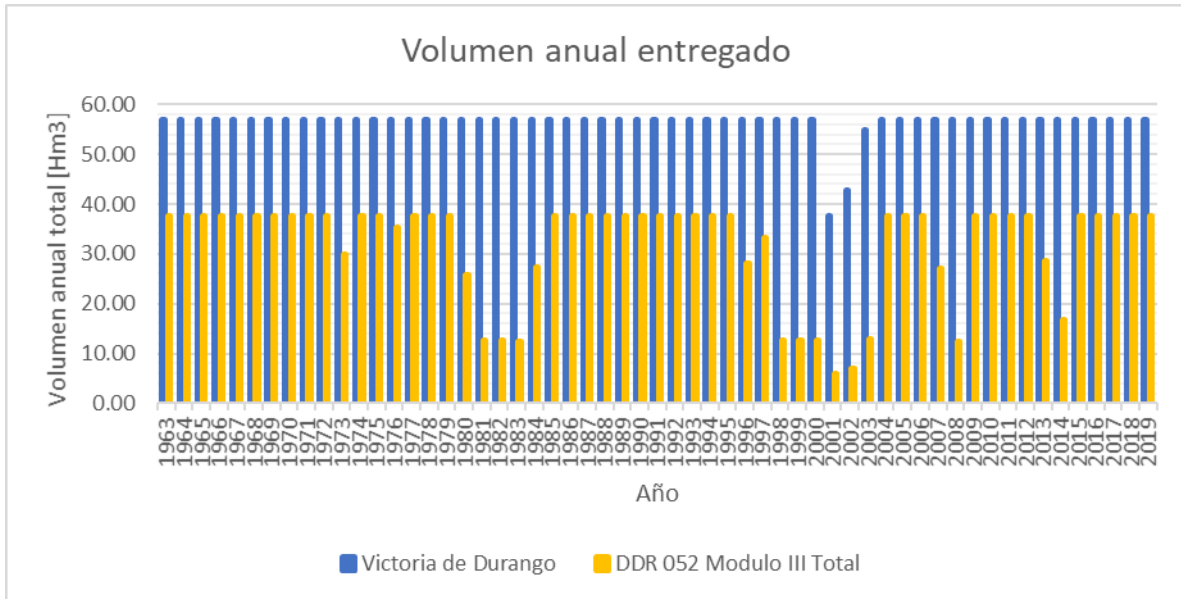
Figura 66. Resultado del funcionamiento de vasos



Fuente: Elaboración propia.

El volumen anual total entregado a los sitios de demanda se presenta en la siguiente gráfica; se hace notar que existen al menos dos periodos largos de sequía, 1979–1983 y 1999–2003.

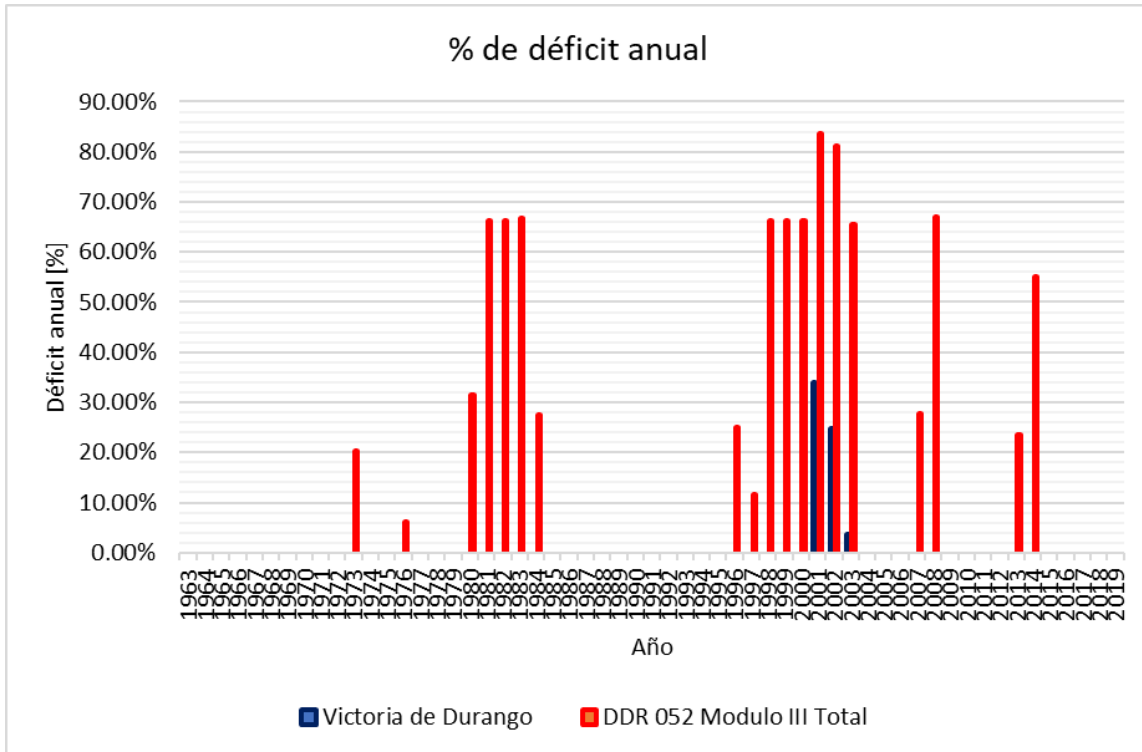
Figura 67. Volumen entregado a demandas



Fuente: Elaboración propia.

Bajo las condiciones revisadas se obtiene un déficit promedio anual de 1.09 % para la demanda urbana, y 16.21 % para la demanda agrícola, con valores máximos de 33.86 % y 83.69 %, respectivamente; el máximo de años consecutivos de déficit para el uso urbano es de tres años, y para el riego es de ocho años. Este periodo se presenta entre 1996–2003.

Figura 68. Porcentaje de déficit anual para uso público urbano y agrícola

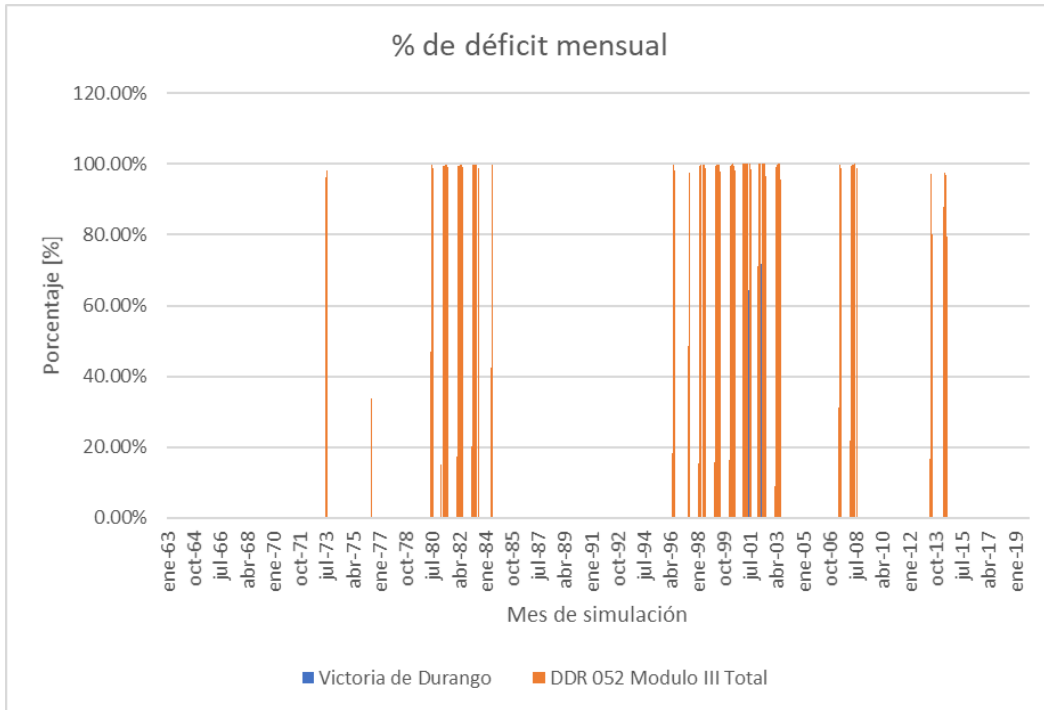


Fuente: Elaboración propia.

El déficit mensual promedio para el uso urbano es de 1.10 % y para el uso agrícola de 10.58 % con valores máximos de 73.22 % y 100 %, respectivamente.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 69. Porcentaje de déficit mensual para uso público, urbano y agrícola



Fuente: Elaboración propia.

En esta simulación de calibración se confirma que los déficits en el abastecimiento de ambos usos son mayores a lo comúnmente aceptados, y se requiere la validación de la autoridad del agua para aprobar las políticas de operación para el aprovechamiento de 94 millones de m³.

Alternativas de funcionamiento y políticas de operación para la reducción de déficits

Se realizaron corridas del funcionamiento adicionales, variando el volumen de demanda agrícola y manteniendo un volumen urbano de 61 Mm³/año. Adicionalmente se consideraron fuentes de apoyo con pozos por hasta 1 m³/s para cubrir los periodos de déficit en el aprovechamiento urbano.

A continuación, se reporta el resultado de cuatro escenarios de simulación con volumen de aprovechamiento total al sistema de 75, 85, 99 y 115 Mm³/año, teniendo una demanda urbana de 61 Hm³ con una fuente superficial y variando la demanda agrícola con un soporte de agua subterránea de 1 m³/s, obteniendo los resultados mostrados en la tabla siguiente:

Tabla 30. Tabla comparativa de los funcionamientos de vaso modelados

Descripción	Valores de resultado				Unidades
	Escenario	Escenario 2	Escenario 3	Escenario 4	

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Demanda urbana	61	61	61	61	Hm3
Demanda agrícola	14	24	38	54	Hm3
Volumen de entrada total	127	127	127	127	Hm3
Volumen de derrames total	2433	2047	1682	1406	Hm3
% de volumen derramado	30%	25%	21%	17%	%
Déficit anual promedio, uso urbano	1%	1%	1%	1%	%
Déficit anual promedio, uso agrícola	0%	3%	10%	21%	%
Déficit anual máximo, uso urbano	24%	36%	36%	36%	%
Déficit anual máximo, uso agrícola	3%	23%	40%	52%	%
Déficit mensual promedio, uso urbano	1%	1%	1%	1%	%
Déficit mensual promedio, uso agrícola	0%	1%	5%	10%	%
Déficit mensual máximo, uso urbano	75%	76%	76%	76%	%
Déficit mensual máximo, uso agrícola	14%	49%	68%	78%	%

Fuente: Elaboración propia.

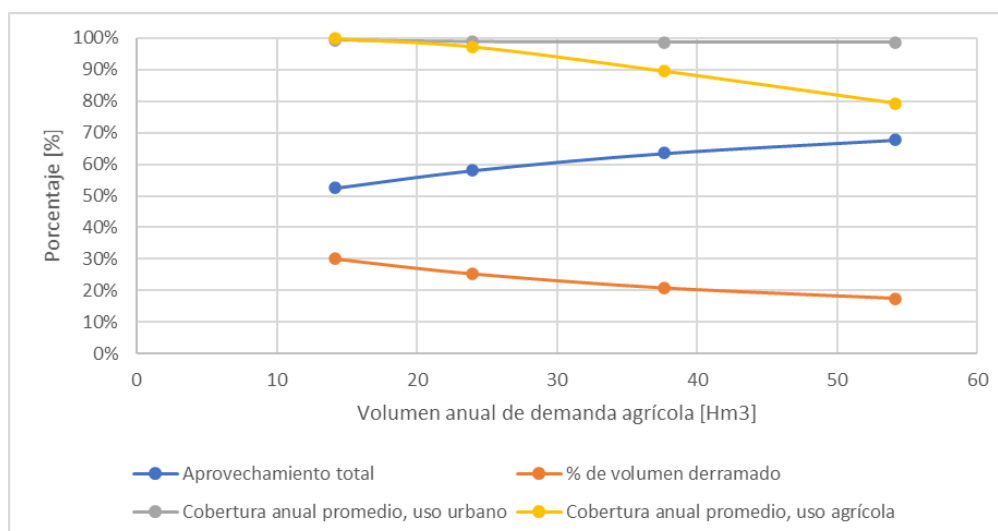
Se recomienda un aprovechamiento de hasta 85 Hm³, referente al escenario dos, debido a que es el que presenta un mayor aprovechamiento para un déficit aceptable, tomando en cuenta que se considera 1 m³/s de agua subterránea de soporte para uso agrícola.

Con la información trabajada de la tabla anterior se realizó la gráfica de porcentaje de aprovechamiento total vs volumen de extracción de uso agrícola en la que se incorporan los porcentajes de abastecimiento y el de derrames.

Se puede apreciar que dada la política de operación que satisface primero la demanda urbana, esta se mantiene en volúmenes de aprovechamiento altos, mientras que el déficit es absorbido por el uso urbano.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 70. Gráfica de resultados de porcentaje de aprovechamiento total vs volumen de extracción de uso agrícola



Fuente: Elaboración propia.

6.3.2.4.4. Disponibilidad

De acuerdo con el documento publicado en el DOF: 08/02/2018, denominado ACUERDO por el que se dan a conocer los valores de cada una de las variables que integran las fórmulas para determinar durante el ejercicio fiscal 2018 las zonas de disponibilidad, a que se refieren las fracciones I y II del artículo 231 de la Ley Federal de Derechos, vigente a partir del 1 de enero del 2014, se menciona lo siguiente:

Tabla 31. Artículo Primero. - Los valores de las variables que integran la fórmula prevista en el artículo 231, fracción I, de la Ley Federal de Derechos, para determinar durante el ejercicio fiscal del 2018 la zona de disponibilidad de aguas superficiales del país, son:

ESTADO(S)	DENOMINACIÓN DE LA CUENCA	*RH	Cp	Ar	R	Im	Uc	Rxy	Ex	Ev	DV
Durango	Río El Tunal	11	138.729	0.00	0.00	0.00	0.896	43.861	52.270	7.321	1.264

Fuente: Elaboración propia,
http://www.dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=5586700&fecha=18/02/2020.

Donde:

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

- Dr= Disponibilidad relativa.
- Cp= Volumen medio anual de escurrimiento natural.
- Ar= Volumen medio anual de escurrimiento desde la cuenca aguas arriba.
- R= Volumen anual de retornos.
- Im= Volumen anual de importaciones.
- Uc= Volumen anual de extracción de agua superficial.
- Rxy= Volumen anual actual comprometido aguas abajo.
- Ex= Volumen anual de exportaciones.
- Ev= Volumen anual de evaporación en embalses.
- âV= Volumen anual de variación del almacenamiento en embalses.

Que el artículo 231, fracción II de la Ley Federal de Derechos, establece que tratándose de aguas subterráneas la determinación será por acuífero, aplicando la siguiente fórmula:

En el documento, denominado ACUERDO por el que se da a conocer el resultado de los estudios técnicos de aguas superficiales en las cuencas hidrológicas Laguna de Santiaguillo, La Taponá, Río La Saucedá, Río El Tunal, Río Santiago Bayacora, Río Durango, Río Poanas, Río Súchil, Río Graseros, Río San Pedro-Mezquital y Río San Pedro-Desembocadura de la Subregión Hidrológica río San Pedro de la Región Hidrológica número 11 Presidio-San Pedro. Se menciona:

Tabla 32. Resumen de usos en la Subregión Hidrológica río San Pedro

CUENCAS	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	TOTAL
USOS	Volúmenes anuales en millones de metros cúbicos (hm ³)											
ACUACULTURA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.68	0.00	0.00	0.00	0.33	174.27	175.28
AGRÍCOLA Fuera DR	7.90	1.91	15.49	0.00	0.98	16.83	1.36	12.65	0.06	12.14	13.66	83.00
AGRÍCOLA DR	0.00	0.00	0.00	0.00	22.80	77.61	33.97	0.00	0.00	0.00	33.00	167.38
DOMÉSTICO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.02
GENERACIÓN ENERGÍA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
INDUSTRIAL	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
MÚLTIPLES	0.00	0.11	0.02	0.00	0.00	0.80	0.01	0.00	0.00	0.33	0.22	1.49
PECUARIO	0.34	0.28	0.40	0.06	0.02	0.58	0.03	0.08	0.07	0.20	0.00	2.07
PÚBLICO URBANO	0.14	0.52	0.06	0.24	0.03	0.39	0.01	0.04	0.01	1.40	0.29	3.12
SERVICIOS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.07	0.00	0.08	0.00	0.38	0.01	0.55
TOTAL	8.38	2.82	15.97	0.30	23.83	96.96	35.38	12.87	0.14	14.78	221.46	432.9

Fuente: Elaboración propia,
http://www.dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=5586700&fecha=18/02/2020.

Tabla 33. Cálculo del escurrimiento aguas abajo (Ab) en la Subregión Hidrológica Río San Pedro.

Cuenca Hidrológica	Cp	Ar	Uc	R	Im	Ex	Ev	Av	Ab
--------------------	----	----	----	---	----	----	----	----	----

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

I	Laguna de Santiaguillo	105.21	0.00	18.17	0.00	0.00	0.00	83.84	0.00	3.19
II	La Tapona	135.71	0.00	2.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	132.89
III	Río La Saucedá	135.57	0.00	15.97	0.00	0.00	0.00	34.12	2.77	82.70
IV	Río El Tunal	138.80	0.00	0.93	0.00	0.00	0.00	7.17	1.27	129.43
V	Río Santiago Bayacora	85.12	0.00	23.83	0.00	0.00	0.00	7.17	1.57	52.54
VI	Río Durango	84.00	264.67	97.81	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	250.85
VII	Río Poanas	61.86	0.00	36.15	0.00	0.00	0.00	5.59	1.73	18.40
VIII	Río Súchil	36.48	0.00	16.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.85
IX	Río Graseros	27.39	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	27.24
X	Río San Pedro-	2267.23	316.34	17.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2566.25
XI	Río San Pedro-	269.68	2566.25	222.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2613.48
Â	Totales	3347.02	Â	452.23	0.00	0.00	0.00	137.90	7.33	2,749.56Â

Fuente: Elaboración propia,
http://www.dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=5586700&fecha=18/02/2020.

Cp.- Volumen medio anual de escurrimiento natural.

Ar.- Volumen medio anual de escurrimiento desde la cuenca aguas arriba.

Uc. - Volumen anual de extracción de agua superficial.

R.- Volumen anual de retornos.

Im. - Volumen anual de importaciones.

Ex.- Volumen anual de exportaciones.

Ev. - Volumen anual de evaporación en embalses.

Av.- Volumen anual de variación de almacenamiento en embalses.

Ab.- Volumen medio anual de escurrimiento de la cuenca hacia aguas abajo.

Tabla 34. Cálculo de la disponibilidad (D) en la Subregión Hidrológica Río San Pedro

	Cuenca hidrológica	Ab	Rxy	Disponibilidad
I	Laguna de Santiaguillo	3.19	0.00	3.19
II	La Tapona	132.89	0.00	132.89
III	Río La Saucedá	82.70	28.23	54.46
IV	Río El Tunal	129.43	44.19	85.24
V	Río Santiago Bayacora	52.54	17.94	34.60
VI	Río Durango	250.85	21.23	229.63
VII	Río Poanas	18.40	1.56	16.84
VIII	Río Súchil	19.85	1.68	18.17
IX	Río Graseros	27.24	2.31	24.94
X	Río San Pedro-Mezquital	2566.25	201.30	2364.96
XI	Río San Pedro-Desembocadura	2613.48	0.00	2613.48

Fuente: Elaboración propia,
http://www.dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=5586700&fecha=18/02/2020.

6.3.2.5. Conclusiones y recomendaciones del estudio hidrológico

El estudio hidrológico para la presa “El Tunal II” tiene los alcances necesarios para la elaboración del proyecto; sin embargo, se requiere de la memoria de cálculo para la obtención de los escurrimientos que sirvieron como entrada a la presa Tunal II, además de que se recomienda realizar un modelo lluvia--escurrimiento, tomando en cuenta las estaciones cercanas y utilizando herramientas modernas o métodos de interpolación reconocidos en la literatura. Por otra parte, se recomienda revisar los niveles de la presa Guadalupe Victoria en campo, ya que se menciona una sobreelevación de uno de los vertedores; sin embargo, no se ha ajustado la capacidad del embalse y descarga. En cuanto al gasto ecológico en la hoja de cálculo proporcionada, no se tomaron en cuenta el gasto ecológico en el tramo comprendido entre la presa Tunal II y Guadalupe Victoria, ni la demanda de agua potable y agrícola por separado, por lo que se insta a realizar estas simulaciones en un software donde se puedan implementar y manipular las políticas de operación.

6.4. Evaluación de la Factibilidad Técnica

El dictamen de la factibilidad técnica se hará para los componentes del proyecto de la presa Tunal II; estos componentes son:

- Presa Tunal II y obras que la componen (cortina, obra de desvío, obra de toma y vertedor de excedencias).
- Planta de bombeo.
- Planta potabilizadora.
- Conducciones.

En lo que respecta al proyecto de abastecimiento de agua potable, a través de una fuente superficial como lo es la presa Tunal II, se piensa que tiene ventajas técnicas significativas contra la opción de tratamiento a pie de pozo, debido a que la fuente superficial es más estable a largo plazo, ya que el acuífero del Valle del Guadiana está sobreexplotado y colocar filtros para el tratamiento del arsénico y del flúor implicaría que se rechazara hasta 35 % del agua que se extrae, incrementando así el volumen extraído y ayudando a la sobreexplotación del acuífero.

En lo que respecta a las obras complementarias, pensamos que requieren actualizarse los proyectos, ya que en su mayoría están a nivel conceptual y no contienen todos los elementos necesarios para poder construirse en el corto plazo. Por ello se recomienda que se actualicen a anteproyectos o proyectos ejecutivos, con el fin de que se tengan los elementos suficientes para licitarlos y construirlos.

En conclusión, el proyecto es viable técnicamente, siempre y cuando se actualicen y complementen los proyectos referentes a las obras complementarias (planta de bombeo, planta potabilizadora, conducciones).

6.4.1. Revisión del proyecto ejecutivo de la presa Tunal II

6.4.1.1. Revisión de análisis de estabilidad de la cortina

EL PROYECTISTA realizó dos análisis de estabilidad para la cortina: uno en la estación 0+135 no vertedora, y otro en la estación 0+111.25 sección vertedora.

Se utilizó el método convencional para presas de gravedad, que consiste en calcular los esfuerzos principales de compresión y tensión y los factores de seguridad contra volteo y contra deslizamiento por fricción-cortante con las combinaciones de carga resultantes para las condiciones de carga consideradas.

Las fuerzas consideradas en el análisis fueron:

- Peso propio de la cortina.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

- Empuje hidrostático.
- Peso del agua sobre la cortina.
- Empuje de azolve sobre la cortina.
- Empuje horizontal debido al sismo en el agua.
- Supresión.

El análisis numérico se realizó siguiendo los lineamientos del procedimiento contenido en la referencia “Presas de Almacenamiento y Derivación”, por los ingenieros Oscar Vega Roldán y Felipe I. Arreguin Cortéz, UNAM 1981, División De Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

6.4.1.1.1. Sección no vertedora, EST. 0+135

Tabla 35. Factores de seguridad contra volteo, sección no vertedora

	$\Sigma M (-) / \Sigma M (+)$	F.S.	
COMBINACIÓN I (NORMAL)	3.02	2.00	CORRECTO
COMBINACIÓN II (INUSUAL)	2.16	1.50	CORRECTO
COMBINACIÓN III (EXTREMA)	1.77	1.10	CORRECTO

Fuente: Memoria Análisis de Estabilidad de la Cortina El Tunal II

Tabla 36. Esfuerzos principales resultantes, sección no vertedora

Caso	f _{máx} t/m ²	f _{mín} t/m ²	Fricción cortante	Volteamiento
1 (normal)	119.71	74.37	10.27	3.02
2 (extraordinario)	144.38	45.90	10.07	2.15
3 (extremo)	380.19	0.00	7.11	1.77

Fuente: Memoria Análisis de Estabilidad de la Cortina El Tunal II

Se concluye que, de la revisión realizada de la estabilidad en la cortina en su sección 0+135 no vertedora, los cálculos y consideraciones son razonables y basados en criterios adecuados y pueden ser aceptables para proceder a la validación por parte de la autoridad correspondiente.

6.4.1.1.2. Sección vertedora, EST. 0+111.25

Método de ejecución.

El análisis de la estabilidad de la cortina vertedora es semejante al método que se utilizó para la revisión de la estabilidad de la cortina en su tramo no vertedor.

Tabla 37. Factores de seguridad contra volteo, sección vertedora

	$\Sigma M (-) / \Sigma M (+)$	F.S.	
COMBINACIÓN I (NORMAL)	2.88	2.00	CORRECTO
COMBINACIÓN II (INUSUAL)	2.07	1.50	CORRECTO

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

COMBINACIÓN III (EXTREMA)	1.73	1.10	CORRECTO
---------------------------	------	------	----------

Fuente: Memoria Análisis de Estabilidad de la Cortina El Tunal II

Tabla 38. Esfuerzos principales resultantes, sección vertedora

Caso	f _{máx} t/m ²	f _{mín} t/m ²	Fricción cortante	Volteamiento
I (normal)	109.58	81.90	10.77	2.88
II (extraordinario)	171.39	16.37	10.57	2.07
III (extremo)	302.77	0.00	7.38	1.73

Fuente: Memoria Análisis de Estabilidad de la Cortina El Tunal II

Se concluye que, de la revisión realizada de la estabilidad en la cortina en su sección 0+111.25 vertedora, los cálculos y consideraciones son adecuadas y podrán ser sujetos a la validación de la autoridad correspondiente.

La fuerza sísmica en la masa del agua se idealizó como una subpresión con distribución parabólica, según el criterio de Zangar en su expresión contenida en su artículo “Hydrodynamic Pressures on Dams due to Horizontal Earthquakes Effects” USBM Engineering Monograph N° 11 (1952).

El coeficiente horizontal sísmico, utilizado en los análisis de estabilidad, fue C = 0.3 g.

6.4.1.1.3. Observaciones y comentarios:

- El método de análisis numérico de tipo convencional, utilizado en los análisis de estabilidad de la cortina, empleado por el PROYECTISTA, fue altamente preciso, y los factores de seguridad obtenidos contra volteo y deslizamiento para las dos secciones analizadas, no vertedora y vertedora, resultaron mayores que los permitidos para las combinaciones de carga analizadas.
- Los esfuerzos de compresión máxima contra la roca resultaron de 380.19 t/m², para la sección no vertedora, y de 302.77 t/m² para la sección vertedora, y son inferiores a la capacidad de carga estimada para la roca de 650 t/m² para un RQD= 50 %, de acuerdo con la siguiente tabla, elaborada por Peck, Hanson y Thornburn en su libro Foundation Engineering, 2ª edición, según:

Tabla 39. Capacidad de carga de la roca para % de RQD

RQD (%)	Capacidad de carga (t/m ²)
0	100
25	300
50	650
75	1200
90	2000
100	3000

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

- Condición extraordinaria $- 24 \times 10^{-3} \text{ m} = -2.4 \text{ cm}$
- Condición extrema $- 25 \times 10^{-3} \text{ m} = -2.5 \text{ cm}$

Deformaciones horizontales de la roca para propiedades bajas

- Condición normal 11 cm
- Condición extraordinaria 12 cm
- Condición extrema 34 cm

Deformaciones horizontales de la roca para propiedades altas

- Condición normal 4.8 cm
- Condición extraordinaria 5.2 cm
- Condición extrema 2.8 cm

Análisis de esfuerzos en la cortina

Condición normal

$$\text{Esfuerzo axial} = \frac{1766 \text{ t}}{90 \times 1 \text{ m}^2} = 19,6 \text{ t/m}^2 = 1,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{169 \text{ t}}{72 \times 1 \text{ m}^2} = 2,34 \text{ t/m}^2 = 0,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Momento flexionante} &= 556 \text{ ton-m; } f = \frac{M}{I} y = \frac{556 \text{ t - m}}{31000 \text{ m}^4} \times 36 \text{ m} = 0,65 \text{ t/m}^2 \\ &f = 0,065 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Condición extraordinaria

$$\text{Esfuerzo normal} = \frac{1573 \text{ t}}{90 \times 1 \text{ m}^2} = 17,5 \text{ t/m}^2 = 1,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{169 \text{ t}}{72 \times 1 \text{ m}^2} = 2,34 \text{ t/m}^2 = 0,23 \text{ kg/cm}^2$$

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

$$\text{Momento flexionante} = 539 \text{ t-m; } f = \frac{M}{I} y = \frac{539}{31000} \times 36 \text{ m} = 0,63 \text{ t/m}^2$$

$$f = 0,063 \text{ kg/cm}^2$$

Condición extrema

$$\text{Esfuerzo normal} = \frac{1778 \text{ t}}{90 \times 1 \text{ m}^2} = 19,76 \text{ t/m}^2 = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{173 \text{ t}}{72 \times 1 \text{ m}^2} = 2,40 \text{ t/m}^2 = 0,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Momento flexionante} = 562 \text{ t-m; } f = \frac{M}{I} y = \frac{562}{31000} \times 36 = 0,65 \text{ t/m}^2$$

$$f = 0,065 \text{ kg/cm}^2$$

Comparación entre esfuerzos actuantes y esfuerzos permisibles

	Esfuerzo t/m ²	Esfuerzo permisible t/m ²
Normal	19.76	690.00
Cortante	2.58	236.10

De acuerdo a lo mostrado, los esfuerzos actuantes están dentro de los límites permisibles y son conformes con la estabilidad.

6.4.1.3. Análisis estructural tridimensional de esfuerzos en la cortina.

Comparación entre esfuerzos actuantes y esfuerzos permisibles de acuerdo al modelo tridimensional estructural.

Condición I

Tabla 41. Condición I. Vaso lleno

Combinación	Máximos		Permisibles		Admisible	
	Tensión	Compresión	Tensión	Compresión	Tensión	Compresión
	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²		

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Combinación	Máximos		Permisibles		Admisible	
	Tensión	Compresión	Tensión	Compresión	Tensión	Compresión
CM + CV	145.28	400.1	150	1000	√	√
CM+CV+5x+0.35y	135.93	475.46	150	1000	√	√
CM+CV+5x-0.35y	132.71	423.40	150	1000	√	√
CM+CV-5x+0.35y	120.84	335.49	150	1000	√	√
CM+CV-5x-0.35y	68.13	215.57	150	1000	√	√
CM+CV+0.35x+5y	147.69	557.85	150	1000	√	√
CM+CV-0.35x+5y	146.45	519.93	150	1000	√	√
CM+CV+0.35x-5y	128.43	205.65	150	1000	√	√
CM+CV-0.35x-5y	118.96	125.46	150	1000	√	√

Fuente: Elaboración propia con base en información de la Memoria Análisis de Estabilidad de la Cortina El Tunal II.

Comparación entre esfuerzos actuantes y esfuerzos permisibles de acuerdo al modelo tridimensional estructural.

Condición 2

Tabla 42. Condición 2. Vaso vacío

Combinación	Máximos		Permisibles		Admisible	
	Tensión	Compresión	Tensión	Compresión	Tensión	Compresión
	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²		
CM + CV	79.3	245.74	150	1000	√	√
CM+CV+5x+0.35y	148.58	521.24	150	1000	√	√
CM+CV+5x-0.35y	138.69	501.45	150	1000	√	√
CM+CV-5x+0.35y	54.48	98.96	150	1000	√	√
CM+CV-5x-0.35y	97.81	50.76	150	1000	√	√
CM+CV+0.35x+5y	146.82	301.11	150	1000	√	√
CM+CV-0.35x+5y	122.04	235.05	150	1000	√	√
CM+CV+0.35x-5y	117.40	248.26	150	1000	√	√
CM+CV-0.35x-5y	144.80	134.31	150	1000	√	√

Fuente: Elaboración propia con base en información de la Memoria Análisis de Estabilidad de la Cortina El Tunal II.

Los esfuerzos son principalmente de compresión, pero en cuanto se presentan las condiciones sísmicas se generan esfuerzos de tensión en las laderas y en la corona de la misma; sin embargo, el concreto convencional usado en la zona del plinto garantizará el buen comportamiento en conjunto con el CCR.

Los esfuerzos están dentro de lo permisible, de acuerdo al Manual de CCR del U.S. Army corps of Engineers.

6.4.1.4. Revisión del análisis por elemento finito por el ingeniero independiente

ANÁLISIS BIDIMENSIONAL

Módulo de elasticidad estático de la roca y deformación de la cimentación.

El PROYECTISTA utilizó un valor del módulo de elasticidad de la roca de $9 \times 10^5 \text{ KN/m}^2 = 9000 \text{ kg/cm}^2$, el cual estimamos que es muy bajo para la roca de la unidad UG IV debajo del cauce, que tiene un módulo elástico dinámico de $343,02+6 \text{ kg/cm}^2$, y que transformándolo a módulo elástico estático es del orden de $0.15 \times 343\ 026 = 51,454 \text{ kg/cm}^2$.

De esta manera la deformación máxima de la roca obtenida por el PROYECTISTA resultó de 28 mm, cuando debería ser del orden de 4 mm para un módulo elástico estático de la roca de $51\ 000 \text{ kg/cm}^2$

Si utilizamos la expresión $w_{\max} = \frac{2(1-\nu^2)}{E} q \times a$,

propuesta para la distribución de carga en la frontera de un sólido seminfinito de radio $r=36$ por Timoshenko y Goodier en su libro de Teoría de elasticidad.

$\nu = 0.3$; $q = 190 \text{ t/m}^2$ del método convencional para un esfuerzo promedio de contacto.

$E = 51\ 000 \text{ kg/cm}^2$; $a = 36 \text{ m}$. Sustituyendo $W_{\max} =$

$$\frac{2(1-0.3^2)}{190} \times 36 = 0.0244 \text{ m} \\ = 24 \text{ mm} \\ 510\ 000$$

Esfuerzos resultantes

Los esfuerzos normales y de cortante resultaron de 2 y 0.26 kg/cm^2 , los cuales no concuerdan con los obtenidos en el análisis convencional, que resultaron del orden de 38 kg/cm^2 , para el esfuerzo normal, y de 1.027 kg/cm^2 para el esfuerzo cortante. Sin embargo, los resultados de los esfuerzos normal y de cortante se encuentran dentro de los permisibles.

Conclusión

Tomando en cuenta que en los análisis bidimensionales resultaron desplazamientos horizontales máximos de 34 cm para condición extrema, consideramos que sí se justifica la ampliación de la base mediante la construcción del espolón propuesto de aguas arriba.

ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL

Esfuerzos resultantes

a) Esfuerzo máximo de tensión para la condición de vaso lleno

$$\Gamma_c = 147.69 \text{ t/m}^2 = 14.8 \text{ kg/cm}^2$$

b) Esfuerzo máximo de compresión para la condición de vaso lleno

$$\Gamma_c = 557.85 \text{ t/m}^2 = 55.8 \text{ kg/cm}^2$$

Notas: el esfuerzo de tensión se encuentra en el límite permisible.

Se considera que la cortina soporta los esfuerzos a que se verá sometida.

6.4.2. Procedimiento de construcción de la cortina de CCR

6.4.2.1. ESPECIFICACIONES GENERALES TÉCNICAS DE CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTISTA

6.4.2.2. Bordo de prueba

Se propone la construcción de un bordo de prueba de 24 m de longitud de 3 m de altura, con 2 rampas de acceso. Las capas del concreto serían de 30 cm en estado suelto. Se construirá con 3 franjas compactadas a 4,6 y 8 pasadas de rodillo liso vibratorio de 10 ton de peso estático.

La primera capa será de 4 cm de concreto de liga y luego se colocarán 26 cm del CCR.

6.4.2.3. Tamaño máximo del agregado

El tamaño máximo del agregado será de 76.2 mm (3") para el CCR y de 12.7 mm (½") para el concreto de liga.

6.4.2.4. Módulo de finura

El módulo de finura estará entre 2,3 y 3.1

6.4.2.5. Resistencia de los concretos

Para tamaño máximo de 3", la resistencia será $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$

Para tamaño de 1 ½" se tendrá $f'_c = 150$ y 250 kg/cm^2

Las proporciones para los concretos se diseñarán para 28 días de edad.

6.4.2.6. Tiempo de colocación del CCR

El concreto se colocará dentro de los 30 minutos siguientes al mezclado.

Se trabajarán durante 20 horas por día.

Cuando la colocación del CCR se suspenda por más de seis horas, se colocará una capa de liga de 8 cm.

6.4.2.7. *Peso volumétrico del CCR*

El control de peso volumétrico del CCR, se realizará mediante calas.

6.4.2.8. *El mezclado de concreto*

Se podrá realizar en camiones agitadores de 5 m³ de capacidad.

6.4.2.9. *Concreto de regularización de la cimentación*

Tendrá $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$.

6.4.2.10. *Concreto de los prefabricados*

El concreto de los prefabricados tendrá $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$.

6.4.2.11. *Cemento del CCR.*

El cemento del CCR será Portland Tipo II puzolánico, de bajo contenido de álcalis y bajo calor de hidratación.

6.4.2.12. *Comentarios sobre los procedimientos constructivos del CCR, por parte del ingeniero independiente*

6.4.2.13. *Resistencia del CCR*

Con base en la experiencia obtenida en la construcción de presas de CCR, no es conveniente utilizar una mezcla con bajo contenido de cemento porque el mortero no recubre bien las gravas, resultando capas con alta permeabilidad.

Se recomienda una resistencia $f'c = 160 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días de edad, con un contenido de cemento de 150 a 160 kg/m^3 y un tamaño máximo de agregado de 76.2 mm (3").

6.4.2.14. *Mezclado del concreto*

Para el mezclado del concreto CCR se acostumbra usar la mezcladora de tornillo; sin embargo, estamos de acuerdo con el uso de camiones agitadores propuestos por el PROYECTISTA.

6.4.2.15. *Tiempo de colocación*

El tiempo de colocación después del mezclado se recomienda de 45 minutos.

6.4.2.16. *Compactación del concreto*

Para compactar el concreto se recomienda el uso de rodillo liso vibratorio de 10 ton de peso estático.

6.4.2.17. *Espesor de las capas*

Se recomienda que el espesor de las capas en estado suelto sea de 30 cm.

Después de terminada cada capa se rociará con aspersor de agua muy fina.

6.4.2.18. **Control**

Se realizarán calas volumétricas en el CCR para el control del peso volumétrico

6.4.2.19. **Notas**

Concretos estructurales

Vertedor masivo $f'c=200$ kg/cm²

Vertedor estructural $f'c=300$ kg/cm²

obra de toma $f'c=300$ kg/cm²

Soporte de anclaje del vertedor

Como medida de prevención, ante posibles efectos de subpresión durante la operación del vertedor, se recomienda un soporte a base de anclas de fricción de barras de 1" de diámetro por 4 metros de longitud con un patrón de 3 x 3 metros.

Tratamiento de taludes del canal de desvío

Se recomienda colocar una capa de 10 cm de espesor de concreto lazado $f'c=200$ kg/cm² de preferencia por vía húmeda, reforzado con malla electrosoldada 6-6/10-10, y tamaño máximo de 3/8".

Se recomienda colocar anclas de fricción de 1" de diámetro por 6 metros de longitud, en un patrón de 3x3 metros en tresbolillo, inyectadas con mortero o lechada $f'c=200$ kg/cm, con tornillo en el extremo superficial y placa de apoyo de 15 x 15 cm x 1/2".

6.4.3. **Tratamiento de la roca**

6.4.3.1. **Tratamiento de la roca propuesto por el proyectista**

6.4.3.2. **Especificaciones técnicas**

En su estudio geológico el proyectista recomendó realizar una pantalla de inyecciones de cemento de 40 m de profundidad en la parte alta de la margen izquierda y de 15 m de profundidad en la parte baja y en la margen derecha con profundidad de 15 m en toda la altura.

Se sugiere que los barrenos sean inclinados 45° y dirigidos al NW65° en la margen izquierda y de SE65° en la margen derecha, para cortar la mayor cantidad de fracturas del macizo rocoso.

EN SUS ESPECIFICACIONES GENERALES PARA EL TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN DE LA PRESA EL TUNAL II, EDO DE DURANGO, se describe lo siguiente.

- a) Una pantalla impermeable de 35 m de profundidad con barrenos de 7.66 cm (3") de diámetro, ejecutados con máquina de rotación percusión desde las galerías de inyección y drenaje, ubicadas en el cuerpo de la cortina, y una mínima parte desde la superficie.

b) La separación de las perforaciones para la inyección de la pantalla será de 5.0 m en la etapa II, que será obligada de ejecutar. Una vez perforado el barreno de inyección se lavará a presión con agua limpia hasta que ya no salgan residuos producto de la perforación.

c) Perforación para tapete de consolidación.

La perforación de los barrenos del tapete de consolidación deberá ejecutarse desde el CCR de la cortina, una vez que este alcance un espesor de 2 m como mínimo, por arriba del nivel del brocal del barreno en la roca (contacto CCR-roca), o bien, desde una losa de concreto para regularización de la superficie de desplante, la cual tenga un mínimo de 2 m.

La profundidad de los barrenos será de 5 a 10 m en roca, con la inclinación y dirección que se indica en la tabla de datos geométricos del plano del proyecto ejecutivo. La plantilla de las perforaciones para la inyección de consolidación será de 10 por 10 m en la etapa I de inyección, y con barrenos al centro de esta cuadrícula como etapa II. Barrenos adicionales de etapa III estará condicionada a los consumos de la etapa II, previa.

Una vez perforado un barreno se lavará a presión con agua limpia hasta que ya no salgan residuos producto de la perforación.

Los barrenos tendrán un diámetro de 7.6 cm (3") y se ejecutarán con máquina de rotación persecución.

d) Inyección

La inyección de mezclas de cemento para la pantalla de impermeabilización y el tapete de consolidación, deberá realizarse con mezcla elaborada con agua- cemento y aditivo superfluidizante, en la proporción que resulte de los ensayos de laboratorio para el diseño de la mezcla.

Todo el proceso de inyección deberá realizarse de acuerdo con lo descrito en especificaciones particulares y con base en el comportamiento del terreno registrado en las curvas de control durante la inyección. Se empleará el procedimiento de progresiones ascendentes; sin embargo, en caso de que el terreno presente condiciones desfavorables, se utilizará el procedimiento de progresiones descendentes.

Durante la inyección de cada tramo de 5 m de longitud, deberán llevarse las gráficas de control siguientes:

Presión-Volumen, Gasto-Tiempo y Presión-Tiempo

Durante la inyección de un tramo, la presión se incrementará gradualmente hasta alcanzar la presión máxima especificada, de tal forma que se puedan ir tomando lecturas del volumen o del gasto de lechada inyectada.

e) Equipo para fabricación de mezcla inyectado.

Turbomezclador de altas revoluciones (1250 rpm mínimo), para fabricación de lechadas o la arena y morteros, con tanque de abastecimiento con capacidad mínima de 150 litros, equipado con malla para retener grumos y otros materiales que pueda contener el cemento. Mezclador de bajas revoluciones (60 a 80 rpm), con aspas al fondo y capacidad mínima de 200 litros, para mantener en agitación la lechada durante la inyección, con adaptador para medir volúmenes de lechada inyectada al terreno.

Planta generadora de energía eléctrica.

Bomba de flujo continuo, tipo Moyno o de pistones, que garantice la estabilización de las presiones con capacidad de inyección de lechadas o morteros variables de 0 a 60 l/min y presión ajustable de 0 a 15 kg/cm².

Manómetros registradores de paso integral, con carátula de 6" de diámetro con glicerina, con capacidad para medir un tercio más de cada una de las presiones de inyección máximas especificadas. Deberá contarse con los implementos necesarios para la calibración de los manómetros empleados, debiendo verificarse estos frecuentemente. Todo manómetro inexacto deberá desecharse y ser sustituido con un nuevo, para lo cual deberán tenerse en la obra en número suficiente. Obturadores mecánicos, neumáticos o hidráulicos para barrenos de diámetro adecuado para obturar la perforación de 7.6 cm (3") de diámetro y de la longitud y resistencia suficiente para las presiones de inyección especificadas.

6.4.3.3. Observaciones y comentarios sobre el tratamiento de la roca, por parte del ingeniero independiente

6.4.3.4. Tratamiento de la cimentación

Inyecciones de tapete de consolidación e impermeabilización

a) Características de las mezclas de cemento.

Las mezclas de cemento para la inyección serán del tipo estable y tendrán las siguientes propiedades.

Cemento	Cemento Portland Tipo II puzolánico Con finura Blaine de 5100 cm ² /gr
Relación aguacemento	0.6 a 0.8:1
Aditivo superplastificante	1.6 % del cemento de Sikament NZ 0.3 a 0.4 % de Plastiment R
Densidad de la mezcla	1.63 a 1.66 gr/cm ³
Decantación en probeta de 1000 ml	Menor de 4 % en dos horas
Cohesión relativa	0.08 a 0.12 gr/cm ² en placa de 100x100 X 1.5 a 2 mm de espesor
Fluidez Marsh	30 a 35 seg
Resistencia de la mezcla	90 a 100 kg/cm ² a los 7 días 130 a 170 kg/cm ² a los 28 días

b) Procedimiento de inyección

Los barrenos de inyección tendrán un diámetro de 7.6 cm (3").

Los barrenos de tapete tendrán 15 m de profundidad y estarán inclinados 45° hacia aguas arriba.

Previamente al inyectado de los barrenos se inyectará agua a 2 kg/cm² de presión durante 10 minutos para saturar la roca.

La plantilla de barrenación tendrá dos etapas de inyección en forma obligada. La etapa I tendrá una ubicación cuadrada con barrenos separados a cada 6 m, más un barreno central, y los barrenos de la etapa II quedarán intercalados con los barrenos de la primera etapa, de tal manera que la separación final quede de 3 m.

La inyección de estos barrenos de tapete se realizará en dos progresiones, de 7.5 a 15 m de profundidad a 10 kg/cm² de presión de rechazo y de 0 a 7.5 m de profundidad a 5 kg/cm² de presión de rechazo, medida en la boca del barreno.

Si durante el proceso de inyectado se levanta presión, entonces no se cambiará del tipo de mezcla y la inyección se terminará cuando se alcance la presión de rechazo y se mantenga esta durante cinco minutos.

Si se presentan consumos iguales o mayores de 100 litros por metro, se inyectarán morteros con arena fina que pase la malla de 1 mm con relación cemento-arena= 1. Adicionalmente se inyectarán dos barrenos separados 1.50 m del barreno de alto consumo.

Se realizarán ensayos de permeabilidad, tipo Lugeon, en tramos descendentes de 5 m con separación de barrenos de 6 x 6 m, y se aceptará una permeabilidad residual como máxima de tres unidades Lugeon. Si se excede este valor se inyectarán barrenos adicionales.

Inyecciones de pantalla profunda

a) Características de las mezclas de inyección.

Tendrán las mismas características físicas que las mezclas de inyección de tapete señaladas en el apartado anterior.

El diámetro de los barrenos de inyección será de 7.6 cm (3").

Los barrenos se inyectarán desde las galerías de inyección y drenaje; estarán ubicados sobre una sola línea, penetrarán 30 m en la roca y tendrán una inclinación de 30° hacia aguas arriba, y estarán dirigidos hacia el NW65° en la margen izquierda, y al SE65° en la margen derecha, para cortar el mayor número de fracturas, de acuerdo con recomendación del proyectista.

Los barrenos se inyectarán en dos etapas en forma obligada.

La etapa I tendrá 6 m de separación entre barrenos, y la etapa II consistirá en barrenos intercalados con los de la primera etapa, de tal manera que la separación final quede de 3 m. Previamente al inyectado de mezclas de cemento, se inyectará agua a 2 kg/cm² de presión para saturar la roca.

Los barrenos se inyectarán en progresiones ascendentes de 5 m de longitud.

Las presiones de rechazo para el tramo profundo de 30 m serán de 30 kg/cm², y las presiones de inyección hacia arriba se irán disminuyendo 5 kg/cm² por cada 5 m de inyección, hasta alcanzar el tramo superficial de 0 a 5 m que se inyectará a 5 kg/cm².

El procedimiento de inyección es el mismo que para las inyecciones de tapete señaladas en el apartado anterior)

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Se realizarán ensayos de permeabilidad, tipo Lugeon, en tramos descendentes de 5 m a cada 12 m de separación, y se tomará como límite de permeabilidad residual un valor de 5 UL.

Si se excede este valor, se inyectarán barrenos adicionales.

NOTA: La técnica de los procedimientos de inyección de mezclas de cemento para tapete de consolidación de cimentación de la cortina y pantalla profunda, descritas por el INGENIERO INDEPENDIENTE, están basadas en las técnicas que se utilizaron en el tratamiento de la roca, realizado en la presa Chicoasén, Chiapas, bajo la dirección de los ingenieros Andre Pautre y Francis Sabarli, especialistas en el tratamiento de roca de la empresa Bachi de Francia.

Equipo para fabricación de mezclas e inyectado

EL INGENIERO INDEPENDIENTE está de acuerdo con el equipo para la fabricación de mezclas y trabajos de inyectado, propuestos por el proyectista.

Pantalla de drenaje

Se propone una pantalla de drenaje mediante barrenos de 4" de diámetro, a cada 3 m, perforados desde la galería de inyección y drenaje ubicada dentro de la cortina. Los barrenos tendrán una profundidad en la roca de 30 m, presentarán una inclinación de 30° hacia aguas arriba y estarán dirigidos hacia el NW65°, en la margen izquierda, y al SE65° en la margen derecha.

6.4.4. Evaluación del diseño de las obras hidráulicas de la presa

6.4.4.1. CÁLCULO HIDRÁULICO DEL VERTEDOR DE DEMASÍAS

6.4.4.1.1. Cimacio

Para el cálculo del cimacio se utilizó el criterio del USACE (United States Army Corps of Engineers), el cual recomienda que para el diseño del cuadrante aguas abajo se utilice:

$$x^{1.85} = CH_0^{0.85}y$$

Donde:

C es el coeficiente de descarga

X y Y son las coordenadas de un sistema cartesiano

H₀ es la carga de diseño

Y para la sección del perfil aguas arriba se calcula con:

$$y = 0.724 \frac{(x + 0.270H_0)^{1.85}}{H_0^{0.85}} + 0.126H_0 - 0.4315H_0^{0.375}(x + 0.270H_0)^{0.625}$$

Para el cálculo se utilizaron los siguientes datos:

Tabla 43. Datos de diseño

Gasto de diseño:	Q = 2,986.46 m ³ /s
Fórmula	$Q = CLH^{3/2}$
Coeficiente de descarga	C = 2.156
Elevación de la cresta vertedora	2021.80 m.s.n.m.
Pendiente de la rápida	0.80:1
Longitud efectiva de la cresta	42.50 m
Carga de diseño	10.20 m

Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019

Aplicando las ecuaciones anteriores para ambos perfiles obtenemos lo siguiente:

Cimacio aguas arriba

Para encontrar el punto de tangencia se utiliza la siguiente fórmula:

$$\text{Punto de Tangencia} = 0.27H_0$$

Por tanto, el punto de tangencia es de 2.75 m

Proponiendo valores de x se obtienen los valores siguientes de y:

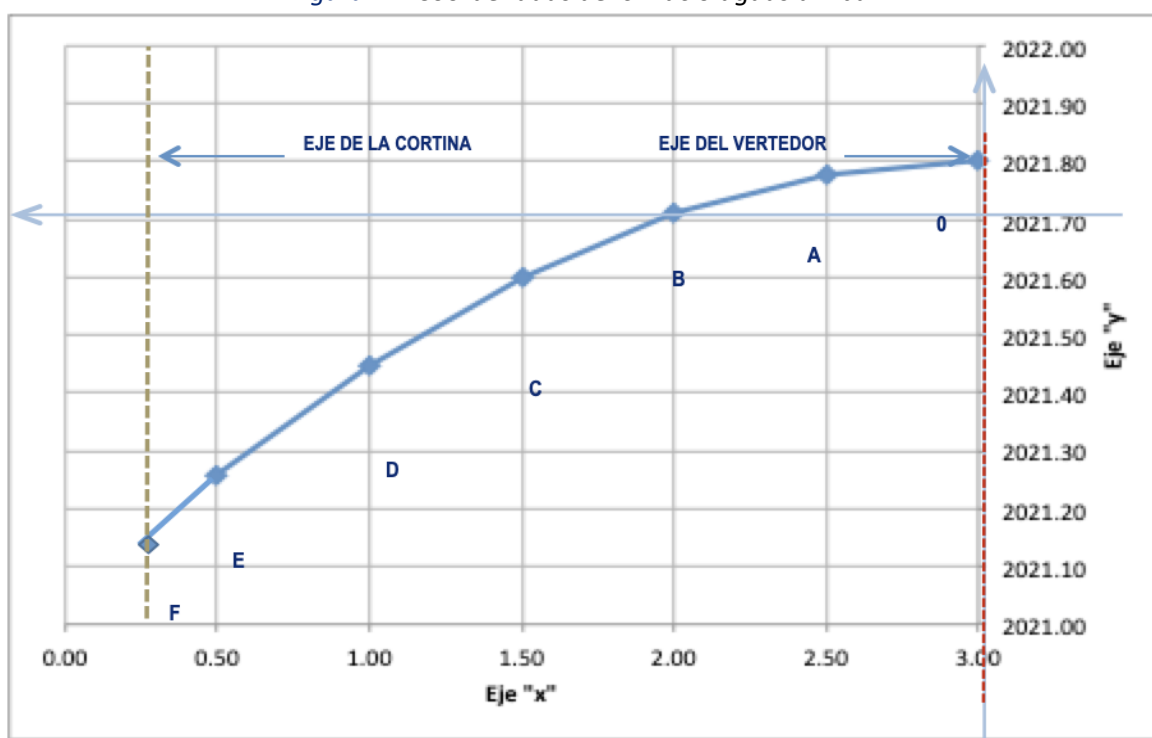
Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Tabla 44. Puntos de la sección del perfil aguas arriba

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y	ELEVACIÓN
O	0+000.00	0.000	0.000	2021.800
A	0+000.50	0.500	0.022	2021.778
B	0+001.00	1.000	0.091	2021.709
C	0+001.50	1.500	0.202	2021.598
D	0+002.00	2.000	0.353	2021.447
E	0+002.50	2.500	0.542	2021.258
F	0+002.75	2.750	0.651	2021.149

Fuente: Proyecto ejecutivo presa Tunal II, versión enero 2020

Figura 71. Coordenadas del cimacio aguas arriba



Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019

Cimacio aguas abajo

Para el cálculo del cimacio abajo, se revisa en primera instancia si la velocidad de llegada es despreciable o no, para lo cual se utiliza la siguiente expresión:

$$\frac{P}{H_o} \geq 1.0$$

Donde:

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

P, Profundidad del canal de acceso

H_o, Carga de diseño

$$\frac{P}{H_o} = \frac{(2021.80 - 1938.00)}{10.20} = 8.22 > 1.00$$

Por tanto, se considera despreciable la velocidad de llegada.

Considerando un talud para la rápida de aguas abajo de 0.8:1, para lo cual encontraremos el punto de tangencia para unirlo al cimacio.

De acuerdo con los cálculos realizados tenemos que el punto de tangencia es de:

$$y = 9.82 \text{ m}$$

Con la fórmula obtenida del despeje de "y", y proponiendo valores de "x", obtenemos las coordenadas del cimacio aguas abajo:

$$y = 0.06944802 x^{1.85}$$

Tabla 45. Puntos de la sección del perfil aguas abajo

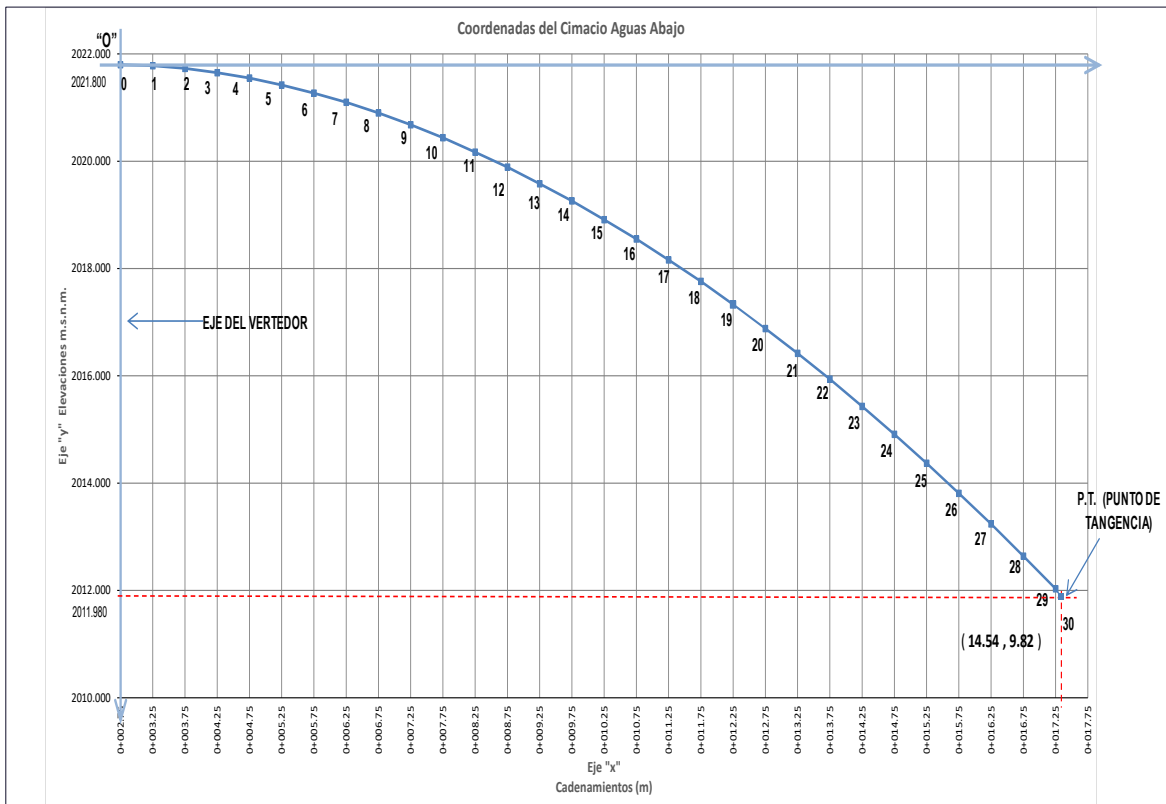
PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y	ELEVACIÓN
0	0+002.75	0.000	0.00	2021.800
1	0+003.25	0.500	0.02	2021.780
2	0+003.75	1.000	0.07	2021.730
3	0+004.25	1.500	0.15	2021.650
4	0+004.75	2.000	0.25	2021.550
5	0+005.25	2.500	0.38	2021.420
6	0+005.75	3.000	0.53	2021.270
7	0+006.25	3.500	0.70	2021.100
8	0+006.75	4.000	0.90	2020.900
9	0+007.25	4.500	1.12	2020.680
10	0+007.75	5.000	1.36	2020.440
11	0+008.25	5.500	1.63	2020.170
12	0+008.75	6.000	1.91	2019.890
13	0+009.25	6.500	2.22	2019.580
14	0+009.75	7.000	2.54	2019.260
15	0+010.25	7.500	2.89	2018.910
16	0+010.75	8.000	3.25	2018.550
17	0+011.25	8.500	3.64	2018.160
18	0+011.75	9.000	4.04	2017.760
19	0+012.25	9.500	4.47	2017.330
20	0+012.75	10.000	4.92	2016.880
21	0+013.25	10.500	5.38	2016.420
22	0+013.75	11.000	5.86	2015.940
23	0+014.25	11.500	6.37	2015.430

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y	ELEVACIÓN
24	0+014.75	12.000	6.89	2014.910
25	0+015.25	12.500	7.43	2014.370
26	0+015.75	13.000	7.99	2013.810
27	0+016.25	13.500	8.56	2013.240
28	0+016.75	14.000	9.16	2012.640
29	0+017.25	14.500	9.77	2012.030
30	0+017.29	14.540	9.82	2011.980

Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019

Figura 72. Coordenadas del cimacio aguas abajo

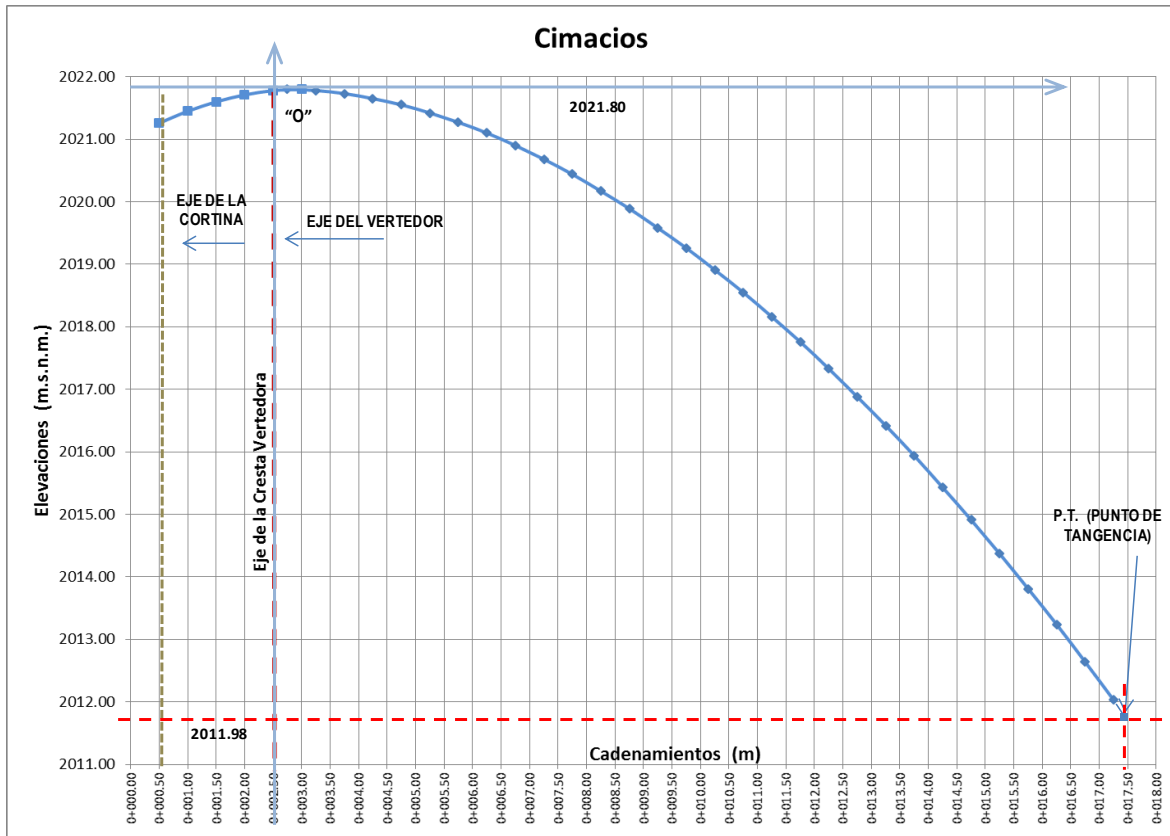


Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019

En la figura se observa el trazado del cimacio aguas abajo con sus coordenadas; al final de la trayectoria del cimacio se encuentra el punto de tangencia, que para este caso tiene las coordenadas $x = 14.54$ m, $y = 9.82$ m.

Finalmente, con los dos perfiles y de manera preliminar, se traza el cimacio, quedando de la manera siguiente:

Figura 73. Perfil del cimacio



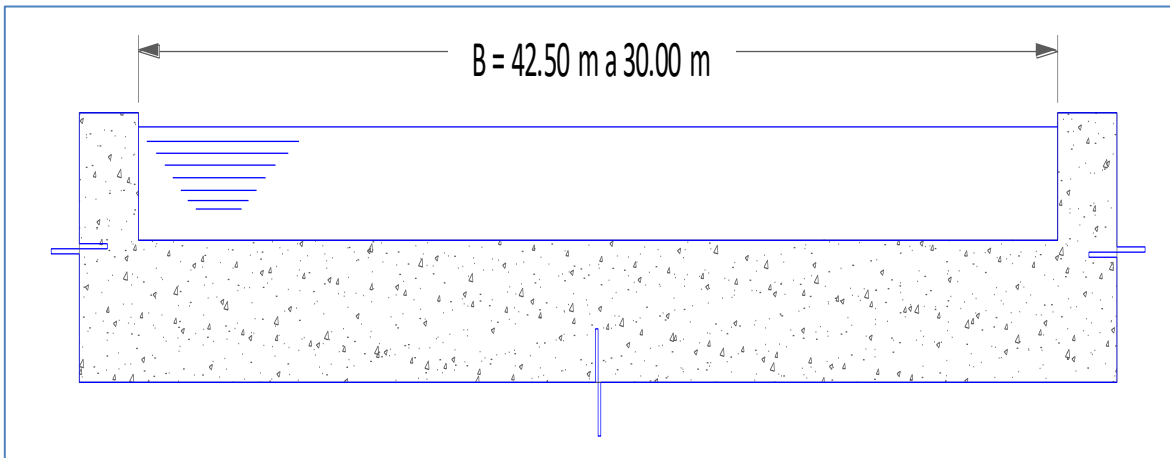
Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019

6.4.4.1.2. Salto de esquí

Para el salto de esquí se consideraron los siguientes datos:

Longitud efectiva de la cresta vertedora	42.50 m
Gasto de diseño Q	2,986.46 m ³ /s
Ancho de la plantilla b	42.50 m
Tirante en la sección de control	7.955 m
Coefficiente de descarga C	2.1561
Carga sobre la cresta vertedora H	10.203 m
Área en sección de control A	338.073 m ²

Figura 74. Longitud cresta vertedora



Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019

Partiendo de estos datos se obtienen los tirantes teóricos de cada uno de los cadenamientos en la sección vertedora:

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Tabla 46. Tirantes teóricos de la sección vertedora para cada estación para un talud 0.8:1

ESTACIÓN	d	b	A	v	hv	p	r	r _m	r _m ^{2/3}	v _m	hf	Z	Σ ₁	Σ ₂
	m	m	m ²	m/s	m	m	m	M		m/s	m	m	m	m
0+002.75	7.955	43.35	344.835	8.661	3.823	59.259	5.819				0.07	0.070		
0+003.75	7.443	43.17	321.324	9.294	4.403	58.056	5.535	5.677	3.182	8.977	0.002	0.180	11.848	11.848
0+004.75	6.986	43.00	300.384	9.942	5.038	56.971	5.273	5.404	3.079	9.618	0.002	0.280	12.026	12.026
0+005.75	6.587	42.82	282.044	10.589	5.715	55.993	5.037	5.155	2.984	10.265	0.003	0.370	12.304	12.304
0+006.75	6.234	42.64	265.807	11.235	6.434	55.108	4.823	4.930	2.897	10.912	0.003	0.460	12.671	12.671
0+007.75	5.909	42.48	251.005	11.898	7.215	54.298	4.623	4.723	2.815	11.567	0.004	0.550	13.128	13.128
0+008.75	5.615	42.31	237.574	12.571	8.054	53.540	4.437	4.530	2.738	12.234	0.004	0.630	13.674	13.674
0+009.75	5.350	42.14	225.456	13.246	8.943	53.200	4.238	4.338	2.660	12.908	0.005	0.710	14.299	14.299
0+010.75	5.111	41.96	214.437	13.927	9.886	52.721	4.067	4.153	2.584	13.587	0.006	0.790	15.003	15.003
0+011.75	4.889	41.79	204.321	14.617	10.889	52.278	3.908	3.988	2.515	14.272	0.007	0.880	15.786	15.786
0+012.75	4.683	41.62	194.910	15.322	11.966	51.866	3.758	3.833	2.449	14.969	0.008	0.940	16.658	16.657
0+013.75	4.497	41.45	186.416	16.020	13.081	51.495	3.620	3.689	2.387	15.671	0.010	1.030	17.589	17.588
0+014.75	4.330	41.22	178.500	16.731	14.267	51.161	3.489	3.555	2.329	16.376	0.011	1.100	18.609	18.609
0+015.75	4.170	41.05	171.172	17.447	15.515	50.840	3.367	3.428	2.273	17.089	0.013	1.170	19.698	19.698
0+016.75	4.023	40.87	164.411	18.165	16.817	50.546	3.253	3.310	2.221	17.806	0.014	0.660	20.855	20.855
0+017.29	3.951	40.75	160.984	18.551	17.541	50.401	3.194	3.223	2.182	18.358	0.009	0.575	21.500	21.500
0+017.75	3.899	40.58	158.219	18.876	18.159	50.298	3.146	3.170	2.158	18.713	0.008	1.250	22.066	22.066
0+018.75	3.777	40.41	152.634	19.566	19.512	50.054	3.049	3.098	2.125	19.221	0.018	1.250	23.308	23.308
0+019.75	3.670	40.23	147.660	20.225	20.849	49.841	2.963	3.006	2.083	19.896	0.021	1.250	24.540	24.540
0+020.75	3.574	40.06	143.188	20.857	22.172	49.649	2.884	2.923	2.044	20.541	0.023	1.250	25.769	25.769
0+021.75	3.488	39.89	139.133	21.465	23.483	49.476	2.812	2.848	2.009	21.161	0.025	1.250	26.996	26.996
0+022.75	3.411	39.71	135.434	22.051	24.783	49.321	2.746	2.779	1.977	21.758	0.027	1.250	28.221	28.221
0+023.75	3.339	39.54	132.037	22.618	26.075	49.179	2.685	2.715	1.946	22.335	0.030	1.250	29.444	29.444
0+024.75	3.282	39.28	128.923	23.165	27.350	49.064	2.628	2.656	1.918	22.892	0.032	1.250	30.664	30.664
0+025.75	3.231	39.01	126.037	23.695	28.617	48.962	2.574	2.601	1.891	23.430	0.035	1.250	31.882	31.882
0+026.75	3.169	38.92	123.322	24.217	29.891	48.837	2.525	2.550	1.866	23.956	0.037	1.250	33.097	33.096
0+027.75	3.117	38.75	120.799	24.722	31.152	48.735	2.479	2.502	1.843	24.470	0.040	1.250	34.309	34.309
0+028.75	3.071	38.57	118.439	25.215	32.406	48.642	2.435	2.457	1.821	24.969	0.042	1.250	35.519	35.519

**Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango,
Dgo.**

ESTACIÓN	d	b	A	v	hv	p	r	r _m	r _m ^{2/3}	v _m	hf	Z	Σ ₁	Σ ₂
	m	m	m ²	m/s	m	m	m	M		m/s	m	m	m	m
0+029.75	3.027	38.39	116.221	25.696	33.655	48.555	2.394	2.414	1.800	25.456	0.045	1.250	36.727	36.727
0+030.75	2.977	38.33	114.117	26.170	34.907	48.454	2.355	2.374	1.780	25.933	0.048	1.250	37.932	37.932
0+031.75	2.939	38.16	112.147	26.630	36.145	48.378	2.318	2.337	1.761	26.400	0.051	1.250	39.134	39.134
0+032.75	2.904	37.98	110.284	27.080	37.376	48.307	2.283	2.301	1.743	26.855	0.053	1.250	40.333	40.333
0+033.75	2.870	37.81	108.516	27.521	38.604	48.240	2.249	2.266	1.725	27.300	0.056	1.250	41.530	41.530
0+034.75	2.838	37.64	106.837	27.953	39.826	48.177	2.218	2.234	1.709	27.737	0.059	1.250	42.724	42.724
0+035.75	2.809	37.46	105.241	28.377	41.043	48.119	2.187	2.202	1.693	28.165	0.062	1.250	43.915	43.915
0+036.75	2.781	37.29	103.720	28.794	42.256	48.063	2.158	2.173	1.677	28.585	0.065	1.250	45.103	45.103
0+037.75	2.755	37.12	102.268	29.202	43.464	48.010	2.130	2.144	1.663	28.998	0.068	1.250	46.288	46.288
0+038.75	2.731	36.94	100.882	29.604	44.667	47.962	2.103	2.117	1.649	29.403	0.072	1.250	47.470	47.470
0+039.75	2.708	36.77	99.555	29.998	45.866	47.915	2.078	2.091	1.635	29.801	0.075	1.250	48.648	48.648
0+040.75	2.685	36.60	98.284	30.386	47.060	47.871	2.053	2.065	1.622	30.192	0.078	1.250	49.823	49.823
0+041.75	2.664	36.43	97.065	30.768	48.249	47.829	2.029	2.041	1.609	30.577	0.081	1.250	50.995	50.995
0+042.75	2.645	36.25	95.895	31.143	49.434	47.791	2.007	2.018	1.597	30.955	0.085	1.250	52.164	52.165
0+043.75	2.627	36.08	94.770	31.513	50.614	47.753	1.985	1.996	1.585	31.328	0.088	1.250	53.329	53.329
0+044.75	2.609	35.91	93.687	31.877	51.791	47.718	1.963	1.974	1.574	31.695	0.091	1.250	54.491	54.491
0+045.75	2.593	35.73	92.645	32.235	52.962	47.686	1.943	1.953	1.562	32.056	0.095	1.250	55.650	55.650
0+046.75	2.577	35.56	91.642	32.588	54.129	47.654	1.923	1.933	1.552	32.412	0.098	1.250	56.805	56.804
0+047.75	2.562	35.39	90.673	32.937	55.292	47.624	1.904	1.913	1.541	32.763	0.102	1.250	57.956	57.956
0+048.75	2.549	35.21	89.738	33.280	56.450	47.597	1.885	1.895	1.531	33.108	0.105	1.250	59.104	59.104
0+049.75	2.535	35.04	88.833	33.619	57.605	47.570	1.867	1.876	1.521	33.449	0.109	1.250	60.249	60.249
0+050.75	2.522	34.87	87.959	33.953	58.756	47.545	1.850	1.859	1.512	33.786	0.112	1.250	61.391	61.391
0+051.75	2.511	34.69	87.114	34.282	59.902	47.522	1.833	1.842	1.502	34.118	0.116	1.250	62.529	62.529
0+052.75	2.500	34.52	86.295	34.607	61.043	47.500	1.817	1.825	1.493	34.445	0.120	1.250	63.663	63.663
0+053.75	2.485	34.41	85.500	34.929	62.185	47.469	1.801	1.809	1.485	34.768	0.123	0.787	64.793	64.793
0+054.38	2.470	34.41	85.008	35.132	62.907	47.441	1.792	1.797	1.478	35.031	0.080	1.250	65.457	65.457

Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Una vez que se obtuvieron los tirantes en la sección vertedora, se encontró la altura para revestir los muros que la delimitan; para el cálculo del bordo libre se considera la siguiente fórmula:

$$0.61 + 0.037 v^3 \sqrt{d}$$

Y los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 47. Cálculo de bordo libre

ESTACIÓN	d	V	$\sqrt[3]{Vd}$	BL	h=d+B L	Elev. de la plantilla	Elev. B. libre
	m	m/s		m	M	Msnm	msnm
0+002.75	7.955	8.661	1.996	1.250	9.205	2021.800	2031.005
0+003.75	7.443	9.294	1.952	1.281	8.724	2021.730	2030.454
0+004.75	6.986	9.942	1.912	1.313	8.299	2021.550	2029.849
0+005.75	6.587	10.589	1.875	1.344	7.931	2021.270	2029.201
0+006.75	6.234	11.235	1.840	1.375	7.609	2020.900	2028.509
0+007.75	5.909	11.898	1.808	1.406	7.315	2020.440	2027.755
0+008.75	5.615	12.571	1.777	1.437	7.052	2019.890	2026.942
0+009.75	5.350	13.246	1.749	1.467	6.817	2019.260	2026.077
0+010.75	5.111	13.927	1.723	1.498	6.609	2018.550	2025.159
0+011.75	4.889	14.617	1.697	1.528	6.417	2017.760	2024.177
0+012.75	4.683	15.322	1.673	1.558	6.241	2016.880	2023.121
0+013.75	4.497	16.020	1.651	1.588	6.085	2015.940	2022.025
0+014.75	4.330	16.731	1.630	1.619	5.949	2014.910	2020.859
0+015.75	4.170	17.447	1.610	1.649	5.819	2013.810	2019.629
0+016.75	4.023	18.165	1.590	1.679	5.702	2012.640	2018.342
0+017.29	3.951	18.551	1.581	1.695	5.646	2011.980	2017.626
0+017.75	3.899	18.876	1.574	1.709	5.608	2011.405	2017.013
0+018.75	3.777	19.566	1.557	1.737	5.514	2010.155	2015.669
0+019.75	3.670	20.225	1.542	1.764	5.434	2008.905	2014.339
0+020.75	3.574	20.857	1.529	1.790	5.364	2007.655	2013.019
0+021.75	3.488	21.465	1.517	1.814	5.302	2006.405	2011.707
0+022.75	3.411	22.051	1.505	1.838	5.249	2005.155	2010.404
0+023.75	3.339	22.618	1.495	1.861	5.200	2003.905	2009.105
0+024.75	3.282	23.165	1.486	1.884	5.166	2002.655	2007.821
0+025.75	3.231	23.695	1.478	1.906	5.137	2001.405	2006.542
0+026.75	3.169	24.217	1.469	1.926	5.095	2000.155	2005.250
0+027.75	3.117	24.722	1.461	1.946	5.063	1998.905	2003.968
0+028.75	3.071	25.215	1.454	1.966	5.037	1997.655	2002.692
0+029.75	3.027	25.696	1.447	1.985	5.012	1996.405	2001.417
0+030.75	2.977	26.170	1.439	2.003	4.980	1995.155	2000.135
0+031.75	2.939	26.630	1.432	2.021	4.960	1993.905	1998.865
0+032.75	2.904	27.080	1.427	2.039	4.943	1992.655	1997.598

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

ESTACIÓN	d	V	$\sqrt[3]{Vd}$	BL	h=d+B L	Elev. de la plantilla	Elev. B. libre
	m	m/s		m	M	Msnm	msnm
0+033.75	2.870	27.521	1.421	2.057	4.927	1991.405	1996.332
0+034.75	2.838	27.953	1.416	2.074	4.912	1990.155	1995.067
0+035.75	2.809	28.377	1.411	2.091	4.900	1988.905	1993.805
0+036.75	2.781	28.794	1.406	2.108	4.889	1987.655	1992.544
0+037.75	2.755	29.202	1.402	2.125	4.880	1986.405	1991.285
0+038.75	2.731	29.604	1.398	2.141	4.872	1985.155	1990.027
0+039.75	2.708	29.998	1.394	2.157	4.865	1983.905	1988.770
0+040.75	2.685	30.386	1.390	2.173	4.858	1982.655	1987.513
0+041.75	2.664	30.768	1.386	2.188	4.852	1981.405	1986.257
0+042.75	2.645	31.143	1.383	2.204	4.849	1980.155	1985.004
0+043.75	2.627	31.513	1.380	2.219	4.846	1978.905	1983.751
0+044.75	2.609	31.877	1.377	2.234	4.843	1977.655	1982.498
0+045.75	2.593	32.235	1.374	2.249	4.842	1976.405	1981.247
0+046.75	2.577	32.588	1.371	2.263	4.840	1975.155	1979.995
0+047.75	2.562	32.937	1.368	2.278	4.840	1973.905	1978.745
0+048.75	2.549	33.280	1.366	2.292	4.841	1972.655	1977.496
0+049.75	2.535	33.619	1.364	2.306	4.841	1971.405	1976.246
0+050.75	2.522	33.953	1.361	2.320	4.842	1970.155	1974.997
0+051.75	2.511	34.282	1.359	2.334	4.845	1968.905	1973.750
0+052.75	2.500	34.607	1.357	2.348	4.848	1967.655	1972.503
0+053.75	2.485	34.929	1.354	2.361	4.846	1966.405	1971.251
0+054.38	2.470	35.132	1.352	2.367	4.837	1965.618	1970.455

Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019

6.4.4.1.3. Cubeta lanzadora

Para el diseño de la cubeta lanzadora se considera el tirante de la estación 0+054.38, ya que es donde comienza la estructura.

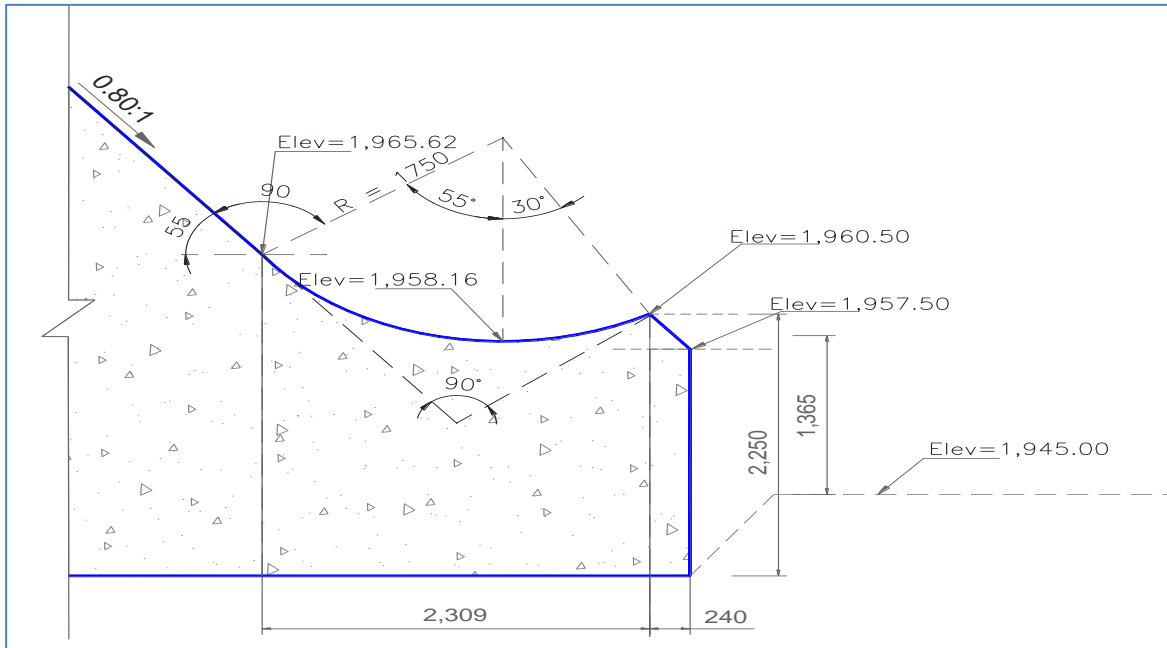
Para el diseño de la cubeta se considera un $R=7d$ (recomendación del consultivo); por tanto, el radio es igual a:

$$R = 7(2.47) = 17.29$$

Que para fines prácticos se considerara de 1750 cm.

A continuación, se muestra la geometría de la cubeta lanzadora:

Figura 75. Geometría de la cubeta lanzadora



Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019

6.4.4.1.4. Cálculo del tirante en la sección de descarga

Ya con la geometría de la cubeta se calculará el tirante que se presentará, y con esto se podrá calcular la distancia a la que llegará el chorro de agua.

Para lo cual se utilizarán los siguientes datos:

ELEV. PLANTILLA=	1956.62 msnm
ELEV. PLANTILLA =	1960.50 msnm
ELEV. CAMBIO DE PTE =	1958.16 msnm
ANCHO DE LA BASE =	79.86 m
LONGITUD L =	23.09 m
TIRANTE d1=	2.47 m
CARGA DE VELOCIDAD hv1=	62.907 m

Con los datos anteriores, y aplicando el Teorema de Bernoulli, obtenemos el tirante en la salida.

Tabla 48. Cálculo del tirante de salida

d	A	v	hv	P	r	r ^{2/3}	v _m	h _f	Σ ₁	Σ ₂
m	m ²	m/s	m	m	m	M	m/s	m	m	m

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

1.087	86.773	34.417	60.373	44.673	1.942	1.697	29.57	1.577	65.377	65.377
-------	--------	--------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	--------	--------

Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019

Ya con el tirante y la velocidad calculamos la altura de revestimiento en la cubeta lanzadora.

Tabla 49. Revestimiento cubeta lanzadora

ESTACIÓN	d	V	³ v d	BL	h=d+BL	Elev. De la plantilla	Elev. B. libre
	m	m/s		m	m	Msnm	Msnm
0+076.47	1.087	34.417	1.028	1.919	3.006	1960.5	1963.103

Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica, agosto 2019

Para fines prácticos se considera una elevación de 1964 msnm, ya que el tirante aguas abajo es de 13.65 m y con esta cota se evita que el agua cubra la parte baja de esta sección.

6.4.4.1.5. Presión sobre la cubeta

Para el cálculo de la presión que se genera sobre la cubeta se utilizó la siguiente ecuación:

$$P = \frac{(\gamma w) \cdot v^2}{g(R/d)}$$

De donde sabemos que:

$$\gamma w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$R = 17.5 \text{ m}$$

Por tanto, sustituyendo los valores obtenemos que la presión sobre la cubeta es de:

$$P = \frac{1,000 \cdot 34.417^2}{9.81(17.50/1.087)} = 7,500.12 \text{ kg/m}^2$$

6.4.4.1.6. Cálculo de la distancia de chorro

Para determinar cuál es la distancia que alcanzará el chorro de agua por la cubeta lanzadora se utilizó la expresión siguiente:

$$\frac{x}{h_v} = \sin 2\theta + 2 \cos \theta \sqrt{\sin^2 \theta + \frac{y}{h_v}}$$

De lo cual sabemos que:

$$\theta = 15^\circ \text{ (recomendación de la CONAGUA)}$$

$$h_v = 60.373 \text{ m}$$

$$\text{Elevación de la plantilla} = 1938.0 \text{ msnm}$$

$$\text{Elevación del terreno} = 1945.0 \text{ msnm}$$

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

$$y = 22.5 \text{ m}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación anterior, previo el despeje de x, obtenemos que:

$$\begin{aligned}
 x &= \left(\sin^2(15) \right. \\
 &+ 2 \cos(15) \sqrt{\sin^2(15) + \frac{22.50}{(60.373)}} \left. \right) (60.373) \\
 &= 107.522 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Una vez que se calculó la distancia máxima del chorro, se proponen valores de x, para obtener la coordenada y.

Por otro lado, ya que la elevación del nivel de terreno natural se localiza a la cota 1945.0, la ubicación de la distancia de chorro donde impactará es de 96.65 m de la descarga.

Tabla 50. Coordenadas de la curva

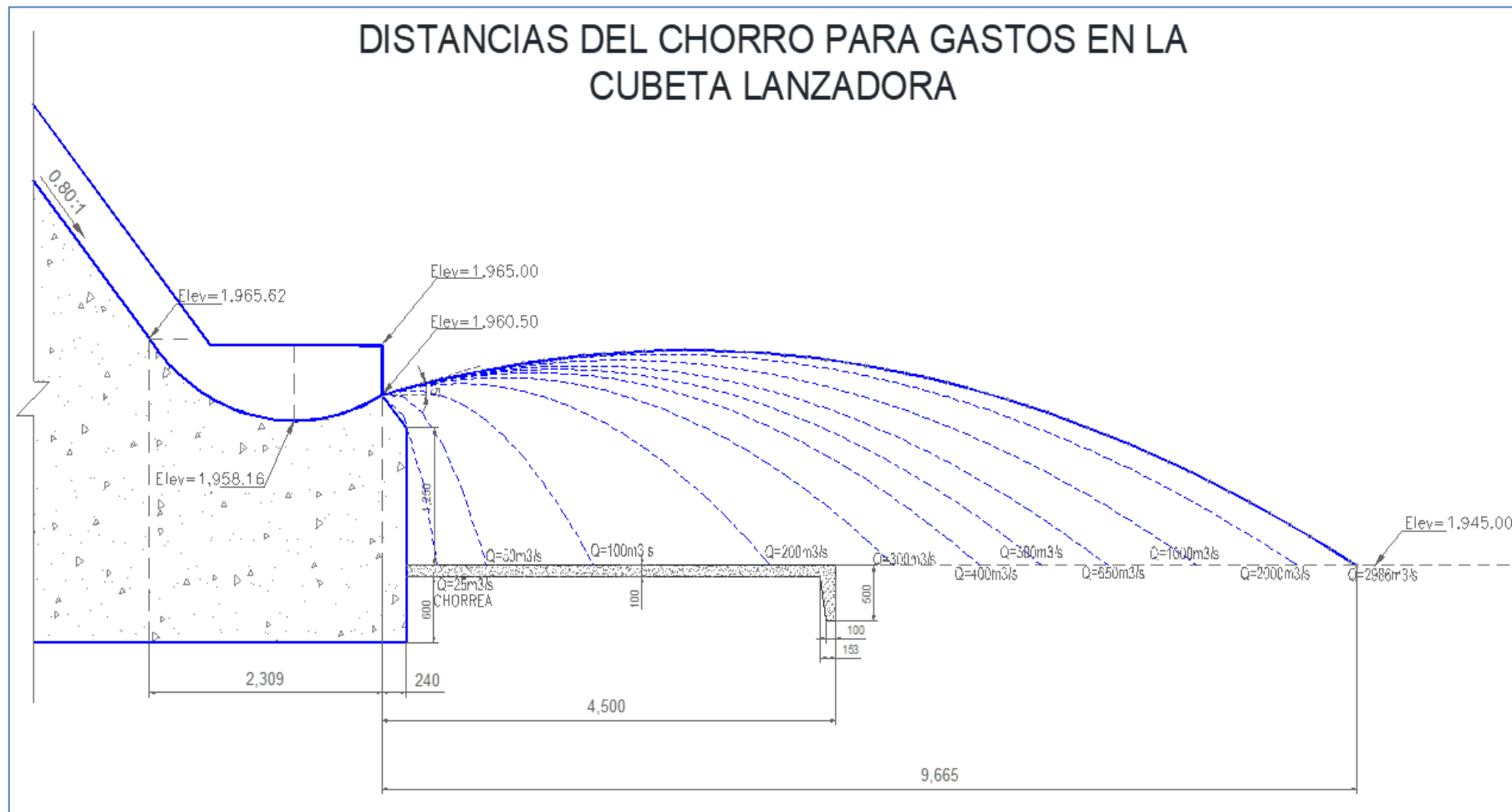
X	Y	x	Y
0.000	22.500	56.000	23.587
2.000	23.018	58.000	23.111
4.000	23.501	60.000	22.599
6.000	23.948	62.000	22.052
8.000	24.360	64.000	21.470
10.000	24.736	66.000	20.852
12.000	25.076	68.000	20.198
14.000	25.381	70.000	19.509
16.000	25.651	72.000	18.785
18.000	25.885	74.000	18.024
20.000	26.084	76.000	17.229
22.000	26.247	78.000	16.398
24.000	26.374	80.000	15.531
26.000	26.466	82.000	14.629
28.000	26.523	84.000	13.692
30.000	26.544	86.000	12.718
32.000	26.530	88.000	11.710
34.000	26.480	90.000	10.666
36.000	26.394	92.000	9.586
38.000	26.273	94.000	8.471
40.000	26.117	96.000	7.320
42.000	25.925	98.000	6.134
44.000	25.697	100.000	4.913
46.000	25.434	102.000	3.655

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

X	Y	x	Y
48.000	25.136	104.000	2.363
50.000	24.802	106.000	1.035
52.000	24.432	107.522	0.000
54.000	24.027		

Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019

Figura 77. Distancia del chorro para diferentes gastos



Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019

6.4.4.1.7. Cálculo de la cavitación

De acuerdo con los datos siguientes, se calculó la presencia de la cavitación en el vertedor:

$$Q_{\text{diseño}} = 2,986.46 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C = 2.156$$

$$\text{Elevac.} = 2021.80 \text{ msnm}$$

Coeficiente de Manning:

$$n = 0.15$$

Pendiente de la rápida:

$$S = 0.80:1 (1.25)$$

Longitud efectiva de la cresta:

$$L_c = 42.50 \text{ m}$$

Carga de diseño:

$$H = 10.20 \text{ m}$$

a) Obtención de h_{p1}

Para calcular h_{p1} se utilizó la expresión siguiente:

$$h_{p1} = d \cos(\text{angtan}(S))$$

$$h_{p1} = 7.383 \cos(\text{angtan}(1.25))$$

$$h_{p1} = 4.612$$

b) Corrección de la presión por curvatura

En la estación 1 hay curvatura, por lo tanto, no se realiza la corrección.

$$\pm \frac{d}{g} \frac{v^2}{r}$$

c) Obtención de la carga de presión h_p , (suma de los incisos a y b).

$$h_p = h_{p1} \pm \frac{d}{g} \frac{v^2}{r}$$

$$h_p = 4.612 \pm 0$$

$$h_p = 4.612$$

d) Obtención de h_v , tomando una temperatura de 30°.

$$h_v = -9.60 \text{ m}$$

e) Obtención de k y la relación x/k .

El valor de k se puede obtener. Un valor conservador es obtener k con dos métodos y seleccionar el más grande. Con el fin de estar del lado de la seguridad, para nuestro caso tomaremos k = 6 mm, por tanto:

$$\frac{x}{k} = \frac{3.75}{\left(\frac{6}{1000}\right)}$$

$$\frac{x}{k} = 625.00$$

f) Obtención de la relación $\frac{v_k}{\sqrt{2gh}}$

$$\frac{v_k}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{0.33 + \log \frac{x}{k}}$$

$$\frac{v_k}{\sqrt{2gh}} = \frac{1.68}{0.33 + \log \frac{3.75}{\left(\frac{6}{1000}\right)}}$$

$$\frac{v_k}{\sqrt{2gh}} = 0.53745$$

g) Carga de velocidad local $\frac{v_k^2}{2g}$ se obtiene de elevar al cuadrado el inciso anterior y multiplicando por h

$$\frac{v_k^2}{2g} = (0.53745)^2 \times 0.07 \text{ m}$$

$$\frac{v_k^2}{2g} = 0.020 \text{ m}$$

h) Obtención del índice de cavitación local

$$\sigma_k = \frac{h_p - h_v}{\frac{V k^2}{2g}}$$

$$\sigma_k = \frac{4.612 - (-9.60)}{0.020}$$

$$\sigma_k = 702.889$$

i) Corrección del índice de cavitación local

$$\sigma_{kp} = 0.76 \sigma_k$$

$$\sigma_{kp} = 534.196$$

j) Obtención del índice de cavitación incipiente

Para $5 \text{ mm} \leq k \leq 10 \text{ mm}$

En superficies con acabado de concreto $\sigma_{ki} = 1.5$

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

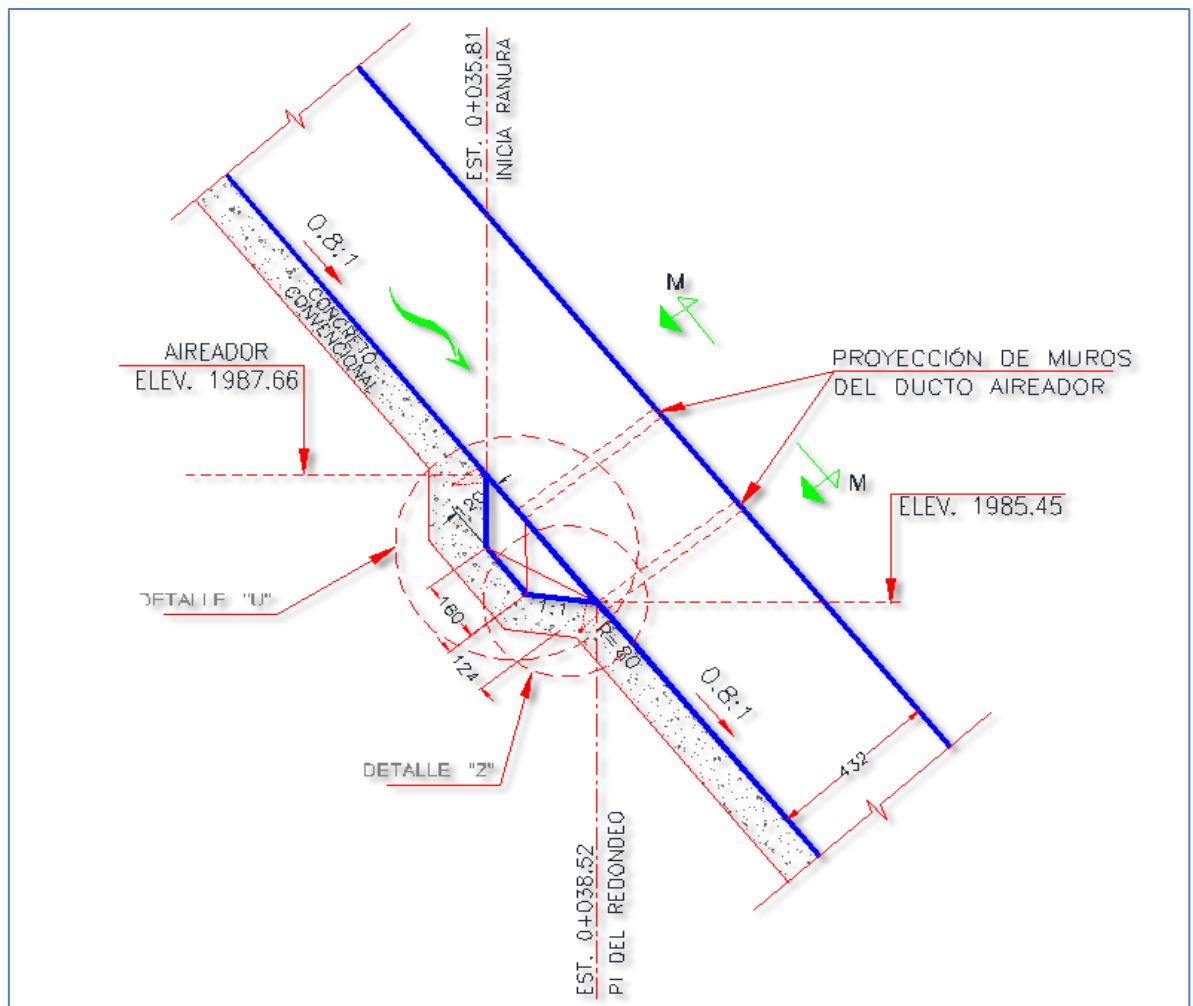
De acuerdo con Echávez (1979) si se presenta que:

$o_k > ok$, existe la posibilidad de cavitación.

Entonces entre las estaciones 35 y 36 existe riesgo de cavitación en la sección vertedora de la presa El Tunal II, por lo que se colocará un aireador para evitar el fenómeno de la cavitación en la superficie del concreto de la rápida en la sección vertedora.

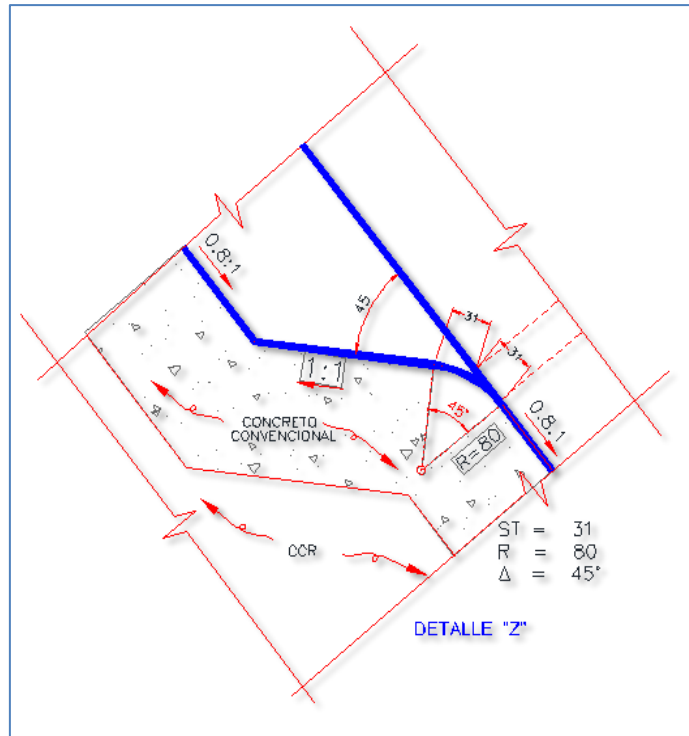
Por lo que se concluye que se deberá colocar un aireador inducido entre las estaciones 0+035.75 y 0+036.75, para evitar que se presente el fenómeno de cavitación en la superficie de la rápida en la sección vertedora.

Figura 78. Detalle del aireador



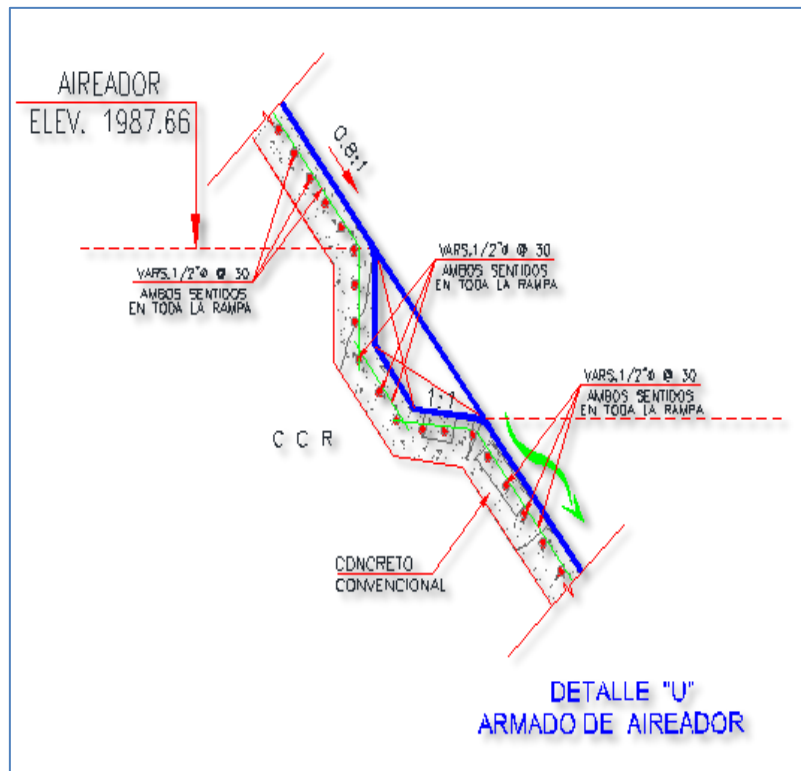
Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019

Figura 79. Detalle del aireador 2



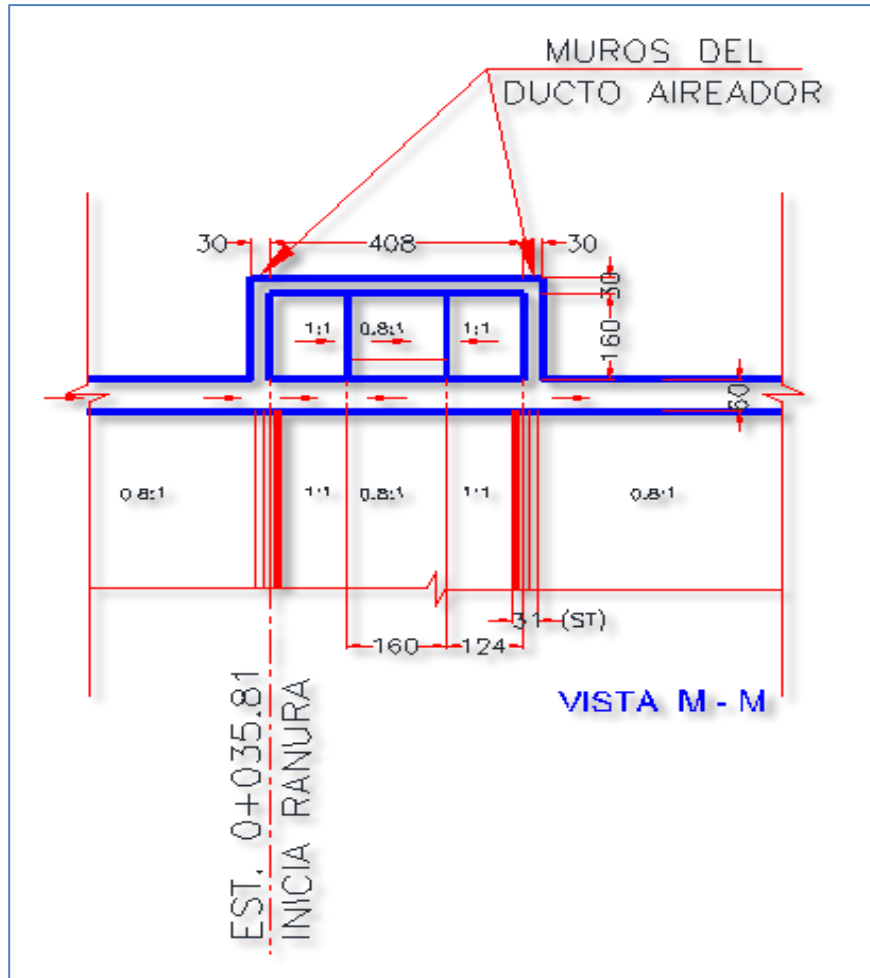
Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019.

Figura 80. Armado de aireador



Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019.

Figura 81. Muros del ducto aireador



Fuente: Memoria de Cálculo Hidráulica Vertedor de Demasías, agosto 2019.

6.4.4.2. CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA OBRA DE DESVÍO

6.4.4.2.1. Determinación de los tirantes en el río

Para obtener un gasto similar al gasto de diseño, se propusieron tirantes a cada metro, obteniendo que con un tirante de 13.65 m se tiene un gasto de 2995.73 m³/s; asimismo se presenta un tirante en la obra de desvío de 6.4 m y un caudal de 673.05 m³/s.

Tabla 51. Tirantes en el río

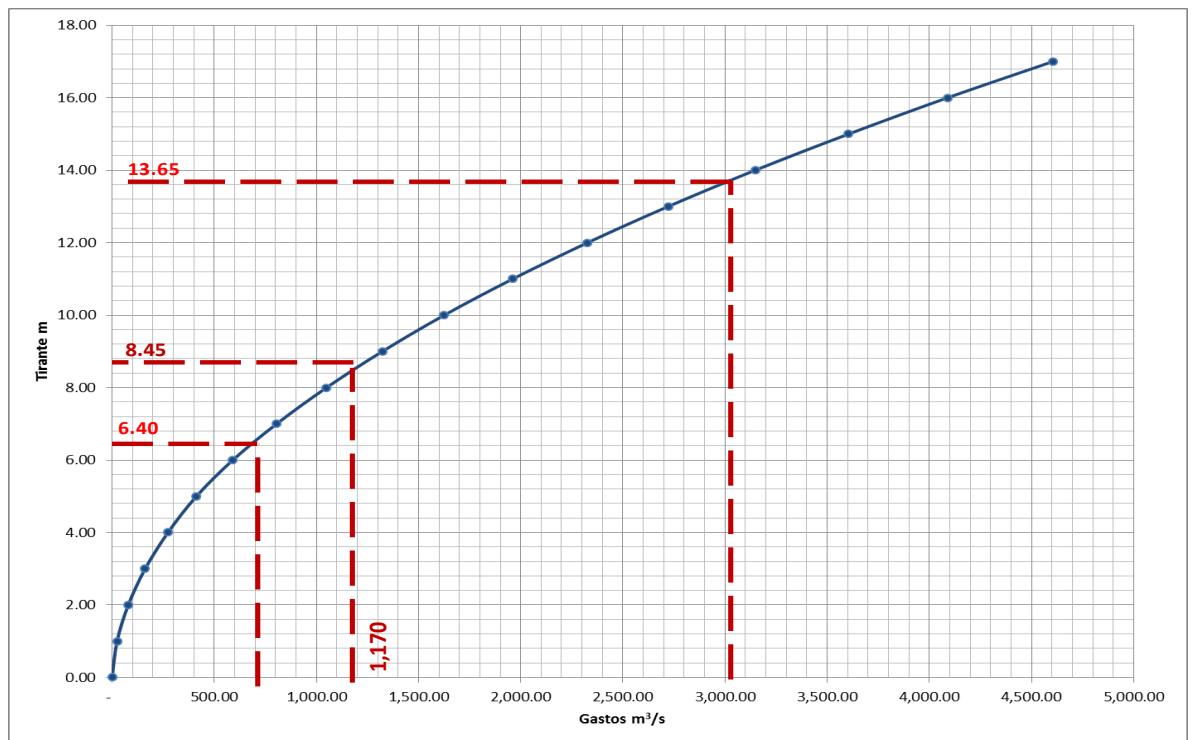
t	A	P	r	r ^{2/3}	s ^{1/2}	n	V	Q
m	m ²	m	m	M			m/s	m/s
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.00	28.47	61.63	0.46	0.60	0.05	0.04	0.85	24.31
2.00	62.01	73.12	0.85	0.90	0.05	0.04	1.28	79.36
3.00	100.68	84.22	1.20	1.13	0.05	0.04	1.61	162.01

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

t	A	P	r	$r^{2/3}$	$s^{1/2}$	n	V	Q
m	m ²	m	m	M			m/s	m/s
4.00	144.50	94.72	1.53	1.33	0.05	0.04	1.89	273.56
5.00	193.26	105.70	1.83	1.50	0.05	0.04	2.14	412.82
6.00	246.72	113.78	2.17	1.68	0.05	0.04	2.39	590.48
6.40	269.11	116.17	2.32	1.75	0.05	0.04	2.50	673.05
7.00	303.41	119.77	2.53	1.86	0.05	0.04	2.65	805.45
8.00	362.72	125.81	2.88	2.03	0.05	0.04	2.89	1,049.61
9.00	424.75	131.91	3.22	2.18	0.05	0.04	3.12	1,323.13
10.00	489.49	138.04	3.55	2.33	0.05	0.04	3.32	1,626.10
11.00	556.89	143.86	3.87	2.47	0.05	0.04	3.52	1,961.36
12.00	626.85	149.69	4.19	2.60	0.05	0.04	3.71	2,326.62
13.00	699.38	155.52	4.50	2.72	0.05	0.04	3.89	2,721.98
13.65	747.98	159.34	4.69	2.80	0.05	0.04	4.01	2,995.73
14.00	774.47	161.39	4.80	2.85	0.05	0.04	4.06	3,147.67
15.00	852.13	167.21	5.10	2.96	0.05	0.04	4.23	3,605.03
16.00	932.49	173.41	5.38	3.07	0.05	0.04	4.38	4,088.86
17.00	1,051.58	179.61	5.65	3.17	0.05	0.04	4.53	4,604.76

Fuente: Memoria Hidráulica de la Obra de Desvío, agosto 2019

Figura 82. Tirantes vs gastos



Fuente: Memoria Hidráulica Obra de Desvío, agosto 2019

6.4.4.2.2. Obra de desvío

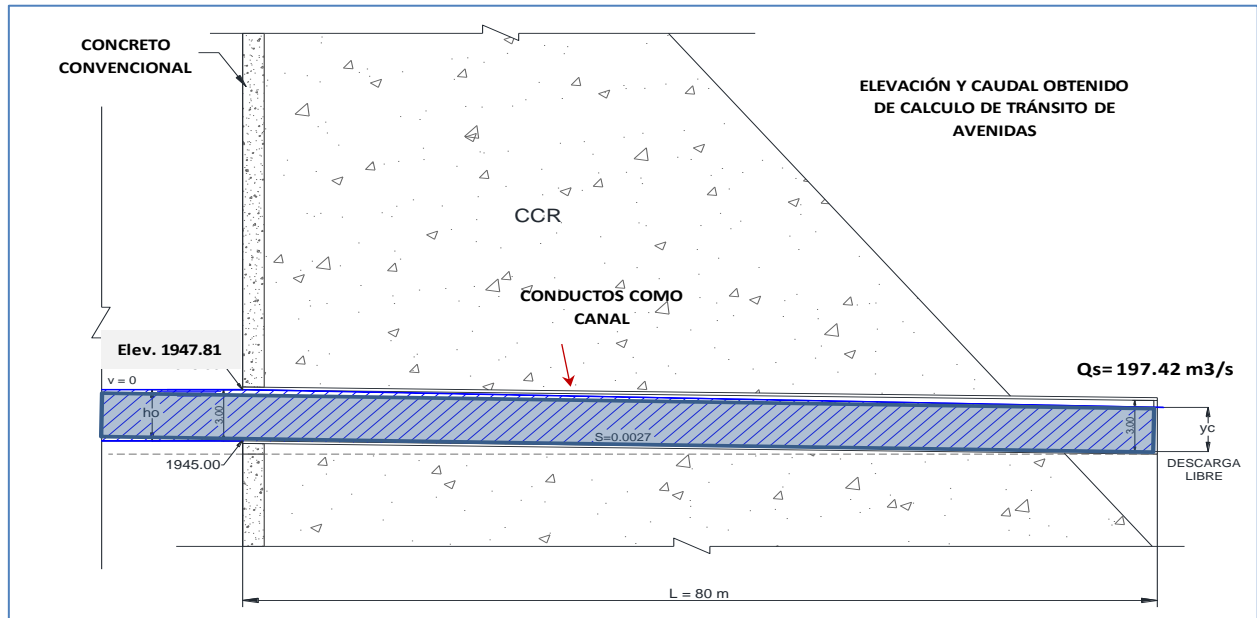
La obra de desvío no trabajará en simultáneo con la obra de excedencias.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Para la cual se consideraron tres conductos de sección cuadrada de 3x3 m con una longitud de 80 m con descarga libre aguas abajo de la cortina.

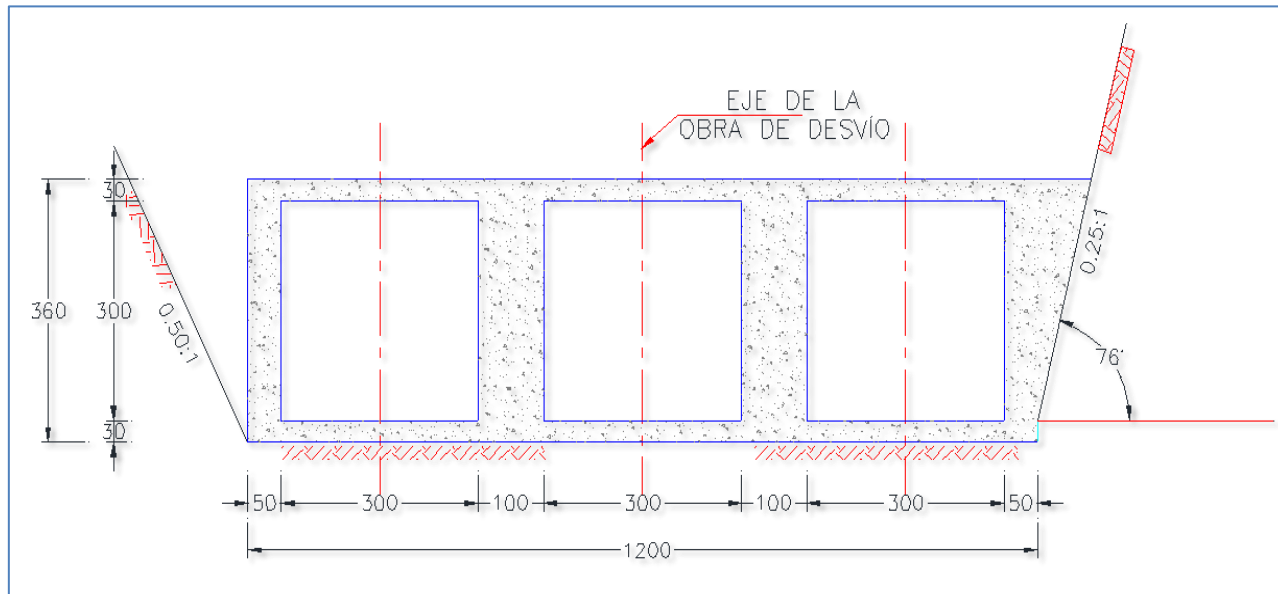
Se consideró un caudal de $Q=641.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figura 83. Esquema de la obra de desvío



Fuente: Memoria Hidráulica Obra de Desvío, agosto 2019

Figura 84. Sección de los conductos de la obra de desvío



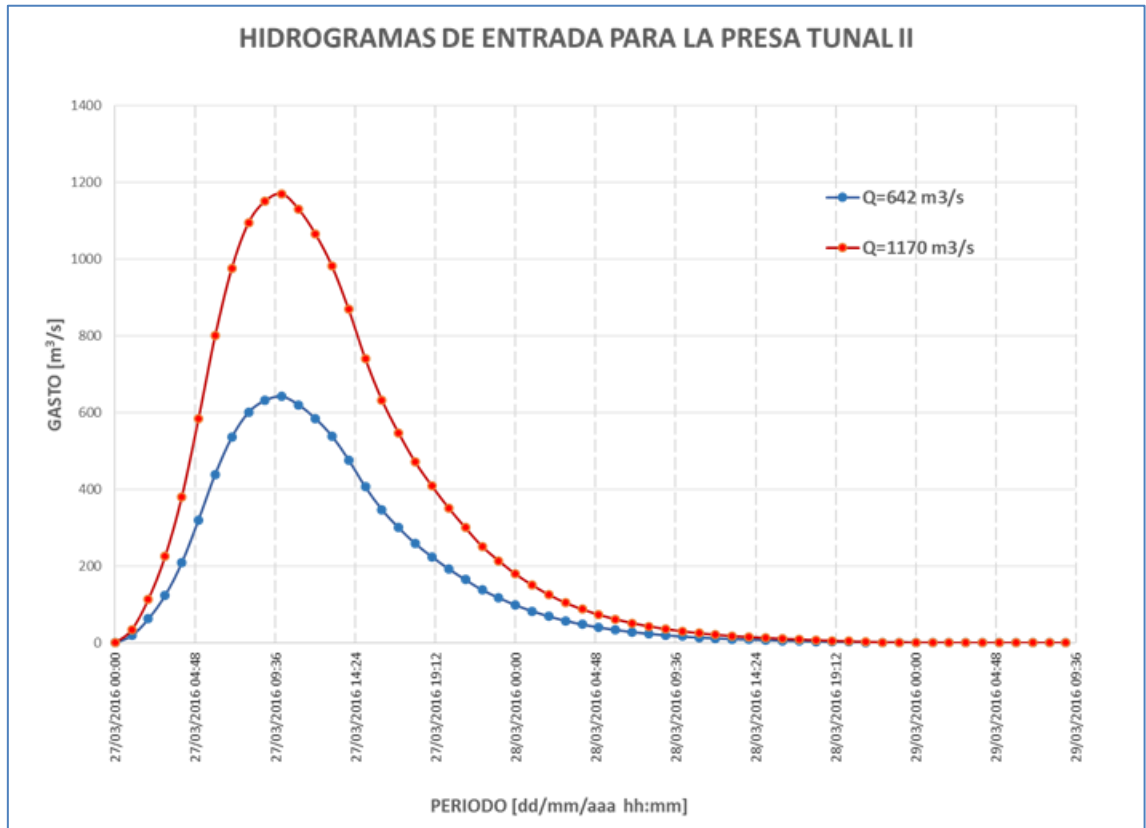
Fuente: Memoria Hidráulica Obra de Desvío, agosto 2019

6.4.4.2.3. Tránsito de avenida para evaluar el gasto de diseño

Se evaluó el incremento de gasto para los conductos de la obra de desvío y su impacto en el diseño de la presa “El Tunal II”.

La tormenta de diseño se incrementa en 528 m³, lo cual prácticamente duplica el gasto que transita por los conductos.

Figura 85. Hidrogramas de entrada



Fuente: Memoria Hidráulica Obra de Desvío, agosto 2019

El tránsito de avenidas se realizó en el software SWMM. El modelo se alimentó con la información de la capacidad de la presa, determinada por la curva de elevaciones-áreas y la de elevaciones-capacidades, así como con el hidrograma de entrada de la tormenta de 641.5 m³/s y la geometría de los conductos. Se simularon dos días de duración, acordes con la duración del hidrograma.

Se realizó el tránsito del gasto desde el embalse a lo largo de tres conductos de 3 x 3 m de sección cada uno, con una longitud de 80 metros.

El nivel de plantilla del embalse se encuentra en la elevación 1942 msnm, mientras que la plantilla de los conductos se encuentra en la elevación 1945 msnm al ingreso y en la elevación 1944 msnm en la descarga.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

6.4.4.2.4. Resultados

El instante en que el embalse alcanza su tirante máximo, a la elevación 1956.39 msnm, el volumen almacenado es de 514,971 m³, después de haber alcanzado el gasto pico de 641.50 m³/s. El nivel del agua, una vez terminada la tormenta, permanece en la elevación 1945, dado que la elevación del fondo del cauce es la 1942.

Tabla 52. Datos obtenidos del cálculo hidráulico por el método de tránsito de avenidas

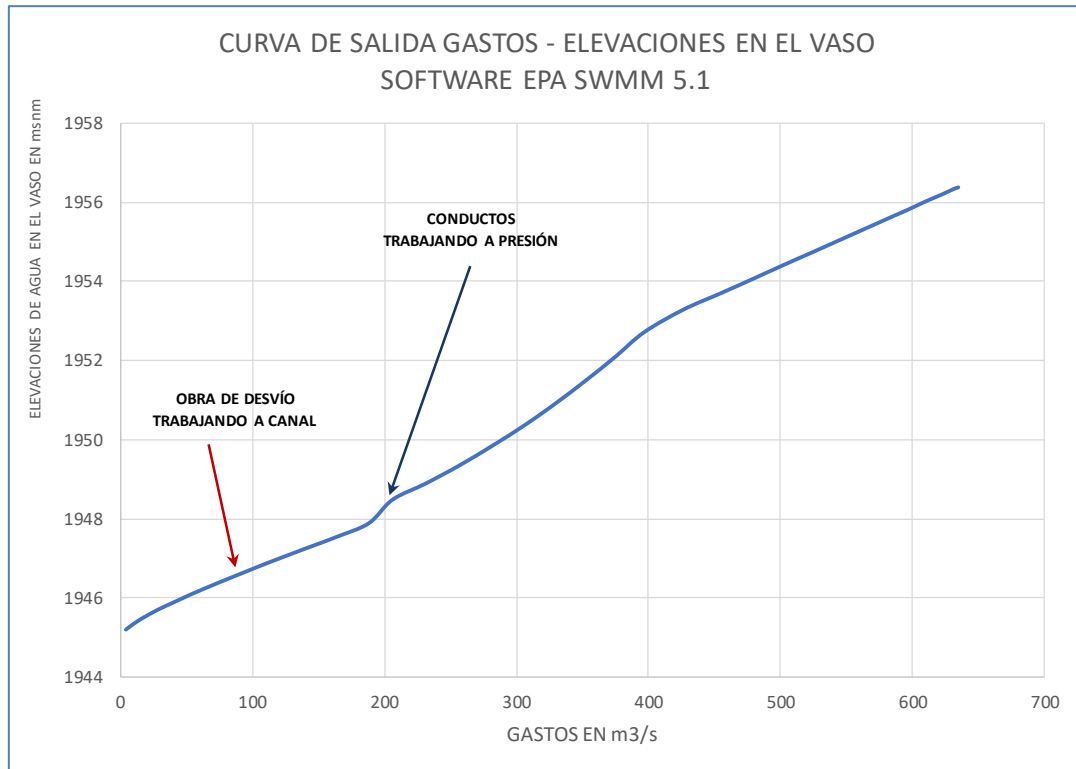
Elevaciones	Gasto
1945.2	4.07
1945.31	8.45
1945.41	12.83
1945.50	17.2
1945.70	28.15
1945.88	39.76
1946.06	51.41
1946.23	63.16
1946.43	77.62
1946.63	92.49
1946.83	107.34
1947.02	122.2
1947.28	142.83
1947.55	164.47
1947.89	188.33
1948.48	206.1
1948.89	231.3
1949.35	257.02
1949.86	282.57
1950.37	306.56
1950.91	329.58
1951.49	352.52
1952.09	374.92
1952.71	396.76
1953.28	426.45
1953.70	455.2
1954.07	480.04
1954.42	503.22
1954.72	523.6
1954.98	541.05
1955.22	557.16
1955.45	572.62
1955.65	586.09
1955.81	597.02
1955.96	606.56
1956.09	615.29
1956.19	622.43

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Elevaciones	Gasto
1956.27	627.59
1956.33	631.55
1956.37	634.79

Fuente: Memoria Hidráulica Obra de Desvío, agosto 2019

Figura 86. Curva elevaciones vs gastos



Fuente: Memoria Hidráulica Obra de Desvío, agosto 2019

6.4.4.3. CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA OBRA DE TOMA

La presa El Tunal II tendrá una sola obra de toma; el eje de la obra de toma está ubicado en la elevación 1981.30, la cual permitirá pasar el gasto al segundo nivel que es el vaso de la presa Guadalupe Victoria. La obra de toma de la segunda presa extraerá la misma cantidad que se extrajo de la presa El Tunal II y el adicional que corresponde de la captación de la presa Guadalupe Victoria, es decir el caudal extraído de la presa El Tunal II no se almacenará en la presa Guadalupe Victoria, sino que solo se hará pasar por esta.

La obra de toma se encuentra alojada en la margen derecha del río El Tunal y en el cuerpo de la cortina; el vaso de la presa cuenta con un canal de acceso, con el fin de encauzar el gasto hacia la estructura de rejillas, donde empieza una tubería de acero de 243 mm (96") de diámetro, continuando hacia aguas abajo del cuerpo de la cortina. A continuación, se diseñó una bifurcación provista para cada una de las tuberías de la misma con válvulas de regulación de gasto.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Con el fin de proporcionar un gasto constante se eligió este tipo de toma con bifurcación, con una capacidad de 15 m³/s.

6.4.4.3.1. Datos de diseño

Para el cálculo de la obra de toma se consideraron los siguientes datos:

Tabla 53. Datos de diseño de la obra de toma

Gasto de la obra de toma	15 m ³ /s
Elevación del NAME	2032.00 msnm
Elevación del NAMO	2021.80 msnm
Elevación del NAMIN	1981.30 msnm
Elevación de la Obra de Toma	1981.96 msnm
Diámetro de la tubería	2.43 m (96")

Fuente: Memoria de cálculo hidráulica de la obra de toma, agosto 2019

6.4.4.3.2. Análisis con dos válvulas abiertas

Pérdida de carga

1.- En la rejilla valor máximo

$$h_1 = 0.15 \text{ m}$$

2.- En la entrada

Diam = 2.43 m K = 0.05 para entradas con aristas redondeadas

$$h_e = K_e \frac{v^2}{2g}$$
$$v_1 = \frac{15}{0.785 * 2.43^2} = 3.23 \text{ m/s}$$

$$h_e = 0.05 \frac{3.23^2}{2 * 9.81} = 0.03 \text{ m}$$

3.- Pérdidas por fricción en la tubería, empleando la fórmula de Scobey

Con una longitud de tubería de 46 metros.

$$h_{tuberia} = K * \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} = 0.4 * \frac{(10.59)^{1.9}}{8^{1.1}}$$
$$= 3.59 \frac{ft}{1000} ft$$
$$h_{tuberia} = \frac{150.91 ft * 3.59 ft}{1000} = 0.542 ft$$
$$= 0.167 \text{ m}$$

4.- Pérdidas en la válvula de mariposa de 96" (2.43 m) (abierta al 80% K=0.7)

$$h_{valvula} = K \frac{V^2}{2g} = 0.7 \frac{3.23^2}{2 * 9.81} = 0.37 \text{ m}$$

5.- Pérdidas por fricción en la tubería, empleando la fórmula de Scobey

con una longitud de tubería de 1.8 metros desde la válvula de mariposa de emergencia hasta el atraque de la bifurcación

$$\begin{aligned} h_{tuberia} &= K * \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} = 0.4 * \frac{(10.59)^{1.9}}{8^{1.1}} \\ &= 3.59 \frac{ft}{1000} ft \\ h_{tuberia} &= \frac{5.90 \text{ ft} * 3.59 \text{ ft}}{1000} = 0.021 \text{ ft} \\ &= 0.0065 \text{ m} \end{aligned}$$

6.- Pérdidas en la bifurcación con K=1 para derivaciones

De $15/2 = 7.5 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\begin{aligned} v_2 &= \frac{7.5}{0.785 * 2.43^2} = 1.61 \text{ m/s} \\ h_{bifurcacion} &= K \frac{V^2}{2g} = 1 \frac{1.61^2}{2 * 9.81} = 0.13 \text{ m} \end{aligned}$$

7.- En la reducción codo-cono de 2.43 m a 1.52 m en la bifurcación

$$v_2 = \frac{7.5}{0.785 * 1.52^2} = 4.13 \text{ m/s}$$

Con K=0.28

$$h_{codo-cono} = K \frac{V^2}{2g} = 0.28 \frac{4.13^2}{2 * 9.81} = 0.24 \text{ m}$$

8.- En el codo de la bifurcación con K=0.9

$$\begin{aligned} Dm &= \frac{2.43 + 1.52}{2} = 1.9 \text{ m} \\ v_3 &= \frac{7.5}{0.785 * 1.9^2} = 2.65 \text{ m/s} \\ h_{codo \text{ bifurcacion}} &= K \frac{V^2}{2g} = 0.9 \frac{2.65^2}{2 * 9.81} = 0.32 \text{ m} \end{aligned}$$

9.- Por fricción en la bifurcación y codo-cono

Con una longitud de 7.5 m

$$Dm = 1.9 \text{ m} = 6.23 \text{ ft}$$

$$V3 = 2.65 \text{ m/s} = 8.69 \text{ ft/s}$$

Con la fórmula de Scobey para acero:

$$h_{bif} = K * \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} = 0.52 * \frac{(8.69)^{1.9}}{6.23^{1.1}} = 4.23 \frac{ft}{1000} ft$$

$$h_{bif} = \frac{24.6 ft * 4.23 ft}{1000} = 0.104 ft = 0.031 m$$

10.- Pérdidas por fricción en la tubería, empleando la fórmula de Scobey

Con una longitud de tubería de 1.8 metros desde la salida del codo-cono hasta la válvula de mariposa de mantenimiento de 1.52 m (60")

$$h_{tuberia} = K * \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} = 0.4 * \frac{(13.54)^{1.9}}{5^{1.1}}$$

$$= 9.62 \frac{ft}{1000} ft$$

$$h_{tuberia} = \frac{5.90 ft * 9.62 ft}{1000} = 0.056 ft$$

$$= 0.017 m$$

11.- Pérdidas en la válvula de mariposa de 1.52 m (60") de diámetro (abierta al 80% K=0.7)

$$h_{valvula} = K \frac{V^2}{2g} = 0.7 \frac{4.13^2}{2 * 9.81} = 0.61 m$$

12.- En la válvula de chorro hueco de 1.52 m (60")

Válvula de chorro hueco de 1.52 m (60") de diámetro

V= 4.13 m

Coefficiente de descarga C=0.85

La válvula que diera igual gasto requeriría una carga h'

$$Q = AC\sqrt{2gh'}$$

Igualando gastos

$$\frac{C^2 h'}{h} = 1 \quad \therefore \quad \frac{h'}{h} = \frac{1}{C^2} \quad \therefore \quad \frac{h' - h}{h}$$

$$= \frac{1 - C^2}{C^2}$$

$$h' - h = h_{ch} \quad \therefore \quad h_{ch} = \frac{1 - C^2}{C^2} \quad \therefore \quad H$$

$$= K \frac{V^2}{2g}$$

$$K = \frac{1 - C^2}{C^2} = \frac{1 - 0.85^2}{0.85^2} = 0.38408$$

$$h_{ch} = 0.38408 * \frac{4.13^2}{19.62} = 0.33 m$$

Suma de pérdidas

$$\begin{aligned}\Sigma \text{pérdidas} &= 0.15 + 0.03 + 0.167 + 0.37 \\ &+ 0.0065 + 0.13 + 0.24 + 0.32 \\ &+ 0.031 + 0.017 + 0.61 + 0.33 \\ &= 2.41 \text{ m}\end{aligned}$$

6.4.4.3.3. Análisis con una válvula abierta

Admitiremos un gasto del 75 % del gasto total y es el mismo que circula en toda la tubería

$$Q = 15 \text{ m}^3/\text{s} * 0.75 = 11.25 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pérdida de carga

1.- En la rejilla, proporcional al cuadrado del gasto:

$$h_1 = 0.15 \left(\frac{11.25}{15} \right)^2 = 0.084 \text{ m}$$

2.- En la entrada:

Diam = 2.43 m K = 0.05 para entradas con aristas redondeadas

$$\begin{aligned}h_e &= K_e \frac{v^2}{2g} \\ v_1 &= \frac{11.25}{0.785 * 2.43^2} = 2.43 \text{ m/s}\end{aligned}$$

$$h_e = 0.05 \frac{2.43^2}{2 * 9.81} = 0.015 \text{ m}$$

3.- Pérdidas por fricción en la tubería, empleando la fórmula de Scobey

Con una longitud de tubería de 46 metros

$$\begin{aligned}h_{tuberia} &= K * \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} = 0.4 * \frac{(7.97)^{1.9}}{8^{1.1}} \\ &= 2.09 \frac{ft}{1000} ft \\ h_{tuberia} &= \frac{150.91 \text{ ft} * 2.09 \text{ ft}}{1000} = 0.3154 \text{ ft} \\ &= 0.097 \text{ m}\end{aligned}$$

4.- Pérdidas en la válvula de mariposa de 96" (2.43 m) (abierta al 80% K=0.7)

$$h_{valvula} = K \frac{v^2}{2g} = 0.7 \frac{2.43^2}{2 * 9.81} = 0.21 \text{ m}$$

5.- Pérdidas por fricción en la tubería, empleando la fórmula de Scobey

Con una longitud de tubería de 1.8 metros desde la válvula de mariposa de emergencia hasta el atraque de la bifurcación

$$\begin{aligned}h_{tuberia} &= K * \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} = 0.4 * \frac{(7.97)^{1.9}}{8^{1.1}} \\&= 2.09 \frac{ft}{1000} ft \\h_{tuberia} &= \frac{5.90 ft * 2.09 ft}{1000} = 0.012 ft \\&= 0.0038 m\end{aligned}$$

6.- En la reducción codo-cono de 2.43 m a 1.52 m en la bifurcación

$$v_2 = \frac{11.25}{0.785 * 1.52^2} = 6.20 m/s$$

Con K=0.06

$$h_{codo-cono} = K \frac{V^2}{2g} = 0.06 \frac{6.20^2}{2 * 9.81} = 0.11 m$$

7.- En el codo de la bifurcación con K=0.9

$$Dm = \frac{2.43 + 1.52}{2} = 1.9 m$$

$$v_3 = \frac{11.25}{0.785 * 1.9^2} = 3.96 m/s$$

$$h_{codo bifurcacion} = K \frac{V^2}{2g} = 0.9 \frac{3.96^2}{2 * 9.81} = 0.72 m$$

8.- Por fricción en la bifurcación y codo-cono

Con una longitud de 7.5 m

$$Dm = 1.9 m = 6.23 ft$$

$$V3 = 3.96 m/s = 13 ft/s$$

Con la fórmula de Scobey para acero

$$\begin{aligned}h_{bif} &= K * \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} = 0.52 * \frac{(13)^{1.9}}{6.23^{1.1}} = 9.08 \frac{ft}{1000} ft \\h_{bif} &= \frac{24.6 ft * 9.08 ft}{1000} = 0.22 ft = 0.068 m\end{aligned}$$

9.- Pérdidas por fricción en la tubería, empleando la fórmula de Scobey

Con una longitud de tubería de 1.8 metros desde la salida del codo-cono hasta la válvula de mariposa de mantenimiento de 1.52 m (60") de diámetro

$$\begin{aligned}
 h_{tuberia} &= K * \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} = 0.4 * \frac{(20.34)^{1.9}}{5^{1.1}} \\
 &= 20.84 \frac{ft}{1000} ft \\
 h_{tuberia} &= \frac{5.90 ft * 20.84 ft}{1000} = 0.123 ft \\
 &= 0.037 m
 \end{aligned}$$

10.- Pérdidas en la válvula de mariposa de 1.52 m (60") de diámetro (abierta al 80% K=0.7)

$$h_{valvula} = K \frac{V^2}{2g} = 0.7 \frac{6.2^2}{2 * 9.81} = 1.37 m$$

11.- En la válvula de chorro hueco de 1.52 m (60")

válvula de chorro hueco de 1.52 m (60") de diámetro

V= 6.2 m

Coeficiente de descarga C=0.85

La válvula que diera igual gasto requeriría una carga h'

$$Q = AC\sqrt{2gh'}$$

Igualando gastos

$$\begin{aligned}
 \frac{C^2 h'}{h} = 1 & \quad \therefore \quad \frac{h'}{h} = \frac{1}{C^2} \quad \therefore \quad \frac{h' - h}{h} \\
 &= \frac{1 - C^2}{C^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h' - h = h_{ch} & \quad \therefore \quad h_{ch} = \frac{1 - C^2}{C^2} \quad \therefore \quad H \\
 &= K \frac{V^2}{2g}
 \end{aligned}$$

$$K = \frac{1 - C^2}{C^2} = \frac{1 - 0.85^2}{0.85^2} = 0.38408$$

$$h_{ch} = 0.38408 * \frac{6.2^2}{19.62} = 0.75 m$$

Suma de pérdidas

$$\begin{aligned}
 \Sigma \text{perdidas} &= 0.084 + 0.015 + 0.097 + 0.21 \\
 &+ 0.0038 + 0.11 + 0.72 + 0.068 \\
 &+ 0.037 + 1.37 + 0.75 = 3.47 m
 \end{aligned}$$

Por lo tanto, el NAMINO se encontrará 3.47 m por encima del eje de la obra de toma.

Se observa que la obra de desvío sigue actualizándose para que tenga la capacidad de transitar la avenida de diseño propuesta por la CONAGUA de 1170 m³/s, y que las adecuaciones son pertinentes para que la avenida no ocasione problemas a la presa.

En lo que respecta al vertedor de demasías, se observa que se requiere actualizar los planos para el ángulo de despegue de la cubeta, ya que se indica un ángulo de 30° y el que se muestra en el chorro de descarga es de 15°.

Por otra parte, para garantizar el funcionamiento del vertedor y de las estructuras, se recomienda hacer un modelo físico.

Con lo descrito anteriormente, y una vez que se realicen las observaciones de la CONAGUA y de este Dictamen, se determina que el proyecto tiene los alcances necesarios para llevarse a cabo.

De acuerdo con los cálculos se observa que las obras están adecuadamente dimensionadas y que los métodos utilizados son los usualmente empleados en este tipo de proyectos, además de que se puede aseverar que cumple con las normas y recomendaciones establecidas.

En virtud de lo anterior, y de acuerdo a los lineamientos establecidos, se concluye adoptar los resultados y dimensionamientos de la revisión hidráulica que se debe complementar con las recomendaciones de la CONAGUA, con el fin de construir las obras de la presa “El Tunal II”.

6.4.5. Criterios de diseño recomendados para la Obra de toma

La salida de la presa es a través de una tubería de concreto de 4.0 m de diámetro y 103 m de longitud que posteriormente se acopla a un tubo de acero de 1.6 m (62”) con longitud de 160 m, cuyo gasto nominal es de 10 000 l/s y es para riego. Entre estos tubos existe una válvula de mariposa que los secciona y regula.

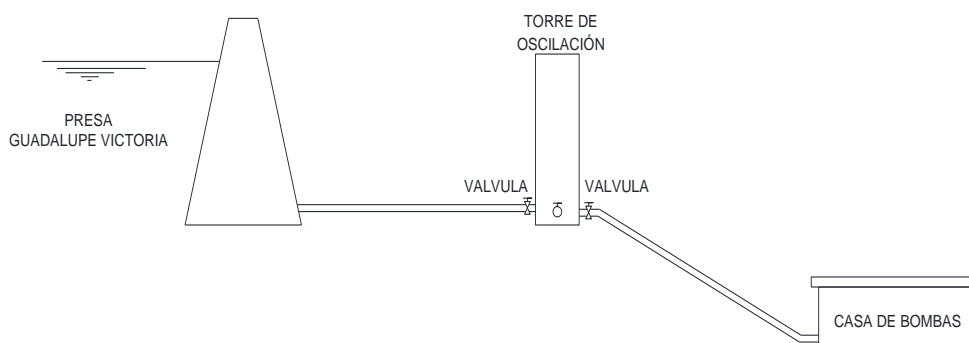
En la obra de toma y en el múltiple de succión debe de contarse con una junta de mantenimiento y Dresser antes de cada válvula, así como ver si en la succión de cada bomba se consideran, en su caso, juntas de dilatación.

En la obra de toma deberá diseñarse un juego de rejillas que impidan el paso de elementos sólidos que pongan en peligro la operación del sistema, preferentemente que la limpieza de estas rejillas sea automatizada.

Entre la obra de toma y la planta de bombeo debe considerarse la construcción de una torre de sumergencia, a fin de proporcionar la carga y el gasto requerido para un mejor funcionamiento de la planta de bombeo; además nos ayudará en el retiro del aire para evitar la cavitación en los equipos de bombeo, regular el flujo y tener control sobre el gasto de extracción, lo que permitirá aminorar los transitorios dentro de la tubería, y se evitará minimizar el fenómeno del golpe de ariete, evitando variaciones de la presión hidráulica que, de no ser controladas, producirán

rupturas o deformaciones en estas. También permitirá eliminar la utilización de las cámaras de aire y reducir el tamaño de la planta de bombeo. Esta torre de oscilación deberá de contar con una válvula de seccionamiento a la entrada y otra a la salida, así como una válvula para el drenado de la misma, con el fin de darle limpieza y mantenimiento.

Figura 87. Croquis de sugerencia de torre de oscilación entre la obra de toma y la planta de bombeo



Fuente: Elaboración propia.

Se plantea que el caudal utilizado para riego es esporádico y nunca consume los 10 000 l/s de diseño, por lo que de ahí se derivará una tubería de 56" que alimentará a la planta de bombeo con los 2700 l/s. Esta premisa debe de asegurarse para que efectivamente se tenga el gasto de diseño estimado y la planta de bombeo trabaje adecuadamente.

6.4.6. Criterios de diseño recomendados para la Planta de bombeo

Posteriormente se mencionan las políticas de operación para proteger el bombeo; estas son:

- Paro: alta presión en la descarga, por medio de interruptor de presión. Se realiza de forma manual.
- Arranque: al transcurrir dos horas de haberse parado el equipo por alta presión. Se realiza de forma manual.
- Alternación: manual, con contadores de horas en los arrancadores.
- Simultaneación: manual, dependiendo del agua requerida.

Respecto a esto se recomienda que se instale un sistema de control que permita manejar la planta de bombeo de forma remota.

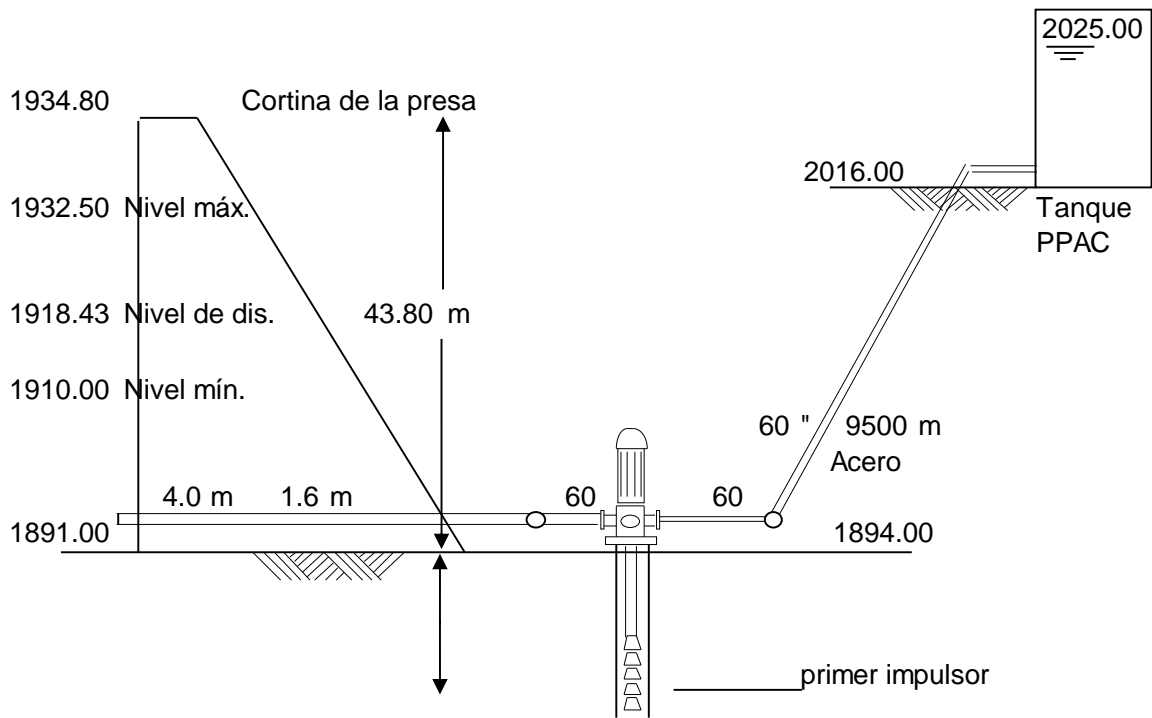
Posteriormente se indican los datos de diseño donde se establecen los gastos mínimos, medios y máximos con los que operará la planta de bombeo, indicándose que son 2700 l/s para el gasto máximo y 2250 l/s para el medio, y aclarando que el gasto que se utilizará para el diseño de la planta será el máximo.

La bomba que se plantea utilizar será centrífuga vertical, tipo turbina autocontenida. Estas bombas tienen la ventaja de no requerir cárcamos.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

El croquis del sistema de bombeo sería el siguiente:

Figura 88. Croquis del sistema de bombeo



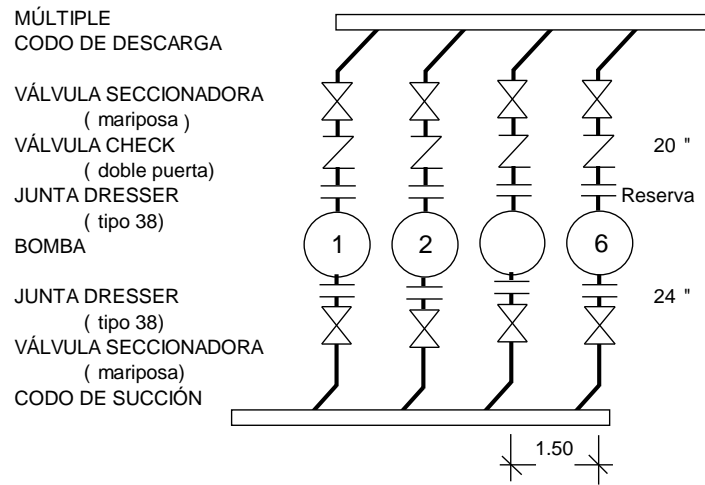
Fuente: Memoria de Cálculo Proyecto Mecánico Planta de Bombeo "Presa El Tunal II"

Se determina que el número de equipos será en función de darle flexibilidad a la operación del sistema y a la vez que se tenga una capacidad adecuada, por lo que se infiere que 500 l/s es un aproximado razonable. Con esta determinación se indica que se tendrán cinco equipos en operación y uno de reserva, quedando el gasto para cada equipo de 540 l/s.

El paso siguiente es el arreglo del equipo, donde se aprecia un arreglo común para instalaciones de este tipo; el arreglo consiste en los codos de succión, válvula seccionadora, junta Dresser, bomba, junta Dresser, válvula check, válvula seccionadora, codo de descarga y múltiple de descarga.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 89. Croquis del sistema de bombeo



Fuente: Memoria de Cálculo Proyecto Mecánico Planta de Bombeo "Presa El Tunal II"

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Se prosigue a calcular las dimensiones del bote donde se alojarán las bombas; para ellos se establece que la velocidad no debe ser mayor a 2 m/s en el bote. Se propone que la velocidad en el bote es igual a:

$$V = \frac{Q}{A_B - A_T}; \quad A_B = \frac{Q}{V} + A_T$$

Donde:

V = velocidad en el bote (m/s)

Q = Gasto por bomba (m³/s)

A_B = Área en el bote (m²)

A_T = Área Tazones (m²)

Se supone que el diámetro de la brida es igual a 699 mm, por lo que el área es igual a:

$$A_T = \frac{\pi \times 0.699^2}{4} = 0.383 \text{ m}^2$$

Esto implica que sustituyendo este valor en las ecuaciones anteriores se obtenga un diámetro de bote igual a 0.912 m o 35.9". Con este valor se decide utilizar un bote de 42" al ser el disponible superior más cercano al valor obtenido.

Con este diámetro de bote se obtiene que la velocidad será de 1.06 m/s, la cual es menor a los 2 m/s máximos que se habían señalado.

Se indica que se utilizará la bomba con el cuerpo de tazones más largo, de los modelos presentados en la sección de "Bombas estudiadas".

La velocidad del agua que se está recomendando en la tubería de succión es igual a 6.5 pies/s, y para la tubería de descarga es igual a 10 pies/s.

Habiendo considerado una tubería de 24" de diámetro, en la succión se tiene que la velocidad es igual a $V = Q/A = (4 \times 0.540) / (\pi \times 0.610^2) = 1.85 \text{ m/s} = 6.07 \text{ p/s} < 6.5 \text{ p/s}$. Por lo que se acepta.

Considerando tubería de 20" en la descarga, se tiene que la velocidad es igual a: $V = (4 \times 0.540) / (\pi \times 0.508^2) = 2.66 \text{ m/s} = 8.74 \text{ p/s} < 10 \text{ p/s}$. Por lo que se acepta.

Se concluye que los diámetros de succión y descarga serán de 610 mm (24") y 508 mm (20"), respectivamente.

Carga Dinámica Total

Se obtienen posteriormente las dimensiones del múltiple de descarga, donde para ello se considera la siguiente fórmula:

$$A_{\text{múltiple}} = \text{Número derivaciones} \\ \times \text{Área cada derivación}$$

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Por lo que el diámetro del múltiple será igual a: $d\sqrt{N}$

Se considera que el diámetro de la columna igual a 20" y 20" para la descarga. Por lo que el diámetro del múltiple es igual a: $D = 20\sqrt{6} = 48.99"$, por lo que se especificará un diámetro de 60" para el múltiple de descarga.

Para el múltiple de succión el procedimiento es similar, resultando igual de 60" de diámetro.

La velocidad del agua en la conducción es igual a:

$$\text{Para los múltiplos de descarga y succión: } V = \frac{Q}{A} = \frac{4 \times 2.7}{\pi \times 1.524^2} = 1.48 \text{ m/s}$$

Las pérdidas por fricción en la conducción serán las siguientes:

a) Conducción:

Las pérdidas completas en la línea de conducción son iguales a 10.78 mca.

En el múltiple de descarga serán de 0.016 mca, obtenidas con la fórmula de Manning.

En la columna serán iguales a: se considera las tablas de las bombas que se eligieron, para una columna del mismo diámetro, con una flecha de 3 7/16" de diámetro, con una pérdida de 2.335 m por cada 100 m de longitud, por lo que la pérdida es igual a $h_f = 0.023 \times 0.50 = 0.012$ mca.

Las pérdidas por piezas especiales en la descarga serán igual a:

1 codo de 90° corto K=0.21

1 válvula check K=2.00

1 válvula de mariposa K=0.20

1 codo de 45° K=0.15

Por lo que la suma de las K's es $\sum K = 2.56$.

La pérdida sería igual a 0.927 m, para la tubería de 20".

Para la tubería de 60" las pérdidas serían de 0.004 mca.

En la descarga de la conducción la pérdida sería igual a 1.524 mca.

La carga de velocidad es igual a 1.788 mca.

b) Conducción en la succión bajo la cortina de la presa:

Las pérdidas serían de 0.001 mca para la tubería de 4 m y de 0.192 mca para la tubería de 1.6 m, conduciendo los 2.7 m³/s. Este procedimiento se repite para las piezas especiales, la conducción de succión entre la presa y la planta.

El desnivel estático que debe vencerse es:

Máximo: 2025.00 – 1910.00 = 115 m

De diseño: 2025.00 – 1918.43 = 106.57 m

Mínimo: 2025.00 – 1932.50 = 92.50 m

La Carga Dinámica Total sería:

$$CDT = D.E. + \sum h$$

Suma de pérdidas en la descarga:

$$\begin{aligned} \sum h &= 10.78 + 0.016 + 0.012 + 0.927 + 0.004 \\ &+ 1.524 + 1.788 = 15.05 \text{ mca} \end{aligned}$$

Suma de pérdidas en la succión:

$$\begin{aligned} \sum h &= 0.001 + 0.192 + 0.003 + 0.018 + 0.008 + 0.212 + 0.191 \\ &= 0.625 \text{ mca (desde la toma hasta el múltiple de succión)} \\ \sum h &= 0.016 + 0.248 + 0.035 + 0.023 + 0.100 \\ &= 0.42 \text{ mca (en adelante)} \\ \text{CDT de diseño} &= 106.6 + 15.05 + 0.62 + 0.42 \\ &= 123 \text{ mca} \end{aligned}$$

Curva del sistema

La curva del sistema sería la siguiente:

Se aplica la siguiente fórmula:

$$h_{f2} = h_{f1} \left[\frac{Q_2}{Q_1} \right]^2$$

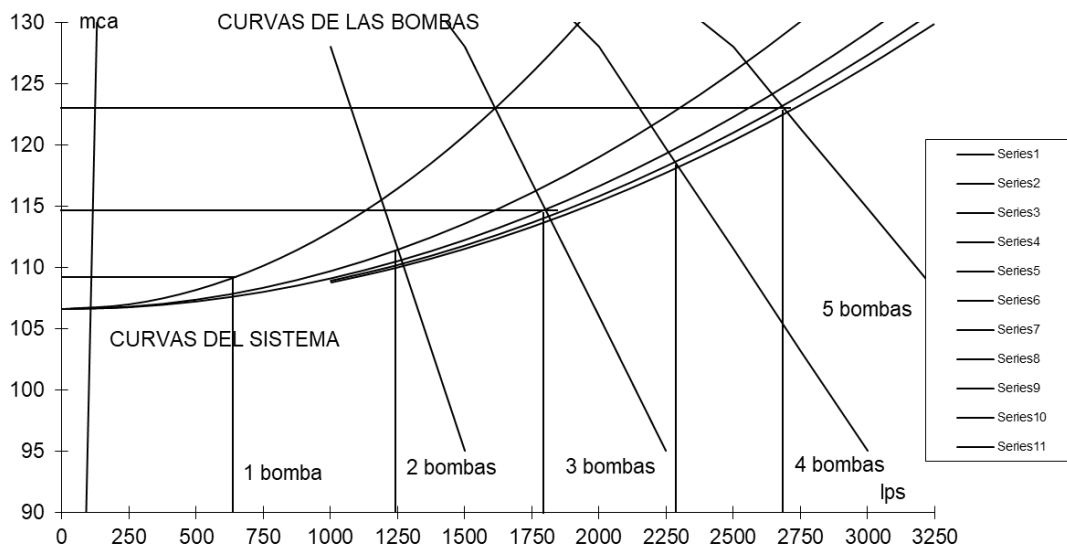
Figura 90. Ecuaciones del sistema en función del CDT, para diferentes combinaciones

CDT = 106.6 + 6.31 Q ²	con una bomba
CDT = 106.6 + 3.11 Q ²	con 2 bombas
CDT = 106.6 + 2.51 Q ²	con 3 bombas
CDT = 106.6 + 2.30 Q ²	con 4 bombas
CDT = 106.6 + 2.21 Q ³	con 5 bombas

Fuente: Memoria de Cálculo Proyecto Mecánico Planta de Bombeo "Presa El Tunal II"

Con estas ecuaciones se obtienen las curvas del sistema, de las que es posible obtener la CDT máxima y la CDT mínima, con sus gastos correspondientes, así como los gastos que se obtendrán con cada una de las condiciones de trabajo.

Figura 91. Curvas del sistema



Fuente: Memoria de Cálculo Proyecto Mecánico Planta de Bombeo "Presa El Tunal II"

La CDT mínima es igual a 109-14.07 = 95 mca

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

CDT de diseño es igual a 123 mca.

CDT máxima es igual a $123 + 8.43 = 131$ mca

Se obtiene que el gasto bombeado con cuatro equipos disminuye a 2260 l/s con CDT de diseño.

Trabajando solo un equipo el caudal será de 610 l/s con CDT de diseño.

Bombas estudiadas

Se estudiaron bombas de cuatro marcas diferentes; para elegir la mejor opción se hizo un cuadro comparativo de estas, resultando en lo siguiente:

Figura 92. Comparativo características de bombas estudiadas

	F. Morse 24XH 6920	Worthington 30C-1280 UHF	Nassa 24QLC NJ	Peerless 24HH
COLUMNA (pulg.)	20	20	20	18
CAMPANA (pulg.)	26.5		36	24.5
VELOCIDAD (rpm)	1170	880	1180	1175
PASOS	5	6	8	8
DIAM. TAZÓN (mm)	608	635	610	575
LONG. TAZONES (mm)	3360	4362	4763	4707
NPSHR (pies)	30	17.5	22	28
CARGA A VÁLVULA CERRADA (pies)	650	625	1070	840
CDT 1 (mca) 1 equipo	95	95	95	95
CDT 2 (mca) 5 equipos	123	123	123	123
CDT 3 (mca) 5 equipos	131	131	131	131
GASTO 1 (lps)	655	680	605	605
GASTO 2 (lps)	540	540	540	540
GASTO 3 (lps)	465	480	510	520
EFICIENCIA 1 (%)	77	84.5	80.5	81
EFICIENCIA 2 (%)	81	86.4	83	85
EFICIENCIA 3 (%)	80	84	82	85.5
POTENCIA 1 (HP)	1062	1005	938	932
POTENCIA 2 (HP)	1075	1008	1050	1025
POTENCIA 3 (HP)	1002	985	1072	1049
MOTOR (HP)	1250	1250	1250	1250

Fuente: Memoria de Cálculo Proyecto Mecánico Planta de Bombeo "Presa El Tunal II"

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

De esta tabla se observa que el motor de 150 Hp 6 polos, cumple con el requerimiento de los modelos estudiados, por lo que se tomará esta como potencia base para los modelos estudiados, y también como base para el proyecto eléctrico; se estipula que la eficiencia mínima será de 83 % en el punto de diseño.

La bomba de 880 rpm tiene mejor eficiencia, pero el costo de la bomba se eleva considerablemente, por lo que se elige la bomba con 1175 rpm.

Nivel mínimo de agua con respecto al NPSH requerido.

Se revisa posteriormente el nivel mínimo de agua con respecto al NPSH requerido.

La fórmula para el NPSH disponible es:

$$NPSH_D = \frac{P_B}{\gamma} + S - P_V - h_f$$

En donde:

S = sumergencia al ojo del impulsor.

P_B = 26.99 pies de agua (presión barométrica)

γ = 1.00

P_V = 0.567 pies de agua (presión de vapor)

h_f = 1.05 x 3.28 = 3.44

$$NPSH_D = S + 6.99 - 0.567 - 3.44 = S + 22.98$$

Pero debe ser:

$$NPSH_R \leq NPSH_D - 2$$

Por tanto, la sumergencia requerida es:

$$NPSH_R \leq S + 20.98$$

Despejando

$$S \geq NPSH_R - 20.98$$

Con el valor máximo requerido por las bombas estudiadas, se tiene que:

$$S \geq 30 - 20.98 = 9.018 \text{ pies} = 2.749 \text{ m}$$

Esto implica que se requiere de ese tirante de agua al ojo del primer impulsor para no tener problemas de cavitación. Para nuestro caso el tirante será de 18.31 m.

Esta sumergencia hace que las bombas con velocidad de rotación de 1775 rpm queden fuera de posibilidad de operar, debido a que el valor del NPSHR es de alrededor de 50 pies columna de agua.

Peso total del equipo.

Para el cálculo de la estructura fue necesario determinar el peso total por equipo; para ello se calcula el empuje axial de la bomba, resultando en:

$$\text{Empuje} = K_t \times \text{carga total} + K_a \times \text{número de pasos} + K_s \times \text{longitud de flecha}$$

Se consideró el modelo con la flecha de: 3 7/16"

K_t = 59 lb/pie

K_a = 140 lb

K_s = 32 lb/pie

$$\begin{aligned} \text{Empuje} &= 59 \times 430 + 5 \times 140 + 32 \times 6.56 = 26280 \text{ lb} \\ &= 11946 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Peso del cabezal:	1014 kg
Peso del motor:	4500 kg
Peso de los tazones:	2400 kg
Peso de la columna:	56 kg
Peso del agua:	425 kg
Peso del bote:	2971 kg
Peso total:	11366 kg

Se toma para fines del cálculo estructura un peso de 11 400 kg.

En caso de que se ponga grúa, debe tener capacidad mínima de: 5 ton.

$$\text{Peso a levantar} = 1014 + 2400 + 56 = 3470 \text{ kg}$$

$$\text{Motor} = 4500 \text{ kg}$$

Válvula de alivio

Se calculará la válvula de alivio; para ello se considera la sobrepresión por paro de bombas, utilizando las cámaras de aire que es de 197 mca o 279 psi.

La válvula se selecciona considerando un tercio del caudal total conducido, que lo estiman igual a 14 283 gpm.

Se indica que de las tablas de selección de válvulas ROSS se obtiene la válvula adecuada, que es de 457 mm (18")

La tabla de presiones que se obtiene será la siguiente:

Tabla 54. Tabla de presiones

Carga a válvula cerrada	463 psi	326 mca
Operación de la válvula de alivio	299 psi	211 mca
Operación del interruptor de presión	224 psi	158 mca
Restablecimiento del Interior de presión	186 psi	131 mca
CDT máxima	186 psi	131 mca
CDT de diseño	174 psi	123 mca

Fuente: Memoria de Cálculo Proyecto Mecánico Planta de Bombeo "Presa El Tunal II"

El piloto de la válvula de alivio se solicitará entonces con rango de 180 a 300 psi.

Utilizando el método VAMEX para seleccionar la válvula de alivio se tiene que:

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 93. Método VAMEX para elección de válvulas de alivio

$$\text{Gasto} = 2.45386 \sqrt{\text{Pendiente (diámetro)}}^5$$

$$\text{Pendiente} = (2025 - 1894) / 9500 = 0.0138$$

$$\text{Gasto} = 2.45386 \sqrt{0.0138 (60)}^5$$

$$\text{Gasto} = 8035 \text{ lps.} \quad \text{De tabla se tiene:}$$

$$\text{Diámetro} = \text{no determinado, mucho mayor de 24"}$$

Fuente: Memoria de Cálculo Proyecto Mecánico Planta de Bombeo "Presa El Tunal II"

No hay concordancia entre el método de válvulas Ross y el de válvulas Vamex, por lo que se opta por el diámetro obtenido con el método de Ross, aumentando en un diámetro; esto quedaría entonces con diámetro de 508 mm (20").

Válvula de admisión y expulsión de aire.

Se piensa instalar una protección con una válvula "ruge" tipo silent, especial para válvulas de aire en caso de que el cálculo de la válvula de admisión y expulsión de aire resulte de 4" o mayor.

Se calcula la presión de colapso, obteniéndose una presión de 417 psi.

Figura 94. Presión de colapso para tubería de acero de 20"

$$P_C = \frac{2}{1 - 0.29^2} 29 \times 10^6 \left(\frac{t}{D}\right)^3 = 63.33 \times 10^6 \left(\frac{t}{D}\right)^3$$
$$P_C = 63.33 \times 10^6 \left[\frac{0.375}{20}\right]^3 = 417 \text{ psi}$$

Fuente: Memoria de Cálculo Proyecto Mecánico Planta de Bombeo "Presa El Tunal II"

Se considera un factor de seguridad de 4; la presión de colapso entonces sería de 104 psi.

La presión negativa que puede crear la columna al vaciarse es igual a su longitud, resultando de $P_v = 5.26 \text{ mca} = 7.47 \text{ psi}$.

Se tiene entonces que $7.47 \text{ psi} \ll 104 \text{ psi}$.

Esto indica que no es necesaria la válvula de admisión de aire (vacío).

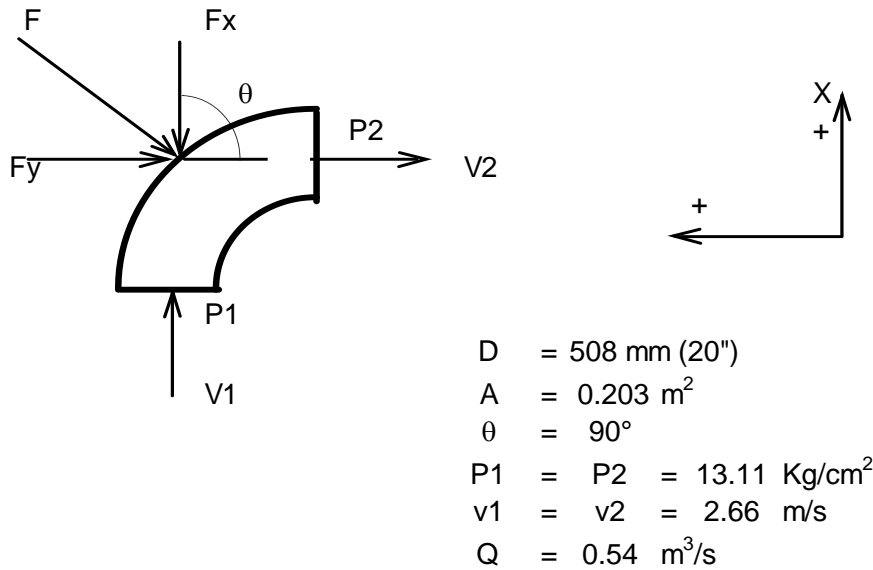
Sin embargo, se instalará una válvula de aire y vacío, calculada para una presión diferencial de 5 psi, como recomienda el catálogo de las válvulas APCO, para vaciar la columna y facilitar el arranque del motor.

Con ayuda de las gráficas de funcionamiento de APCO, se obtiene que el tamaño de la válvula deberá de ser de 102 mm (4"), pero considerando que se instalará una bomba vertical; la válvula deberá ser de 203 mm (8").

Anclas de sujeción

Para el cálculo de las anclas de sujeción, se calcula la fuerza ejercida por el agua al cambiar de dirección en el codo del cabezal, lo cual se calcula de la siguiente manera:

Figura 95. Diagrama de fuerzas y características



Fuente: Memoria de Cálculo Proyecto Mecánico Planta de Bombeo "Presa El Tunal II"

Considerando el diagrama de fuerzas, se calcular que:

$$F_x = P1(A1) - P2(A2)\cos\theta - \rho Q(V2 \cos\theta - V1)$$

Para $\theta = 90^\circ$ $P1 = P2 = P$, $V1 = V2 = V$, $A1 = A2 = A$

Se tiene que $F_x = P(A) + \rho Q(V)$

$$F_y = P2(A2) \text{ sen}\theta + \rho Q(V2) \text{ sen}\theta$$

$$F_y = 13.11 \times 10^4 \times 0.203 + 1000 \times 0.54 \times 2.66$$

$$F_x = F_y = 28010 \text{ kg}$$

Se estipula que en sentido vertical esta fuerza estará parcialmente compensada con el peso del equipo, pero en sentido horizontal deberán tomarla los tornillos de las anclas.

Se supone que se pondrán tornillos estándar A307 con esfuerzo de diseño al corte de 700 kg/cm^2 y 4 tornillos de $1 \frac{1}{2}$ ", según los barrenos del cabezal, se tiene que:

$$4 \times 700 \times 11.4 = 31923 > 28010 \text{ kg}$$

Por lo que se acepta el diseño.

Espesores de las piezas de acero.

Para determinar los espesores de las piezas de acero.

Se emplea la siguiente fórmula:

$$t = \frac{RP}{fE} + \frac{1}{16}$$

Donde:

t = espesor en pulgadas,

P = Presión máxima de trabajo en psi,

R = Radio del tubo en pulgadas,

f = esfuerzo permisible de trabajo del acero,

E = Eficiencia de la soldadura.

Sustituyendo se tiene que el espesor necesario es de $t = 0.227$ ", lo cual implica que un tubo con cédula 20 y espesor de 0.375 " es apropiado.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Para la descarga y succión múltiple se tiene que el espesor necesario es de 0.555", por lo que el tubo con cédula 20 con espesor de 0.5" es apropiado.

Refuerzo en derivación del múltiple de descarga

Para el cálculo del refuerzo en las derivaciones del múltiple de descarga se empleó el método mostrado den las Normas de Construcción de Obras N°2.374.03 de Petróleos Mexicanos.

Se incida que el tubo principal DOh = 60"

$$t_h = \frac{P D_0}{2 \times S E} = \frac{279 \times 60}{2 \times 0.85 \times 20000} = 0.493"$$

Se considera que P es la presión máxima cuando se paran los equipos, este sería el caso crítico, por lo que se utiliza tubería con cédula 20, con espesor de 0.5" en el múltiple.

Se hace el mismo procedimiento para la tubería de ramal de 20" y se obtiene un espesor necesario de 0.164", por lo que se elige una tubería con cédula 20 y espesor de 0.375" en ramales.

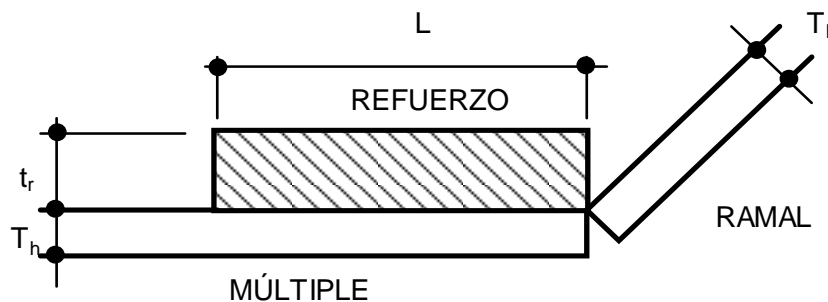
Se desarrolla el método hasta obtener que el área requerida es igual a 9.36 pulg².

El refuerzo deberá hacerse del mismo material que la tubería considerada; esto es agregar un pedazo sobrante sobre el tubo del múltiple.

Figura 96. Diagrama de refuerzo del múltiple de descarga

Si

$$t_r = 0.500 \text{ " (} 1/2 \text{ ")}$$
$$L = 9.36 / 0.500 = 18.73 \text{ "}$$



Fuente: Memoria de Cálculo Proyecto Mecánico Planta de Bombeo "Presa El Tunal II"

De la memoria mecánica se concluye que los métodos utilizados son factibles, aunque se recomienda complementar la memoria de cálculo, ya que los métodos e información utilizada no se especifica en todos los casos.

Memoria estructural

Para la memoria de cálculo estructural primero se describió el proyecto, el cual indica que la planta tiene forma rectangular de longitud 37.25 m y ancho de 6.75 m, con altura máxima de 8.5 m. Aquí se alojan los equipos de bombeo y no hay entresijos, ni losa de cubierta, la única estructura que da apoyo y rigidez es una trabe carril que soporta la grúa viajera de 4.5 ton que se emplea para el izaje de los equipos.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

La estructura la forman marcos de acero estructural tipo IR. Con conexiones de soldadura.

La cimentación es de concreto reforzado y se constituye de zapatas aisladas con contrarabes, en el sentido longitudinal y transversal con dados bajo las columnas principales. La cimentación será de concreto reforzado.

Los criterios de análisis y diseño de la estructura y cimentación consistieron en la revisión del modelo donde se integraron las solicitaciones que puedan presentarse durante la vida útil de la estructura, para establecer el buen comportamiento de la estructura.

Se utilizó el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (RCDF) y sus normas técnicas complementarias.

Se considera que la capacidad admisible del terreno al nivel de desplante de la cimentación es de 20 ton/m².

Para el diseño de estructuras de acero se utilizaron las especificaciones del Manual para Construcción en Acero del American Institute for Steel Construction, con los criterios de esfuerzos admisibles.

Para el análisis sísmico se aplicaron los criterios del Manual de la Comisión Federal de Electricidad para los factores sísmicos, factores de amplificación y coeficientes.

Se hicieron análisis de cargas unitarias gravitacionales por carga muerta, y se revisaron las cargas que aplica la grúa sobre la estructura.

Para la revisión de los efectos por sismo se hizo en dos direcciones ortogonales (X, Y).

Para la evaluación de las fuerzas por sismo a las que estará sometida la estructura se utilizaron los siguientes datos obtenidos de Manual de Diseño por Sismo de la CFE.

Zona sísmica	B
Tipo de suelo	I; 20 Ton/m ²
Coefficiente de diseño sísmico	c = 0.14
Ordenada espectral	a ₀ = 0.04
Estructura	tipo A
Factor de amplificación	1.5
Factor de comportamiento sísmico	Q _x = Q _y = 2.0

Se considera que los datos para el análisis sísmico son adecuados.

Se utilizó una sola condición de cargas accidentales y no se hizo por efectos de viento porque la estructura no tiene cubierta ni paredes laterales; después de hacer el análisis por sismo se notó que las mayores cargas eran por acción de la grúa.

En lo que respecta a la revisión de la memoria de cálculo estructural, se encontró que los parámetros utilizados fueron correctos, así como el método de análisis.

6.4.7. Recomendaciones para el diseño de Planta de Bombeo

Se concluye que la planta de bombeo es factible técnicamente, solo que se requiere actualizar las memorias de cálculo a nivel de proyecto ejecutivo o anteproyecto para concurso o construcción, incluir una memoria descriptiva de todo el proyecto, planos, y sobre todo el catálogo de conceptos y precios unitarios para que reflejen los costos actuales. Por otra parte, se recomienda lo siguiente:

- Deben agregarse sistemas de medición de gasto y presión en el tren de descarga del bombeo.
- Homologar la memoria de cálculo mecánica, ya que se refiere a bombas con características distintas en cada paso de cálculo de la memoria.
- Incluir la bibliografía o información de donde se obtuvieron los métodos para el cálculo de las diferentes estructuras, como son los espesores de las piezas de acero, las válvulas, anclas de sujeción, etcétera.
- Asegurarse que las normas y especificaciones del diseño estructural cumplen con el Reglamento de Construcciones de Durango, ya que se utiliza el del Distrito Federal. Se recomienda actualizar el cálculo para que se incluyan las modificaciones que se tuvieron en el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México, y verificar que se cumpla lo establecido en el Reglamento de Construcciones del Municipio de Durango.
- Justificar la capacidad del terreno de 20 ton/m² con las pruebas geotécnicas necesarias.
- Para el diseño con estructuras metálicas, asegurarse que se cumplan las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas.
- Deberá considerarse un medidor tipo Venturi, para cuantificar el gasto de entrada a la planta de bombeo y un medidor a la salida de la planta de bombeo, con el fin de tener control sobre el agua que entra y la que sale.
- Para la operación de los motores será necesario utilizar arrancadores: del tipo suave o tensión reducida; deberá contarse con un banco de capacitores que permita mantener el factor de potencia, así como contar con las debidas protecciones para la subestación eléctrica y un sistema de control SCADA para tener control sobre el funcionamiento, gastos, instrumentando de esta forma los equipos de bombeo para conocer sus condiciones de operación.
- De igual forma, deberá contarse con un equipo de medición eléctrica para conciliar con la CFE el consumo de esta planta.
- De acuerdo a la calidad de agua que se va a utilizar, se recomienda usar bombas horizontales con impulsores de acero inoxidable, ya que estas trabajan con mayor eficiencia hidráulica y las horas de servicio antes de su mantenimiento son muy superiores a las bombas autocontenidas
- Las bombas autocontenidas requieren de una mayor cantidad de obra civil, y como están constituidas por varios pasos para vencer la carga demandada sufren de desgaste mecánico en sus partes y requieren cuando menos una revisión y ajuste por año; estas

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

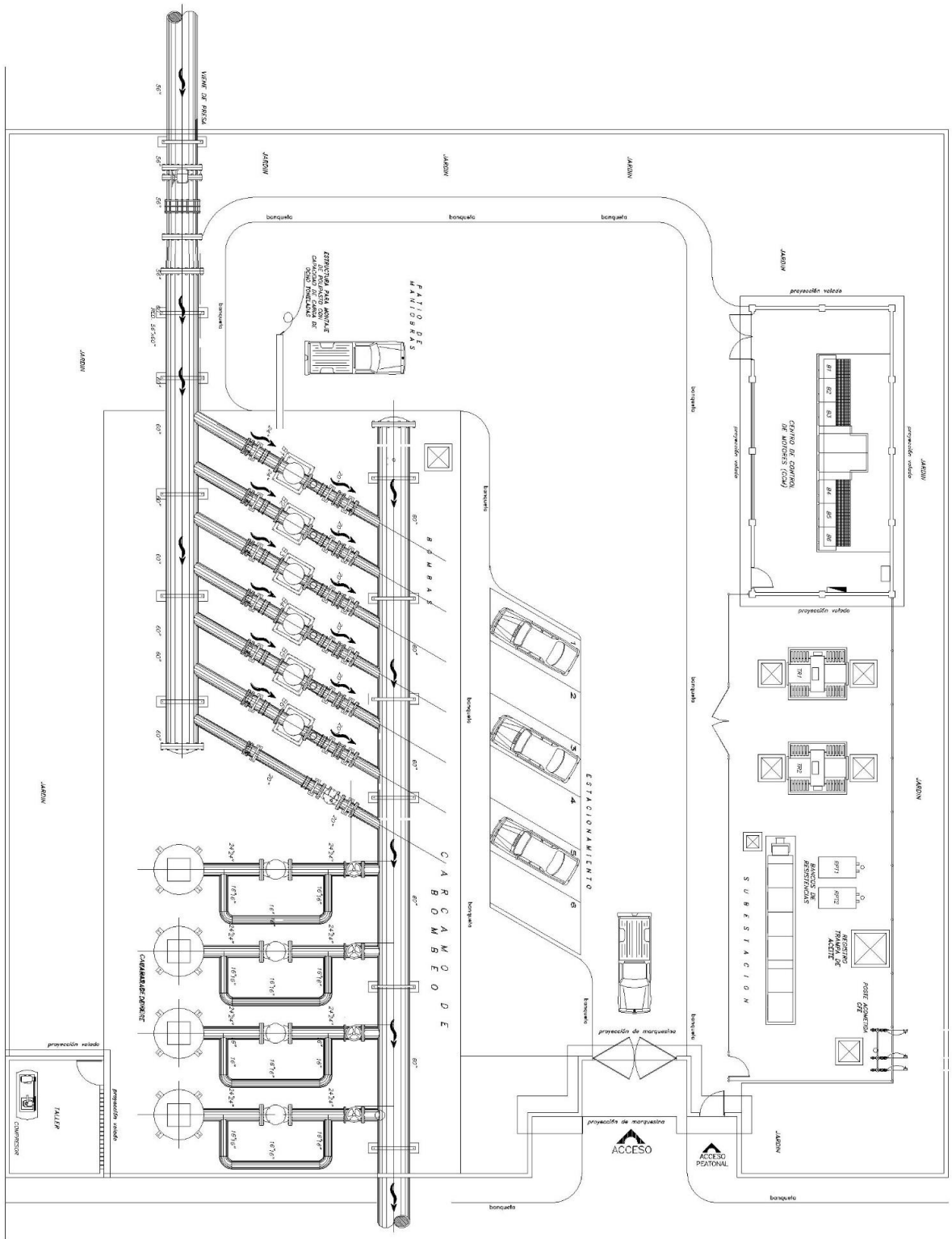
bombas "A" al tiempo salen más caras y necesitan mayor número de horas fuera de servicio para su mantenimiento.

- Con respecto a las válvulas de mariposa, consideradas en la fontanería de succión y descarga, es necesario hacer un análisis costo beneficio contra válvulas esféricas que darían una mayor operatividad de la planta, las que deben ir acompañadas de su respectiva junta de mantenimiento o (Dresser) o, en su caso, una junta de acoplamiento con diseño especial para este caso.
- Sobre la disposición de los grupos motor-bomba se recomienda que la posición de estos equipos se coloque a 60 grados con respecto a la línea de succión y descarga, evitando con esta inclinación pérdidas hidráulicas por cambios de dirección, y de esta manera lograr una mejor eficiencia de los equipos.

Se anexa croquis.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 97. Croquis recomendaciones planta de bombeo



Fuente: Elaboración propia.

6.4.8. Criterios de diseño recomendados para la Planta Potabilizadora

El proyecto El Tunal II es un proyecto conjunto que reúne los estudios de la presa El Tunal II y la potabilizadora que suministrarán agua potable a la ciudad de Durango. La presa servirá como un reservorio de agua, tanto para la potabilizadora como para el riego agrícola de la zona. Dado que la potabilizadora es fundamental para el proyecto global, consecuentemente deberán tomarse todas las providencias para asegurar que la potabilizadora en referencia funcione adecuadamente.

La presa El Tunal II es una alternativa para el agua de pozo que se encuentra contaminada con arsénico y otros metales; sin embargo, esta no es la única causa para buscar otra alternativa para el suministro de agua a la ciudad de Durango: la otra causa es el marcado abatimiento del nivel freático que se registra en la zona. Esta otra alternativa, por tanto, servirá para utilizar de una forma más eficiente el agua de los ríos que alimentan a la presa Guadalupe Victoria, y El Tunal II es una herramienta para almacenar más agua de la que contiene la presa Guadalupe Victoria.

El agua de la presa Guadalupe Victoria se ha venido analizando de manera continua y existen reportes desde 1997. En el Informe Potabilizadora Durango de Juan Carlos Huitzil, 140220, se hace un recuento del seguimiento del análisis físico-químico del agua, de 1997 a 1999; se reportaba que el flúor iba en aumento (Tabla 3-15, página 67 del informe en referencia). De igual manera, se reportaba que el fierro rebasaba los límites máximos permitidos en la NOM-127-SSA1-1994; después de 1999 no existen reportes hasta 2008: en la Tabla 3-16, Histórico Calidad del Agua 2008, presa Guadalupe Victoria (noviembre), reporta 0.05 mg/l de arsénico; la norma exige un máximo de 0.025 mg/l, y para fierro reportan 0.99 mg/l, y el máximo en la norma es de 0.30 mg/l.

Del 2009 al 2012 nuevamente no existen reportes de la calidad del agua para el año 2013 al 2017 en la Tabla 3-17, Histórico Calidad del Agua 2013–2017, del informe en referencia, se reporta que el arsénico se encuentra dentro de los límites y no existe reporte de metales; sin embargo, en la Tabla 3-19. Resumen Histórico de Calidad Promedio Final de la presa Guadalupe Victoria, reportan arsénico dentro de los límites de la norma y fierro tres veces más del máximo permitido en la norma, algo incongruente; y en la Tabla 3-21. Calidad de Agua Actual de la presa Guadalupe Victoria, 23 de diciembre del 2019, todos los metales se encuentran dentro de la norma, el flúor muy cercano al límite, pero aún dentro. Es importante recalcar el comportamiento errático de los metales; se hace énfasis en estos, puesto que la potabilizadora que se pretende construir no está diseñada para removerlos. Extrañamente, entre el 2013 y el 2017 no se dio seguimiento a fierro y aluminio, parámetros importantes que históricamente estuvieron fuera de norma.

Para la realización de las pruebas de jarras se tomó una muestra puntual de tres diferentes sitios de la presa Guadalupe Victoria. En esta prueba no se consideró la presencia de metales; se hizo análisis de arsénico antes y después de las pruebas; no hubo cambio en la concentración, pero para fierro, aluminio y flúor no se hace referencia, y obviamente no hay análisis.

Considerando lo anteriormente planteado, se tienen las observaciones siguientes:

1. El esquema es adecuado para la remoción de color, turbiedad y coliformes, no así para metales, donde se incluye el arsénico.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

2. La aclaración es pertinente, puesto que no es muy claro si el agua tiene o no metales. En algunos reportes aparecen y desaparecen en otros; se reportan en análisis de 20 años atrás, en los más recientes no.
3. Las pruebas de jarras consideran que la dosis óptima de sulfato de aluminio es de 30 mg/l; en el reporte utilizan un rango mínimo de 10, máximo de 50. Eso podría generar confusión; lo recomendable sería utilizar los resultados obtenidos en las pruebas de jarras, página 5 de 7, 3.2.5 del Informe de Resultados de las Pruebas de Jarras.
4. En el Informe Potabilizadora Durango de Juan Carlos Huitzil, 140220, página 130, consumo de sulfato de aluminio, los cálculos se hacen con un flujo de 1150 m³/h, equivalente a 320 lt/s; nuevamente se presta a confusión si cada módulo se calcula de 550 lt/s, equivalente a 1980 m³/h; no se justifica este cálculo.
5. Se considera un filtro banda de 2.2 m de ancho; sin embargo, no se hace la justificación para este filtro. Es necesario adicionar la memoria de cálculo que lo respalde y que se mencione claramente si es para un solo módulo, o bien es para todas las etapas.
6. Considerando que se pedirá información de la potabilizadora en el momento en que se solicite la Manifestación de Impacto Ambiental para su construcción, es importante mencionar claramente la cantidad y características de los reactivos que se utilizarán, así como las características, cantidades y disposición final de los residuos generados, datos que no se han localizado en ningún lado.
7. Es importante contar con una relación completa de equipo y de motores, indicando claramente cuáles corresponden a cada etapa y módulo.
8. El proceso como tal es adecuado; existen dudas y falta información para conformar un buen proyecto, en algún punto se les solicitará; es el momento justo para realizar las aclaraciones pertinentes y complementarlo en caso de que falten los diagramas balance y de tuberías e instrumentación, o adicionarlos si ya existen, son indispensables para la ingeniería básica.
9. La conclusión general del Dictamen es que se requiere complementar el proyecto actual, en el cual se indique la lista de motores completa, señalando a qué etapa o módulo corresponden, así como los diagramas de balance, de tuberías e instrumentación. También es necesario especificar el espacio y tratamiento que se dará a los residuos finales generados, con el fin de que se tengan los elementos necesarios para ejecutar la obra.

6.4.9. Criterios de diseño recomendados para las Conducciones

Se tienen dos proyectos de conducciones, siendo el primero una conducción a presión que va desde la obra de toma de la presa Guadalupe Victoria hasta la planta potabilizadora, y el segundo una línea de conducción a gravedad, que va desde la planta potabilizadora hasta un tanque que entregará el agua a la red municipal.

6.4.9.1. Línea a presión

De este proyecto se cuenta con la información referente a la memoria de cálculo, a la tabla del cálculo del diámetro económico y al presupuesto de la línea de conducción para el 2014. Esta información es suficiente para emitir un dictamen, pero se considera que requiere

complementarse el proyecto con una memoria descriptiva donde se plasme por qué se utilizó PRFV y no cualquier otro material, por qué el trazo que se siguió es el indicado y las principales características de la línea de conducción, así como cualquier otra información relevante para que el proyecto pueda construirse.

En la memoria de cálculo se especifica que se utilizará la fórmula de Hazen-Williams para determinar la pérdida por fricción en la tubería, utilizando la siguiente fórmula:

Figura 98. Fórmula de pérdida de energía por fricción

Las pérdidas de energía por fricción se calcularán utilizando la ecuación de Hazen-Williams:

$$h_f = 10.643 Q^{1.852} D^{4.87}$$

Donde:

hf= Pérdidas de carga, en metros

Q= Gasto en m³/s

D= Diámetro interno del tubo, en metros

Fuente: Página 2, Memoria de Cálculo Línea de Conducción

Esta fórmula está equivocada, ya que la que se utiliza para el cálculo de pérdidas por fricción de Hazen-Williams es la siguiente:

$$h_f = 10.65 \times \left[\frac{Q}{C} \right]^{1.852} \times \frac{L}{D^{4.87}}$$

En esta fórmula se consideran el coeficiente de Hazen-Williams "C" y la longitud del tramo de tubería que se está analizando, mientras que en la puesta no se consideran estos parámetros.

Al revisar los cálculos hidráulicos de la "TABLA DE CÁLCULO HIDRÁULICO ", puede notarse que se utilizó la fórmula correcta para el cálculo de las pérdidas por fricción.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 99. Fórmula de pérdida de energía por fricción

TABLA DE CALCULO HIDRAULICO

PROYECTO DE LA LINEA DE CONDUCCION A BOMBEO
DURANGO, DURANGO.

TRAMO	LONGITUD	GASTO Q	DIAM. INT.	H-W	TIPO Y CLASE DE		HF	VELOCIDAD	ELEVACIONES	TERRENO	PLANTILLA	CARGA	PENDIENTE
	(M)	(m³/s)	(m)	C	TUBERIA		(M)	(M/S)	PIEZOMETRICA	(m)	(m)	DISPONIBLE	HIDRAULICA
0+031.24	31.24								2032.00	1,893.56	1893.90	138.10	0.00000
0+040.00	8.76	2.70	1.60	150.000	PRFV	CLASE 16	0.006	1.34	2031.99	1,893.36	1892.10	139.89	0.00064
0+060.00	20.00	2.70	1.60	150.000	PRFV	CLASE 16	0.013	1.34	2031.98	1,892.06	1888.00	143.98	0.00064
0+080.00	20.00	2.70	1.60	150.000	PRFV	CLASE 16	0.013	1.34	2031.97	1,891.12	1888.29	143.68	0.00064
0+100.00	20.00	2.70	1.60	150.000	PRFV	CLASE 16	0.013	1.34	2031.96	1,890.09	1888.59	143.37	0.00064
0+120.00	20.00	2.70	1.60	150.000	PRFV	CLASE 16	0.013	1.34	2031.94	1,892.54	1888.88	143.06	0.00064
0+140.00	20.00	2.70	1.60	150.000	PRFV	CLASE 16	0.013	1.34	2031.93	1,892.41	1889.17	142.76	0.00064
0+160.00	20.00	2.70	1.60	150.000	PRFV	CLASE 16	0.013	1.34	2031.92	1,892.52	1889.46	142.46	0.00064
0+180.00	20.00	2.70	1.60	150.000	PRFV	CLASE 16	0.013	1.34	2031.91	1,892.46	1889.76	142.15	0.00064
0+185.00	5.00	2.70	1.60	150.000	PRFV	CLASE 16	0.003	1.34	2031.90	1,892.48	1889.83	142.07	0.00064

Fuente: Página 5. Memoria de Cálculo Línea de Conducción

Posteriormente se revisó la tabla de cálculo para la determinación del diámetro económico; en esta parte se menciona que el diámetro se elegirá con un criterio de velocidad, y que esta se encuentre entre 1.0 y 1.5 m/s.

Se establece que la fórmula para obtener el área de la tubería es:

Figura 100. Fórmula para el cálculo del área de la tubería y tabla de cálculo para la elección del diámetro económico

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

Dónde:

D= Diámetro de tubería, en metros

$$A = 0.7454 D^2$$

Considerando los diámetros comerciales de las tuberías de PRFV y sustituyendo datos en las ecuaciones se tienen los diámetros preliminares siguientes:

Q (m³/s)	D(cm)	A (m²)	V (m/s)
2.700	1.50	1.77	1.53
2.700	1.60	2.01	1.34
2.700	1.70	2.27	1.19

Fuente: Página 3. Memoria de Cálculo Línea de Conducción

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Se observa que la fórmula para la obtención del área de la tubería es incorrecta, ya que el valor debería ser:

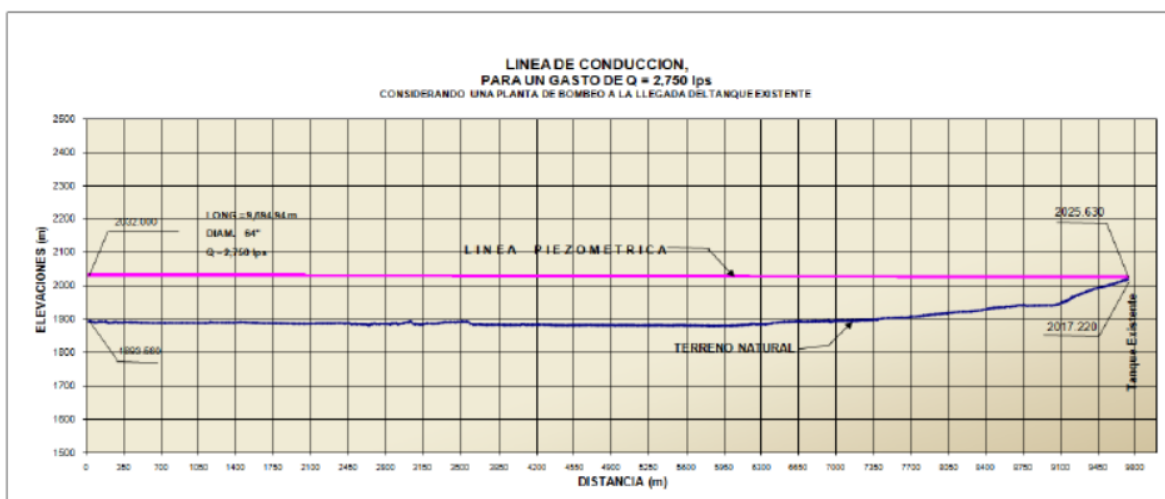
$$A = 0.7854 D^2$$

Pero se aprecia que los valores en la tabla de cálculo son correctos, y como conclusión se elige el diámetro de 1.60 m, el cual es el utilizado para el cálculo hidráulico.

La siguiente parte de la revisión fue el informe del “ANÁLISIS HIDRÁULICO EN OPERACIÓN NORMAL Y TRANSITORIA EN LÍNEA DE CONDUCCIÓN”; aquí se dan las consideraciones para el análisis en operación normal y transitoria.

En lo que respecta a la operación normal se aclara la utilización de la fórmula de Hazen-Williams para el cálculo de las pérdidas de energía por fricción y da los valores comunes del coeficiente “C” de Hazen-Williams; se indica que la conducción será de aproximadamente 9.7 km con tubería de diámetro de 64” (1.62 m), con un gasto de 2.75 m³/s, y que parte de la PB hasta el tanque existente que alimentará a la planta potabilizadora.

Figura 101. Resultado del funcionamiento hidráulico, de la PB hasta la llegada al tanque existente



FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO EN OPERACIÓN NORMAL, DESDE LA PB HASTA EL TANQUE EXISTENTE

Fuente: Página 4. Memoria Análisis de la Operación Normal y Transitoria en Línea de Conducción

En lo referente al análisis en operación transitoria se presentó el análisis hidráulico del acueducto de la planta de bombeo hasta la llegada al tanque existente, cuando ocurre un cambio en el fluido que pueda provocar fallos por depresiones y sobrepresiones a lo largo de la conducción; este comportamiento se registra cuando hay paros imprevistos en la planta de bombeo; por ejemplo, por falla eléctrica, y puede poner en riesgo la conducción y los equipos de bombeo.

Se utilizó el programa de cómputo TRANS del Instituto de Ingeniería para el análisis de transitorios en la línea de conducción.

Se analizaron dos escenarios: el primero siendo el acueducto sin medidas de protección para fenómenos transitorios, y el segundo con los dispositivos de protección.

Los parámetros que se utilizaron para el cálculo de la operación transitoria son la celeridad (velocidad de propagación de las ondas), el cual depende de la capacidad de la tubería para propagar las ondas a lo largo de la conducción.

En este punto se menciona que el valor promedio utilizado es de 1000 m/s, pero se indica que este valor es para el acueducto Copalita-Bahías de Huatulco, el cual no es el que se está analizando.

Figura 102. Parámetros para operación transitoria

PARAMETROS PARA OPERACION TRANSITORIA

Velocidad de propagación de las ondas (celeridad)

La magnitud y desarrollo de los fenómenos transitorios depende principalmente de la capacidad que tenga la tubería para transmitir, a todo lo largo de la conducción, las perturbaciones generadas en alguna sección.

La velocidad de transmisión de las perturbaciones, conocida como celeridad, depende de las características, dimensiones y material de las tuberías.

Es importante mencionar que para los análisis de flujo transitorio del proyecto Acueducto Copalita – Bahías de Huatulco se consideró una tubería rígida de pared gruesa con un valor promedio de celeridad de 1000 m/s.

Fuente: Página 5. Memoria Análisis de la Operación Normal y Transitoria en Línea de Conducción.

La celeridad puede obtenerse a partir de fórmulas como la de Joukowsky (1898), que demostró que la celeridad con la que se propaga la presión en un medio elástico se determina tomando en cuenta la elasticidad de las paredes de la tubería y del fluido, y esto permite relacionar los cambios de velocidad del fluido con los de presión.

$$a = \frac{1}{\sqrt{\rho \left(\frac{1}{E_v} + \frac{D}{eE_t} \right)}}$$

Donde:

a.- es la celeridad.

ρ .- es la densidad del agua.

E_v .- Es el módulo de elasticidad volumétrica del agua.

D.- es el diámetro de la tubería de conducción.

e.- es el espesor de la tubería de conducción.

E_t .- Es el módulo de elasticidad del material o módulo de Young de la tubería.

En la caracterización de los equipos de bombeo, se indican las características estimadas de los mismos; estas características son las siguientes:

Figura 103. Parámetros para operación transitoria

Planta de Bombeo		
Característica	Unidad	1
Carga nominal	H_0 (m)	149.0
Gasto nominal	Q_0 (m^3/s)	0.550
Eficiencia nominal	η_0 (%)	83.0
Velocidad de giro	N_0 (rpm)	1760

Tabla 1 Principal característica del equipo en PB

Fuente: Página 5, Memoria Análisis de la Operación Normal y Transitoria en Línea de Conducción

Aquí se observa que los datos de las características de las bombas de la planta de bombeo no concuerdan con los datos especificados en la memoria de cálculo mecánica de la planta de bombeo, donde se especifican cargas y velocidades de giro distintas (CDT = 123 m, bombas a 1175 rpm), por lo que es necesario replantear cuáles son los datos correctos para el diseño final de la planta de bombeo y de la conducción a presión.

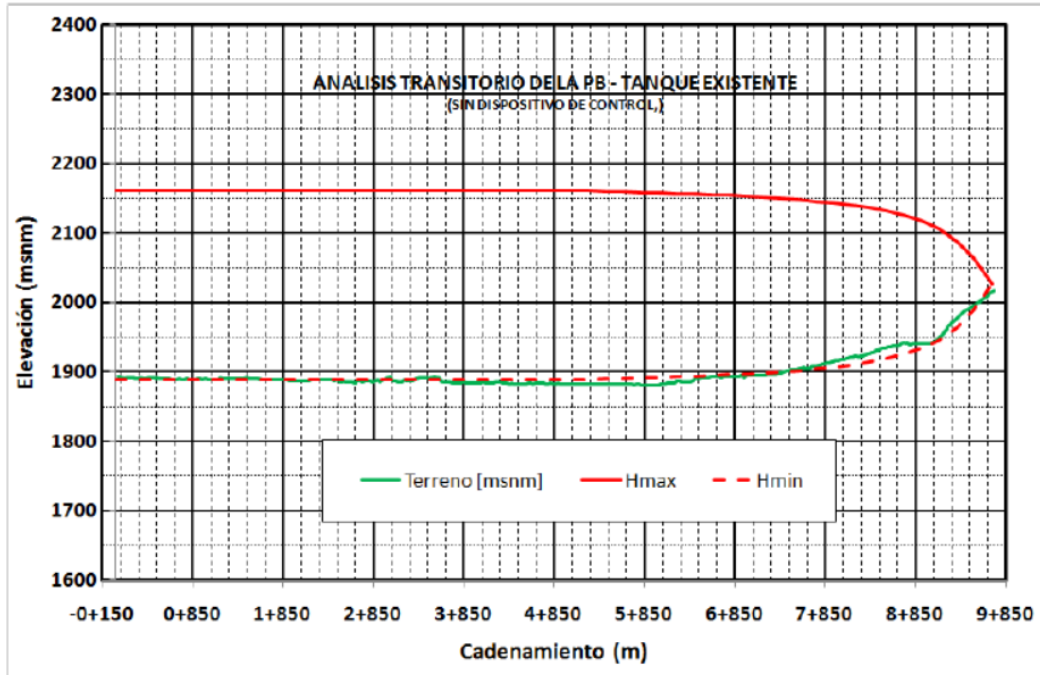
Después se menciona que se requiere de las curvas Knapp para utilizar el programa de cómputo TRANS y, como no se cuenta con ellas, se utilizaron las curvas adimensionales de bombas de velocidad específica semejante ($N_s=147$ para este caso); con estas curvas adimensionales se determinaron los parámetros que luego se compararon con un banco de información de curvas adimensionales (curvas Knapp) para el análisis del transitorio; con esto se calcularon los valores de potencia nominal del motor en Kw, Par motor nominan en Nm y la velocidad específica.

Con los datos obtenidos se procedió a calcular las sobrepresiones y subpresiones en la línea de conducción para el primer escenario sin dispositivos de protección. Los resultados indican que tanto las envolventes de presiones mínimas como máximas podrían poner en riesgo a la tubería.

Esto indica que es necesaria la colocación de dispositivos de control de transitorios en la línea de conducción.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 104. Parámetros para operación transitoria sin dispositivos de control

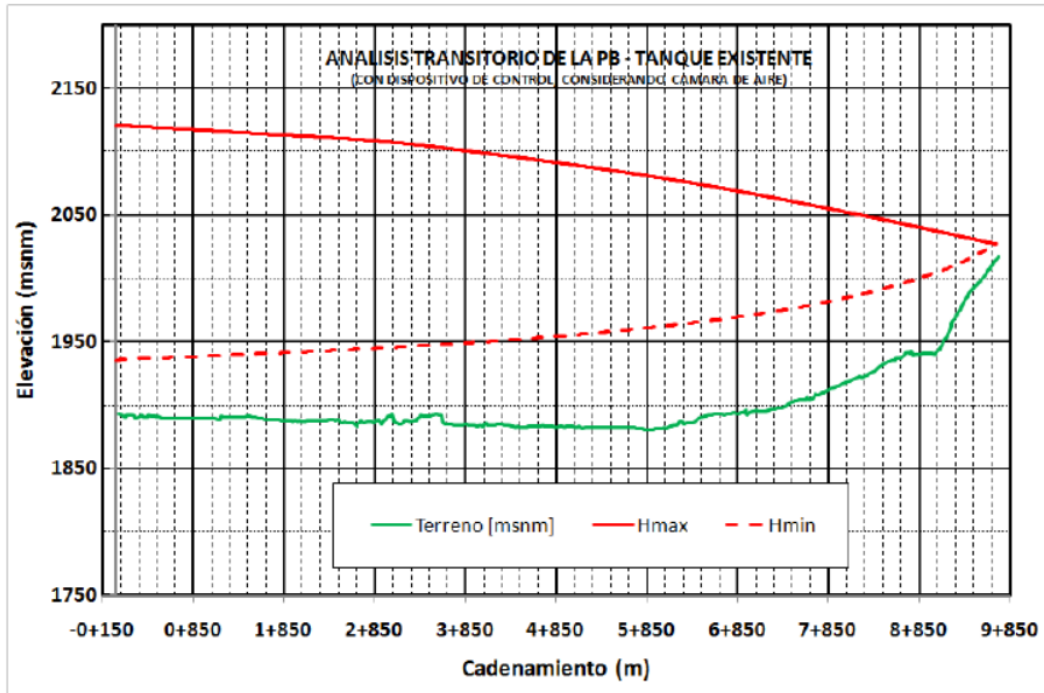


Envolturas de cargas extremas, sin dispositivo de control, PB

Fuente: Página 7, Memoria Análisis de la Operación Normal y Transitoria en Línea de Conducción

Después se realizó el análisis de transitorios con dispositivos de protección (válvulas de admisión y expulsión de aire VAEA y con cámaras de aire). Los resultados dieron que con las VAEA no era suficiente para controlar las presiones en la línea de conducción, por lo que se resuelve que el dispositivo necesario para el control de las presiones es con cámaras de aire.

Figura 105. Parámetros para operación transitoria con dispositivos de control



Envolventes de cargas extremas, con dispositivo de control, PB

Fuente: Página 8. Memoria Análisis de la Operación Normal y Transitoria en Línea de Conducción

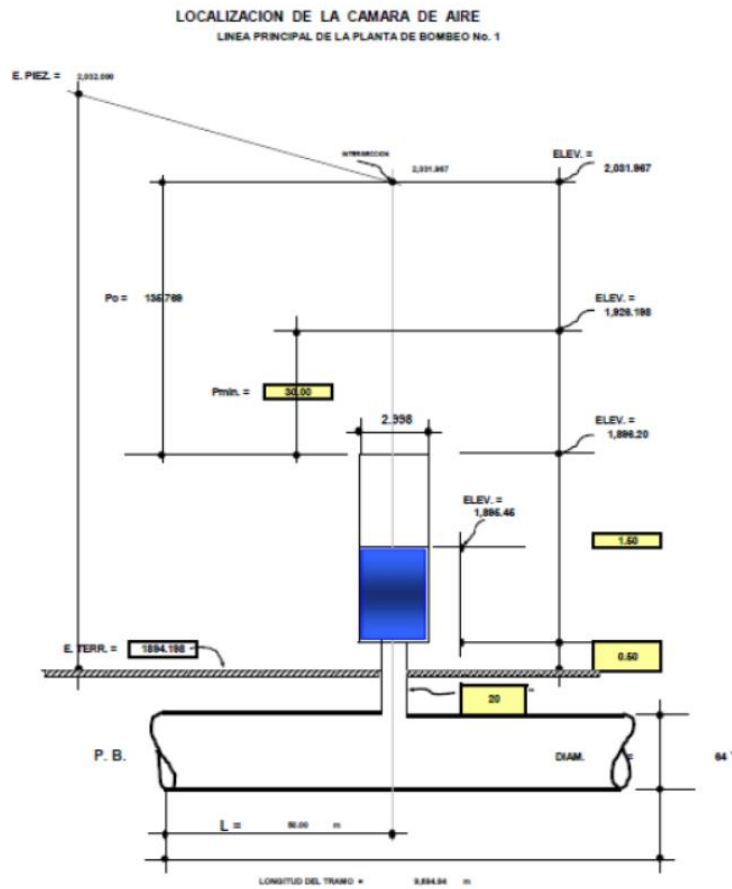
Una vez establecido que el dispositivo para el control de las presiones será la cámara de aire, se procede a su dimensionamiento; aquí se plantea la conveniencia de instalar una batería con dos unidades en la planta de bombeo, una en operación y la otra de reserva para el respaldo del sistema; se indica que las dimensiones de la cámara de aire se hicieron con la ayuda de las simulaciones del programa TRANS, dando como resultado:

Figura 106. Resultado de las dimensiones de la cámara de aire

PB	DIAMETRO (m)	ALTURA (m)	ALTURA DE AIRE (m)	VOLUMEN DE AIRE (m ³)
1	3.00	1.50	0.75	21.1693

Fuente: Página 9. Memoria Análisis de la Operación Normal y Transitoria en Línea de Conducción

Figura 107. Localización de la cámara de aire



Fuente: Página 10. Memoria Análisis de la Operación Normal y Transitoria en Línea de Conducción
Las dimensiones de la cámara de aire indican que las envolventes de las presiones se reducen significativamente con respecto al escenario sin dispositivos de control.

Figura 108. Resultados de presiones en la tubería sin dispositivos de control

PRESIONES EN LOS EXTREMOS DE CADA TUBO Y GASTOS EN CADA TUBO

TUBO	CARGA INICIAL (mca)	CARGA FINAL (mca)	GASTO (m ³ /s)
1	2031.999	2027.015	2.7500

CARGAS EXTREMAS AL INICIO DE CADA TUBO

TUBO	PRESION MAX. (mca)	PRESION MIN. (mca)
1	2161.891	1887.823

Fuente: Página 14. Memoria Análisis de la Operación Normal y Transitoria en Línea de Conducción

Figura 109. Resultados de presiones en la tubería con cámara de aire

PRESIONES EN LOS EXTREMOS DE CADA TUBO Y GASTOS EN CADA TUBO

TUBO	CARGA INICIAL (mca)	CARGA FINAL (mca)	GASTO (m ³ /s)
1	2031.999	2031.974	2.7500
2	2031.974	2027.015	2.7500

CARGAS EXTREMAS AL INICIO DE CADA TUBO

TUBO	PRESION MAX. (mca)	PRESION MIN. (mca)
1	2120.407	1935.440
2	2120.406	1935.728

Fuente: Página 19. Memoria Análisis de la Operación Normal y Transitoria en Línea de Conducción

6.4.9.1.1. Conclusiones del análisis en operación normal y transitoria

- Este análisis está desarrollado en la memoria de cálculo de línea de conducción y es correcto; la tubería que se planea colocar tiene un diámetro aceptable para conducir el volumen que se planea bombear, el cálculo de pérdidas por fricción, determinación de la velocidad, carga disponible y pendiente hidráulica son correctos.
- Se tienen incongruencias en el diámetro que se utilizará para conducir el agua de la planta de bombeo hasta la potabilizadora; esto porque en la memoria de cálculo de línea de conducción se especifica un diámetro de 1600 mm, mientras que en el análisis de la operación normal y transitoria se especifica un diámetro de 64" (1625 mm); debe aclararse cuál será el diámetro correcto elegido, aunque cabe señalar que en ambas tuberías el flujo se comporta de manera similar.
- Las características de las bombas que se utilizaron para el análisis de transitorios no concuerdan con las especificadas en la memoria mecánica de la planta de bombeo, así que es necesario homologarlas y recalcular.
- No se proporcionan las curvas adimensionales (curvas Knapp), ni las curvas carga-gasto del fabricante, que se utilizaron para obtener las características necesarias para correr el programa TRANS.
- No se da el proceso para obtener ni los resultados de la potencia mecánica nominal, Par motor nominal y velocidad específica.
- No se muestran los resultados del TRANS con únicamente válvulas de admisión y expulsión de aire, solo se señala que no dan los resultados deseados para el control de las presiones en la línea de conducción.
- Se decide utilizar cámaras de aire como dispositivo de control, pero no se menciona si se ampliará la protección con válvulas de admisión y expulsión de aire, que de todas formas se recomienda poner junto a las cámaras de aire, para tener mayor protección en la línea de conducción.
- No se incluyen los resultados de las simulaciones del TRANS con las válvulas de admisión y expulsión de aire.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

- El análisis es correcto, pero se requiere actualizar los datos para que sean congruentes entre sí, tanto de los diámetros de la tubería como de las características de las bombas que se utilizarán en la planta de bombeo.
- Deberá instalarse a la salida de la planta de bombeo una válvula que permita el seccionamiento de la planta y el acueducto para posibles mantenimientos de la planta y no tener que descargar la línea de presión.

Se concluye que la línea de conducción a presión es factible técnicamente, pero se requiere actualizar y ampliar el proyecto, ya que no cuenta con memoria descriptiva de la línea de conducción, ni el criterio por el cual se optó por tubería de PRFV, o el trazo del proyecto; hacen falta planos de conjunto de la línea de conducción junto con todas las otras estructuras del proyecto de la presa Tunal II, la determinación de los lugares donde se colocarán las VAEA, así como el cálculo de éstas válvulas; no se incluye la memoria de cálculo de los atraques y falta agregar las especificaciones.

6.4.9.1.2. Línea a gravedad

Como inicio se plantea el objetivo de la conducción a gravedad, para asegurar el abastecimiento de agua potable y mejorar la calidad del agua que consumen los habitantes de la ciudad de Durango.

Posteriormente se establecen las velocidades máximas y mínimas permisibles en tuberías.

Figura 110. Velocidades máxima y mínima permisible en tuberías

Tabla 4.3. Velocidades máxima y mínima permisible en tuberías

MATERIAL DE LA TUBERIA	VELOCIDAD (m/s)	
	MAXIMA	MINIMA
Acero con revestimiento	5.00	0.30
Acero sin revestimiento	5.00	0.30
Acero galvanizado	5.00	0.30
Poliétileno de alta densidad	5.00	0.30
PRFV	5.00	0.30

Fuente: Página 2. Memoria Descriptiva Línea a Gravedad

Estas velocidades son correctas de acuerdo al Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de CONAGUA.

Posteriormente se dijeron los criterios bajo los cuales se diseñó la línea de conducción a gravedad; estos criterios fueron la presión Interna de diseño y la presión de diseño externa.

Figura 111. Criterios de diseño para la conducción a gravedad

Presión Interna de Diseño: La tubería se diseñó para una presión interna, que no sea menor que la presión de operación máxima en flujo establecido en ese punto, ni menor que la carga hidrostática estática. La presión máxima a régimen constante, deberá ser la suma de la carga hidrostática requerida para vencer las pérdidas por fricción y cualquier contrapresión requerida.

Presión de Diseño Externa: La tubería se diseñó para soportar la diferencia máxima entre las presiones externas e internas a las cuales estará expuesta la tubería.

Fuente: Página 3. Memoria Descriptiva Línea a Gravedad

Cabe señalar que estos criterios de diseño no corresponden al diseño de una línea a gravedad, debido a que se planea tener una presión que contrarreste cualquier contrapresión requerida. En las conducciones a gravedad la presión interna es igual a la atmosférica, por lo que se nulifica al calcular la energía en la línea. EL criterio de diseño utilizado es más apropiado para el diseño de conducciones a presión.

Posteriormente se menciona que con estos criterios se obtuvieron las principales características de diseño, como son velocidad, pendiente hidráulica, elevación piezométrica y carga disponible.

La velocidad se obtuvo a partir de la ecuación de continuidad

$$Q = V \times A$$

Donde Q es el gasto en m³/s, V es la velocidad del fluido en m/s, y A es el área de la sección del tubo en m², utilizándose el diámetro interior del tubo.

A continuación, se mencionan los valores del coeficiente de rugosidad de Manning (n), que se utilizaron en el cálculo.

PRFV n = 0.009

ACERO n = 0.012

Los valores utilizados para la determinación de las pérdidas de energía por fricción con la ecuación de Manning son correctos.

Posteriormente se da la fórmula del gradiente hidráulico obtenido a partir de la expresión de Manning.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 112. Gradiente hidráulico

$$S = \frac{Vn^2}{(D/4)^{2/3}}$$

Fuente: Página 4. Memoria Descriptiva Línea a Gravedad

Donde S es el gradiente hidráulico en m/m, V es la velocidad en m/s, n es el coeficiente de Manning y D es diámetro interior de la tubería en metros.

La pérdida de energía se calcula multiplicando el gradiente por la longitud.

Como se observa, el gradiente hidráulico que se propone está utilizando el diámetro completo de la tubería para calcular las pérdidas de energía; este criterio es utilizado para conducciones a presión, pero no para conducciones a gravedad. Las conducciones a gravedad se diseñan para que la tubería vaya cercana a un 95 % de su llenado, ya que a gravedad es la sección que conduce el gasto máximo (Libro 4 página 40, MAPAS, CONAGUA).

Esto también se observa en la tabla de cálculo hidráulico del proyecto de la línea de conducción a gravedad, donde se utiliza el mismo criterio para la obtención de las pérdidas de energía que el empleado para el cálculo de la línea de conducción a presión.

Figura 113. Resultados del análisis hidráulico para la línea de conducción a gravedad

TABLA DE CALCULO HIDRAULICO														
PROYECTO DE LA LINEA DE CONDUCCION A GRAVEDAD														
DURANGO, DURANGO.														
TRAMO	LONGITUD	GASTO Q	DIAM. INT.	MANNING	TIPO Y CLASE DE		K	Hf	VELOCIDAD	ELEVACIONES	TERRENO	PLANTILLA	CARGA	PENDIENTE
	(M)	(LPS)	(MM)	N	TUBERIA			(M)	(M/S)	PIEZOMETRICA	(m)	(m)	DISPONIBLE	
0+000.00										2011.00	1,995.48	1993.08	17.92	
0+100.00	100.00	2700.00	1000.00	0.009	PRFV	PN-6	0.001	0.608	3.44	2010.39	1,986.32	1983.82	26.57	0.00608
0+200.00	100.00	2700.00	1000.00	0.009	PRFV	PN-6	0.001	0.608	3.44	2009.78	1,974.23	1971.73	38.05	0.00608
0+271.00	71.00	2700.00	1000.00	0.009	PRFV	PN-6	0.001	0.432	3.44	2009.35	1,964.35	1961.60	47.75	0.00608
0+287.00	16.00	2700.00	1000.00	0.009	PRFV	PN-6	0.001	0.097	3.44	2009.26	1,963.64	1960.40	48.86	0.00608
0+331.00	44.00	2700.00	1000.00	0.009	PRFV	PN-10	0.001	0.267	3.44	2008.99	1,950.24	1947.60	61.39	0.00608
0+372.00	41.00	2700.00	1000.00	0.009	PRFV	PN-10	0.001	0.249	3.44	2008.74	1,942.72	1939.60	69.14	0.00608
0+430.00	58.00	2700.00	1000.00	0.009	PRFV	PN-10	0.001	0.353	3.44	2008.39	1,937.50	1934.90	73.49	0.00608

Fuente: Tabla de cálculo hidráulico línea de conducción a gravedad

Por otra parte, en esta misma tabla de cálculo se indica que las velocidades a las cuales irán los últimos tramos que son de acero rebasan las máximas permisibles para el material indicado; esto debe corregirse cambiando las pendientes en el trazo del acueducto.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Figura 114. Resultados del análisis hidráulico para la línea de conducción a gravedad.

Velocidades en la conducción

TABLA DE CALCULO HIDRAULICO														
PROYECTO DE LA LINEA DE CONDUCCION A GRAVEDAD DURANGO, DURANGO.														
TRAMO	LONGITUD	GASTO Q	DIAM. INT.	MANNING	TIPO Y CLASE DE		K	Hf	VELOCIDAD	ELEVACIONES	TERRENO	PLANTILLA	CARGA	PENDIENTE
	(M)	(LPS)	(MM)	N	TUBERIA			(M)	(M/S)	PIEZOMETRICA	(m)	(m)	DISPONIBLE	
5+240.00	40.00	2700.00	1200.00	0.009	PRFV	PN-10	0.000	0.092	2.39	1963.00	1,909.98	1907.00	56.00	0.00230
5+280.00	40.00	2700.00	1200.00	0.009	PRFV	PN-10	0.000	0.092	2.39	1962.91	1,907.91	1905.40	57.51	0.00230
5+363.25	83.25	2700.00	1200.00	0.009	PRFV	PN-10	0.000	0.191	2.39	1962.71	1,904.94	1902.30	60.41	0.00230
5+500.00	136.75	2700.00	1000.00	0.009	PRFV	PN-10	0.001	0.831	3.44	1961.88	1,903.30	1900.60	61.28	0.00608
5+660.00	160.00	2700.00	1000.00	0.009	PRFV	PN-10	0.001	0.972	3.44	1960.91	1,902.09	1899.60	61.31	0.00608
5+820.00	160.00	2700.00	1000.00	0.009	PRFV	PN-10	0.001	0.972	3.44	1959.94	1,901.95	1899.60	60.34	0.00608
5+900.00	80.00	2700.00	1000.00	0.012	PRFV	PN-10	0.001	0.864	3.44	1959.07	1,903.38	1900.70	58.37	0.01081
6+000.00	100.00	2700.00	737.00	0.012	ACERO	ACERO	0.008	5.501	6.33	1953.57	1,906.90	1904.20	49.37	0.05501
6+020.00	20.00	2700.00	737.00	0.012	ACERO	ACERO	0.008	1.100	6.33	1952.47	1,907.79	1905.00	47.47	0.05501
6+100.00	80.00	2700.00	737.00	0.012	ACERO	ACERO	0.008	4.401	6.33	1948.07	1,912.42	1909.90	38.17	0.05501
6+126.12	26.12	2700.00	897.00	0.012	ACERO	ACERO	0.003	0.504	4.27	1947.57	1,921.82	1939.00	8.57	0.01929

Fuente: Tabla de cálculo hidráulico línea de conducción a gravedad

6.4.9.1.3. Conclusiones del análisis en operación normal y transitoria

- Los criterios y análisis realizados para la línea de conducción a gravedad son más apropiados para el diseño de tuberías a presión y no para el diseño de conducción a gravedad.
- La determinación de los parámetros de conducción de la tubería no es correcta al ser una conducción a gravedad y no a presión.
- Las velocidades que se marcan para el tramo de conducción con tubería de acero rebasan los límites permisibles para este material.
- Debe replantearse el cálculo para que sea acorde al tipo de conducción que se plantea (gravedad), ya que los resultados de las pérdidas de energía, velocidad, carga disponible y pendiente hidráulica no son correctos.
- El cálculo de diámetro y clase de la tubería no es aceptable para el acueducto de gravedad; se recomienda que dada la topografía y el ángulo de inflexión al que está sometido este proyecto se considere el mismo diámetro que el de alta presión 1600 mm.

Se concluye que la línea de conducción a gravedad tiene deficiencias en el cálculo; se requiere actualizarlo para poder determinar si el planteamiento es correcto; no se cuenta con una memoria descriptiva completa del proyecto; los criterios utilizados para el cálculo de la conducción corresponden más a los utilizados para líneas a presión que a gravedad; no se especifica por qué se utilizó tubería de PRFV, o la justificación del trazo del proyecto; hacen falta planos en planta de la conducción con la planta potabilizadora y de detalle de la salida de la potabilizadora hasta la línea de conducción a gravedad. No hay especificaciones de obra para la construcción de la línea de conducción.

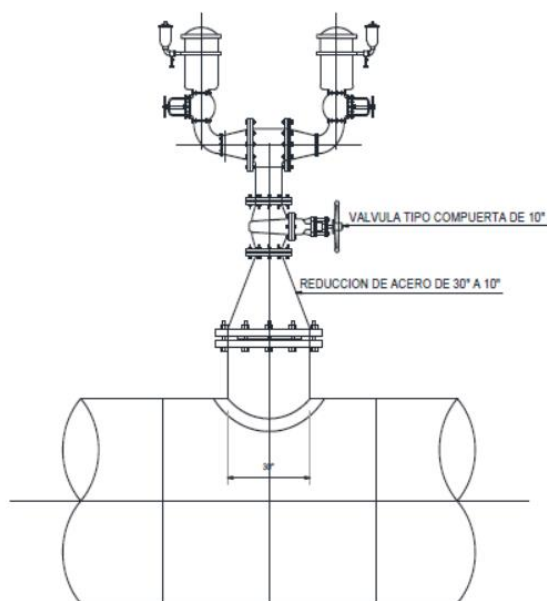
6.4.9.2. Conclusiones y recomendaciones generales para las obras de conducción

- La plantilla de la excavación donde se alojará el acueducto, considerando la delicadeza de la tubería de PRFV, deberá llevar una cama de arena no menor a 30 cm. Respecto al acostillado de la tubería este debe de ser de material de banco compactado al 90 % Proctor en capas de 20 cm, y deberá cubrir el lomo del tubo con un mínimo de 30 cm; después de la capa superior del tubo el relleno será con material producto de la excavación, siempre y cuando reúna las

condiciones para ser compactado al 90 % Proctor, de lo contrario deberá utilizarse material de banco.

- Durante la instalación de la tubería se recomienda realizar pruebas de hermeticidad con equipo neumático para comprobar el correcto acoplamiento entre tubo y tubo; con esta acción se tendría un máximo de seguridad para cuando se realice la prueba hidrostática, al menos en las juntas no tendríamos problemas de alguna fuga, lo que nos evitaría hacer reparaciones en una tubería recién instalada, a menos que con la presión hidrostática algún tubo presentara problemas.
- Deberán realizarse pruebas hidrostáticas en los acueductos cuando menos cada mil metros, de acuerdo a las especificaciones.
- Las válvulas de admisión y expulsión de aire deberán instalarse en las crestas o bien a cada 500 m de distancia; lo recomendable es que sean de 8", a fin de facilitar el llenado y vaciado del acueducto. Deberán colocarse en una salida radial de la tubería cuando menos de 30", que a su vez sirva como registro de entrada hombre para inspección de la tubería o reparaciones internas que se irán requiriendo durante la operación del acueducto, ya que en el proyecto no se señala ningún registro de inspección.
- El árbol de válvulas de admisión y expulsión de aire, así como el cuerpo, deberán fabricarse en acero al carbón bridado, como se indica en dibujo anexo.

Figura 115. Árbol de VAEAS recomendado para las líneas de conducción



Fuente: Elaboración propia.

6.4.9.2.1. Desfogues

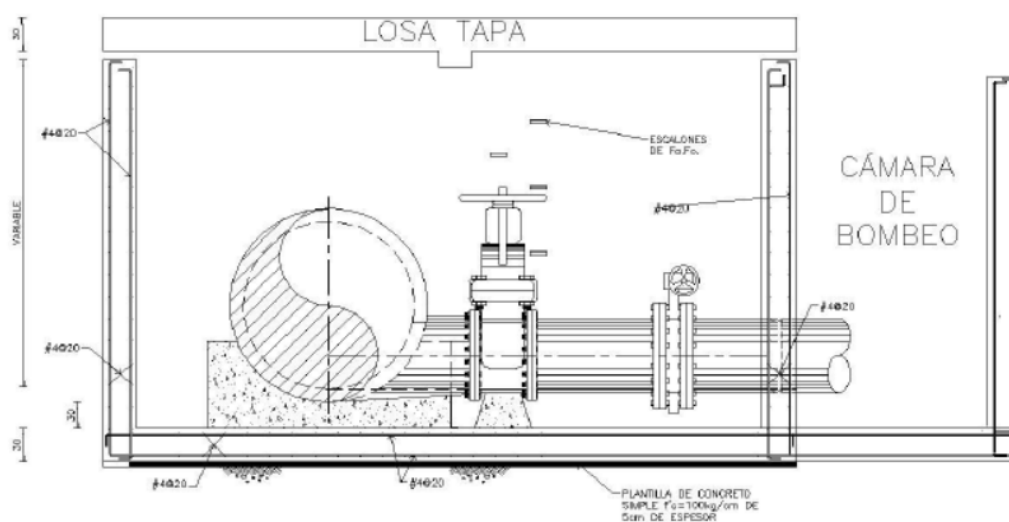
- Se recomienda que en los puntos donde se tengan que construir desfogues se instalen válvulas de admisión y expulsión de aire, para lograr una mejor descarga del acueducto y de esa manera evitar esfuerzos negativos en la tubería (presiones negativas), sobre todo por las características de la tubería propuesta para la construcción del acueducto. Asimismo los desfogues deberán tener una descarga libre que permita el vaciado del acueducto a gravedad, y

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

estos deberán de contar con una válvula de operación y una de emergencia, para una mayor seguridad del acueducto, debido a que en acueductos donde se han colocado desfogue con una sola válvula al tiempo de operar esta resulta que está obstruida y en ocasiones hasta pegada en el mismo cuerpo de la válvula a causa del sarro que se forma, y al querer operarse se ha llegado a degollar el vástago de apertura y cierre de la misma, situación que hace imposible utilizar el desfogue, además de que para dar mantenimiento se tendría que descargar la tubería, no así cuando se coloquen dos válvulas, ya que en caso de sufrir una alguna avería se tendrá la flexibilidad y la seguridad de la válvula de respaldo.

- Otra recomendación es que las cajas donde se alojen los desfogue cuenten con una cámara de vaciado, ya que debido a la topografía en la que van a ser colocadas estas válvulas generalmente son los puntos bajos y con salida radial en la parte inferior de la tubería, por lo que con el simple hecho de operar la válvula se inundará el espacio de la maniobra, pero no así cuando se disponga de una cámara de vaciado, ya que esta se llenaría y empezaría a descargar. Una vez que sea franco el desalojo del agua (canal), o cuando por situaciones especiales se tenga que utilizar bombeo para ayuda del vaciado de la tubería, esta cámara nos permitirá colocar varias bombas a la vez, y así lograr una mayor eficiencia en el vaciado. Se anexa croquis.

Figura 116. Recomendación cajas de desfogue para las conducciones



Fuente: Elaboración propia.

6.4.10. Conclusión de la evaluación de la Factibilidad Técnica

En lo que respecta al proyecto de abastecimiento de agua potable a través de una fuente superficial, como lo es la presa Tunal II, se considera que tiene ventajas técnicas significativas contra la opción de tratamiento a pie de pozo, debido a que la fuente superficial es más estable a largo plazo, ya que el acuífero del Valle del Guadiana está sobreexplotado y colocar filtros para el tratamiento del arsénico y del flúor implicaría que se rechazara hasta 35 % del agua que se extrae, incrementando así el volumen extraído y ayudando a la sobreexplotación del acuífero.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

En lo que respecta a las obras complementarias, se requiere avanzar en el desarrollo de los anteproyectos y proyectos ejecutivos, ya que están en su mayoría a nivel conceptual y no contienen los elementos necesarios para poder construirse en un corto plazo. Por ello se recomienda que se eleven a anteproyectos o proyectos ejecutivos para que contengan los componentes indispensables para licitarlos y construirlos.

En conclusión, el proyecto es viable técnicamente, siempre y cuando se actualicen y complementen los proyectos referentes a las obras complementarias (planta de bombeo, planta potabilizadora, conducciones).

Una vez que se revisaron los estudios que sirvieron de base para el presente dictamen, se determina que:

- El proyecto denominado “Proyecto ejecutivo para la construcción de la presa Tunal II, para aprovechamiento de agua potable, trabajos a ejecutarse en la localidad de Durango, del municipio de Durango”, tiene el objetivo de proteger la salud de los habitantes de la ciudad de Durango, además de proporcionar agua apta para uso y consumo humano, así como la regulación de avenidas para disminuir el riesgo por inundaciones y ayudar a preservar el acuífero Valle del Guadiana al disminuir el volumen de extracciones.
- Las principales obras por desarrollar son la cortina de la presa, obra de toma, obra de desvío y vertedor de excedencias, para posteriormente instalar una planta de bombeo, cuyo gasto será de 2.7 m³/s como máximo, y 2.5 m³/s como gasto medio, y una planta potabilizadora, que abastecerán el caudal por una línea de conducción a presión de 9.7 km, que irá de la planta de bombeo hasta la planta potabilizadora, y posteriormente, por una línea de conducción a gravedad de 6 km, aproximadamente, llegará a un tanque de distribución municipal.
- De acuerdo con los cálculos, se observa que las obras están adecuadamente dimensionadas, ya que los métodos utilizados son los usualmente empleados en este tipo de proyectos, además de que se puede aseverar que cumple con las normas y recomendaciones establecidas, siempre que se sigan las recomendaciones de CONAGUA.
- Se pueden detallar más los procesos constructivos, especialmente aquellos que se evaluaron y se encontraron a nivel de ingeniería básica. En general los procesos constructivos planteados son totalmente viables y factibles de llevarse a cabo en la zona del proyecto sujetos a la normatividad local y federal.
- En las conclusiones de esta dictaminación se encuentran recomendaciones y observaciones, las cuales son totalmente viables de realizarse y no se vislumbra que alguna pudiera modificar la viabilidad técnica de este estudio a excepción de la confirmación de condiciones geomecánicas de la roca en la zona de cimentación de la presa que pudiera modificar el proyecto ejecutivo de la cortina.
- No se identificaron factores significativos de riesgo que pudieran inhabilitar el proyecto, aunque sí retrasar su inicio, como lo es la adecuada estructuración de sus componentes de ingeniería y aprobación por parte de la CONAGUA, especialmente el proyecto de la presa.
- Se cuenta con la factibilidad técnica, materiales y equipos requeridos para el desarrollo de cada uno de los componentes del proyecto, por lo que puede cumplirse con las metas que se proponen alcanzar.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

- Los materiales por utilizar se encuentran en el mercado, como son la tubería, equipos de bombeo y tecnología de la planta potabilizadora, por lo que es factible el desarrollo del proyecto.

Por las razones anteriores se considera que la ejecución del proyecto es factible desde el punto de vista técnico, siempre y cuando se actualicen y complementen los proyectos referentes a las obras complementarias (planta de bombeo, planta potabilizadora, conducciones).

Finalmente, como resultado del análisis de los temas antes mencionados, **SE DICTAMINA FAVORABLEMENTE QUE EL PROYECTO DE “CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA TUNAL II PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE DURANGO, DGO.”, PRESENTA FACTIBILIDAD TÉCNICA.**

Dictaminador

Por FGlez Consultores y Asociados, SA de CV

M.I. Fernando González Cáñez

No. Cédula: 2228604

Correo electrónico: fernandogc@fgyasociados.com



FIRMA

6.5. Evaluación de la Factibilidad Económica

De acuerdo a la Evaluación Socioeconómica del PPI, éste se propone “proteger la salud de los habitantes de la ciudad de Durango al incorporar agua apta para el uso y consumo humano proveniente de una fuente de abastecimiento sostenible”, a través de las siguientes etapas: etapa 1: Captación, almacenamiento y regulación del agua potable en la presa Tunal II; etapa 2: Traslado a la presa Guadalupe Victoria (Tunal); etapa 3: Planta de bombeo, para su envío por acueducto a presión de 10.4 km; etapa 4: Tanque de aguas crudas y planta potabilizadora; etapa 5: Conducción por gravedad hasta el tanque de almacenamiento, y etapa 6: Distribución en área metropolitana.

Para dictaminar sobre la factibilidad económica del PPI, en este subapartado se revisan los siguientes elementos: el área de influencia del PPI, el problema, las alternativas de solución (incluyendo los componentes y costos de la alternativa seleccionada, beneficios, variables, supuestos y el cálculo de indicadores), así como el análisis de riesgos que soporta la factibilidad económica del proyecto. Finalmente, se presenta la conclusión del dictamen a la factibilidad económica del PPI.

El área de influencia del PPI, según la Evaluación Socioeconómica del proyecto, será “la ciudad de Durango, cuya población se verá beneficiada al incorporar con esta obra agua apta para el uso y consumo humano”.

Para el cálculo de la demanda de agua potable en los tres escenarios analizados (demanda actual, sin proyecto y con proyecto), se considera la población del área de influencia, el número de tomas comerciales, industriales, servicios y domésticas, los consumos históricos por tipo de toma, las pérdidas físicas y los consumos no registrados. Con esta información se obtuvo la demanda efectiva en fuentes y el consumo efectivo a nivel domiciliario.

De acuerdo con la Evaluación Socioeconómica del PPI, el número de habitantes servidos por el organismo Aguas del Municipio de Durango (AMD), para 2018, fue de 631,497 personas, lo cual toma en cuenta la cobertura de agua potable reportada por el organismo operador en el año 2018, que fue de 99.80 %.

Para realizar la proyección de la población asentada en la ciudad de Durango se consideraron las tasas de crecimiento media anual (TCMA), obtenidas a partir de la información de los censos y conteos de población del INEGI.

Las fuentes de información fueron estadísticas del INEGI, CONAGUA y Aguas del Municipio de Durango, lo cual se considera adecuado.

Tabla 55. Proyección tomas domésticas y población

Año	Población total (hab)	Tasa de crecimiento (%)	Población servida (hab)	Tomas de agua domésticas
2019	650,884	2.864 %	649,583	175,563
2020	668,994	2.783 %	667,657	180,448
2021	687,095	2.706 %	685,721	185,330
2022	705,157	2.629 %	703,747	190,202

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Año	Población total (hab)	Tasa de crecimiento (%)	Población servida (hab)	Tomas de agua domésticas
2023	723,164	2.554 %	721,718	195,059
2024	741,078	2.477 %	739,596	199,891
2025	758,873	2.401 %	757,356	204,691
2026	776,536	2.328 %	774,983	209,455
2027	794,017	2.251 %	792,429	214,170
2028	811,285	2.175 %	809,663	218,828
2029	828,236	2.090 %	826,580	223,400
2030	844,907	2.013 %	843,218	227,897
2031	861,298	1.940 %	859,576	232,318
2032	877,347	1.864 %	875,593	236,647
2033	893,023	1.787 %	891,237	240,875
2034	908,290	1.710 %	906,474	244,993
2035	923,123	1.633 %	921,277	248,994
2036	937,489	1.556 %	935,615	252,869
2037	951,359	1.480 %	949,457	256,610
2038	964,706	1.403 %	962,777	260,210
2039	977,496	1.326 %	975,542	263,660
2040	989,708	1.249 %	987,729	266,954
2041	1,001,312	1.173 %	999,310	270,084
2042	1,012,283	1.096 %	1,010,259	273,043
2043	1,022,597	1.019 %	1,020,552	275,825
2044	1,032,232	0.942 %	1,030,168	278,424
2045	1,041,164	0.866 %	1,039,082	280,833
2046	1,049,375	0.789 %	1,047,277	283,048
2047	1,056,846	0.712 %	1,054,733	285,063
2048	1,063,557	0.635 %	1,061,430	286,873
2049	1,069,495	0.558 %	1,067,357	288,475
2050	1,074,645	0.482 %	1,072,496	289,864
2051	1,078,993	0.405 %	1,076,836	291,037
2052	1,082,535	0.328 %	1,080,370	291,992
2053	1,085,256	0.251 %	1,083,086	292,726

Fuente: Evaluación Socioeconómica del PPI, página 96 y 97.

Respecto a la determinación de la demanda, se utilizaron fuentes de información estadística oficial, pública y verificable, tales como son: el INEGI, la CONAGUA y el organismo Aguas del Municipio de Durango, lo cual se considera adecuado.

No obstante que la población se proyecta con información del INEGI y no de CONAPO, esto se considera válido, dado que la tasa de crecimiento es conservadora.

Respecto al problema que el PPI pretende resolver, este se encuentra definido en la Evaluación Socioeconómica del proyecto de la siguiente manera: *“Actualmente el 100 % del agua producida para el sector público urbano de la ciudad de Durango rebasa el límite permitido de concentración*

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

de flúor, mientras que el 40.43 % supera el LP de concentración de arsénico, por lo cual se concluye que la totalidad de las fuentes de abastecimiento que se operan actualmente no son potables, es decir presentan una calidad no apta para el uso y consumo humano, de acuerdo con lo establecido en la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994.

Con base en lo anterior, la problemática identificada en la Ciudad de Durango puede establecerse como "La población de la ciudad de Durango no tiene acceso a fuentes de agua con calidad apta para uso y consumo humano".

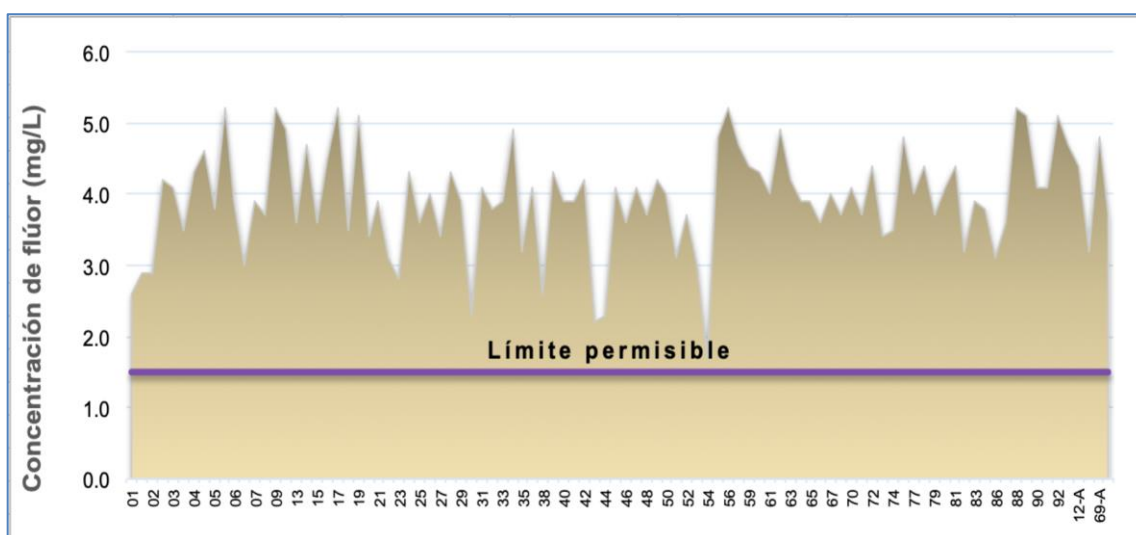
Para demostrar lo anterior, la Evaluación Socioeconómica del PPI se apoya mayormente en tres tablas y figuras donde se describe la ubicación de los pozos y los niveles de concentración del flúor y arsénico.

En la primera tabla (Tabla 17. Producción de agua de la ciudad de Durango, pág. 45), se identifican las fuentes de abastecimiento subterráneas, que para el 2018 fueron 91 pozos profundos, y el sistema de cárcamos Gabino Santillán (6 puntos de bombeo), con una extracción total del acuífero Valle de Guadiana de 84.091 millones de m³.

De igual forma, las tablas 19 (Concentración de arsénico en pozos 2014-2018, mg/l), y 20 (Concentración de flúor en pozos 2014-2018) mg/l, refieren respectivamente a las concentraciones de arsénico y flúor por pozo en los últimos cinco años.

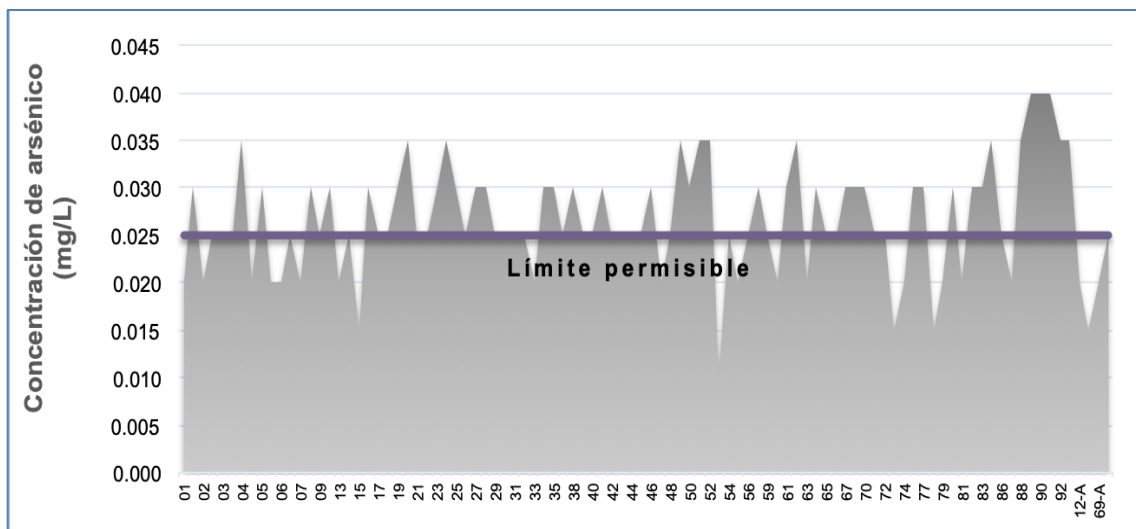
Por otra parte, las figuras 15 (Concentraciones de flúor en los pozos operados, noviembre 2018), y 17 (Concentraciones de arsénico en los pozos operados, noviembre 2018) de la Evaluación Socioeconómica presentan de manera ilustrativa los niveles de concentración de flúor y arsénico, respecto a los niveles permitidos por la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994.

Figura 117. Concentraciones de flúor en los pozos operados, noviembre 2018



Fuente: Evaluación Socioeconómica del PPI, página 45.

Figura 118. Concentraciones de arsénico en los pozos operados, noviembre 2018



Fuente: Evaluación Socioeconómica del PPI, página 46.

En la parte central del análisis de la calidad del agua de las fuentes de abastecimiento actual de Durango se concluye: **“La totalidad de los pozos que actualmente se operan, presentan concentraciones de flúor por arriba de 1.7 mg/l, sobrepasando el límite permisible (LP) para el agua de uso y consumo humano de 1.5 mg/l, establecido en la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994. En cuanto al arsénico, en 41 pozos (40.43 % del volumen producido) se presentan concentraciones por arriba de 0.030 mg/l, cuando el LP establecido en la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994 es de 0.025 mg/l.**

Adicionalmente, la misma fuente concluye: *“Conforme a la información de AMD, desde el año 2012 todos los pozos ya presentaban concentraciones de flúor por arriba del LP. En cuanto al arsénico, de acuerdo con la proyección realizada con la información histórica, se espera que para el año 2020 el 90.54 % ya rebase el LP”.*

Previamente, en el apartado de la problemática de la Evaluación Socioeconómica del Proyecto, se hace una ilustrativa revisión de los efectos a la salud humana al consumir agua con concentraciones de flúor y arsénico superiores a lo normal.

Las fuentes de información que soportan los hallazgos, el planteamiento del problema y las consecuencias del consumo excesivo de flúor y arsénico son:

Trabajos de investigaciones científica y académica

- Chávez Soto, Mónica Judith. Evaluación del riesgo por la presencia de contaminantes en agua destinada al uso y consumo humano del acuífero del Valle de Guadiana. 2010.
- Centro de Investigación en Materiales Avanzados Ambiental, Durango. Niveles históricos de fluoruro y arsénico en pozos de abastecimiento de agua para consumo humano en la Cd. de Durango (2012-2016). 2018.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

- De Victorica Almeida Jorge L. Estudio de tres procesos para la reducción del contenido de fluoruros en aguas de abastecimiento público y su efecto sobre la remoción de arsénico. 2002.
- Secretaría de Gobernación. Arsénico y fluoruro en agua: riesgos y perspectivas desde la sociedad civil y la academia en México. 2018.
- Revista de Investigación Clínica. Prevalencia de fluorosis dental en localidades mexicanas ubicadas en 27 estados y el DF, a seis años de la publicación de la Norma Oficial Mexicana para la fluoruración de la sal. 2013.
- Calderón-Mólgora, César, y María Laura Quezada-Jiménez, y Norberto Segura Beltrán, y Carlos Hernández Yáñez. 2012. "Remoción de arsénico mediante procesos de membrana". Tecnología y Ciencias del Agua III: 37-51.

Notas técnicas de la OMC

- Boischio, Ana. Flúor en el agua de consumo. Nota técnica Criterios de Salud Ambiental 227–Fluoruro. OMS 2002.

Estudios CONAGUA-IMTA

- Actualización de la disponibilidad media anual de agua en el acuífero Valle de Guadiana (1003), Estado de Durango. 2015.
- Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario. NOM-127-SSA1-1994, Salud ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización. 2000. 2017.
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Análisis técnico económico de tecnologías para remoción de fluoruros 2ª parte, y evaluación de riesgos a la salud por exposición a fluoruros presentes en agua. Proyecto interno TC1203.1. 2012.

Finalmente, debido a que se identifica como la fuente primaria de los niveles de concentración de flúor y arsénico por pozo a Aguas del Municipio de Durango, se **recomienda** especificar la Dirección o Área de Aguas del Municipio de Durango que hace los estudios y genera la información sobre los niveles de concentración de flúor y arsénico del agua potable de uso y consumo humano en el municipio de Durango, Dgo. Asimismo, es necesario mencionar los puntos de muestreo, técnicas utilizadas y periodicidad de dichos estudios, para el caso de los pozos que sigan operando para la dotación de consumo humano una vez que entre en operación el proyecto.

6.5.1. Opinión sobre el análisis de alternativas

Para resolver la problemática identificada, la Evaluación Socioeconómica del PPI presenta tres alternativas que son:

1. Exportar agua subterránea de un acuífero con disponibilidad de agua de buena calidad.
2. Desarrollar proyectos para el aprovechamiento de agua superficial en la región.
3. Aplicar tecnologías para remover flúor y arsénico del agua producida por las fuentes actuales.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

El resumen de las tres alternativas se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 56. Resumen de alternativas

Alternativa/ concepto	Alternativa 1. Perforación de pozos en el acuífero de Tepehuanes-Santiago	Alternativa 2. Construcción de la presa Tunal II	Alternativa 3. Instalación de plantas de nanofiltración a pie de pozo para remover flúor y arsénico
Descripción	<p>La mejor opción seleccionada, por el volumen que aporta, contempló la perforación de 25 pozos profundos, los cuales se localizan dentro del área comprendida por el acuífero Tepehuanes-Santiago, con ellos se extraería el volumen total de la reserva de dicho acuífero. Para conducir el agua a la ciudad de Durango se requerirían más de 150 km de acueductos que funcionaran a presión y gravedad; además se necesitará una estación de rebombeo hacia un sistema de tanques de regulación con una capacidad de 20 000 m³, el cual serviría de transición hacia una línea de conducción por gravedad hasta la planta potabilizadora que se construiría en la ciudad de Durango.</p> <p>Cabe mencionar, que el volumen de agua suministrado por esta fuente será de 1.1 m³/s (34.67 Mm³ al año), lo cual es insuficiente para cubrir la totalidad del requerimiento de producción de la ciudad de Durango.</p>	<p>Esta alternativa consiste en la construcción de un sistema de captación de aguas superficiales para sustituir las fuentes subterráneas actuales. Para esto se construiría la presa Tunal II, la cual se ubicaría sobre el cauce del río El Tunal y de la cual se aprovecharían 30 Mm³/año para el sector público urbano.</p> <p>Para aprovechar el agua de la presa Guadalupe Victoria, se deberán construir la obra de toma, planta de bombeo, acueductos y planta potabilizadora. El agua tratada en la planta potabilizadora será conducida a diversos macro tanques y macro circuitos de la ciudad de Durango para su disposición final.</p>	<p>La nanofiltración es el proceso mediante el cual se hace pasar un fluido a través de una membrana semipermeable a una determinada presión, de forma que se produce una separación basada en el tamaño de las moléculas que pueden atravesar dicha membrana (entre 0.001 y 0.01 mm). El proceso considera:</p> <p>Anti incrustante.</p> <p>Reactivos de limpieza.</p> <p>Membranas. Una membrana de nanofiltración debe tener una vida útil de cinco años.</p> <p>Filtros cartucho.</p> <p>Reactivos para remineralización del agua.</p> <p>Energía eléctrica.</p>
Vida útil	30 años	30 años	30 años,
Inversión mdp*	\$5,075.8	\$2,921.4	\$1,293.3
CAE (Pesos)	\$1,006,022,322	\$330,463,269	\$354,903,851
Costo por m ³	\$29.00	11.02	11.70

Fuente: Elaboración propia con información de la Evaluación Socioeconómica de Proyecto.

*mdp: millones de pesos.

Respecto a la alternativa 3. Instalación de plantas de nanofiltración a pie de pozo para remover flúor y arsénico, se considera como una alternativa no viable, debido a la sobreexplotación que

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

presenta actualmente el acuífero del Valle de Guadiana, así como a lo altamente ineficiente que puede resultar, ya que sus externalidades negativas no fueron consideradas como costos dentro del análisis de alternativas.

Según el análisis presentado en la descripción del área de estudio y en el análisis de la oferta actual, el acuífero del Valle de Guadiana, que abastece a la ciudad de Durango, actualmente se encuentra sobreexplotado, como se indica en el “ACUERDO por el que se actualiza la disponibilidad media anual de agua subterránea de los 653 acuíferos de los Estados Unidos Mexicanos⁴”, en el cual se establece que existe un déficit de -20.2971115 Mm³ anuales, por lo que no existe volumen disponible para nuevas concesiones en la unidad hidrogeológica denominada acuífero Valle de Guadiana, en el estado de Durango, como puede observarse en la siguiente tabla:

Tabla 57. Balance del acuífero Valle de Guadiana

Acuífero	VEAS				DMA	
	VCAS	VEALA	VAPTYR	VAPRH	Positiva	Negativa (déficit)
	Cifras en millones de metros cúbicos anuales					
Valle del Guadiana	130.980430	13.816685	0.000000	0.000000	0.000000	-20.297115

Fuente: Acuerdo publicado en el DOF el 4 de enero del 2018.

R: recarga total media anual; DNC: descarga natural comprometida; VEAS: volumen de extracción de aguas subterráneas; VCAS: volumen concesionado/asignado de aguas subterráneas; VEALA: volumen de extracción de agua en las zonas de suspensión provisional de libre alumbramiento y los inscritos en el Registro Nacional Permanente; VAPTYR: volumen de extracción de agua pendiente de titulación y registro en el REPDA; VAPRH: volumen de agua correspondiente a reservas, reglamentos y programación hídrica; DMA: disponibilidad media anual de agua del subsuelo. Las definiciones conforme a la Norma Oficial Mexicana NOM-011-CONAGUA-2015.

Adicionalmente, esta alternativa en la práctica resulta altamente ineficiente, como se mencionado en la Evaluación Socioeconómica del proyecto: “se pierde un 35% del agua extraída por el tipo de tratamiento, por lo cual las pérdidas físicas se incrementarían, reduciendo el consumo en la toma, o bien se tendría que incrementar la producción de agua para mantener el consumo ofertado”. Desde el punto de vista de un proyecto de largo plazo, se considera que éste debe ser sustentable, por tanto, no es válido soportarlo en un acuífero que ya presenta déficit y que además de la extracción para consumo humano ésta tenga que ser 30% mayor por el agua de rechazo.

⁴ DOF, 4 de enero de 2018.

Por otra parte, los costos del impacto ambiental de la alternativa 3 se incrementarán al considerar los costos de operación de los pozos y tratamiento del agua de rechazo, lo cual no fue considerado en los costos de operación y mantenimiento utilizados para la determinación del CAE.

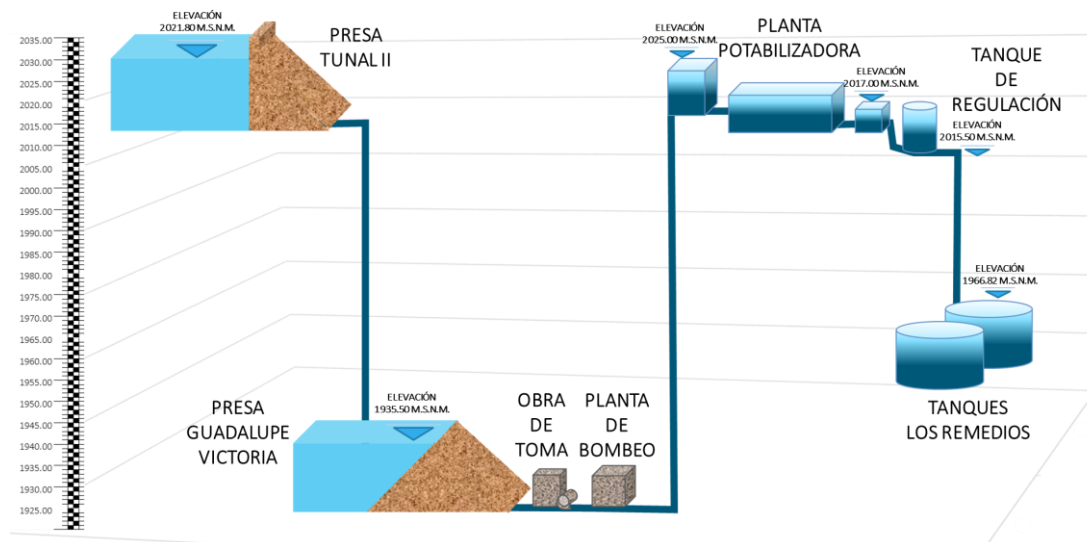
6.5.2. Opinión sobre la identificación, cuantificación y valoración de los costos

Como se ha mencionado anteriormente, el propósito del proyecto es “proteger la salud de los habitantes de la ciudad de Durango al incorporar agua apta para el uso y consumo humano proveniente de una fuente de abastecimiento sostenible”, a través de la siguientes etapas identificadas como: etapa 1: Captación, almacenamiento y regulación del agua potable en la presa Tunal II; etapa 2: Trasvase a la Presa Guadalupe Victoria (Tunal); etapa 3: Planta de bombeo, para su envío por acueducto a presión de 10.4 km; etapa 4: Tanque de aguas crudas y planta potabilizadora; etapa 5: Conducción por gravedad hasta el tanque de almacenamiento. Respecto a la distribución en el área metropolitana; ésta se realizará usando la infraestructura disponible actualmente.

Inversión inicial

Para lo anterior, el proyecto se divide en cinco componentes (conceptos) que se ilustran de manera esquemática en la siguiente imagen:

Figura 119. Esquema del sistema de agua con la presa Tunal II



Fuente: Comisión del Agua del Estado de Durango. Tomado de la Evaluación Socioeconómica, pág. 143.

La inversión inicial para la ejecución del PPI es de \$2,921.0 millones de pesos, no incluye IVA, distribuidos de la siguiente manera:

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Tabla 58. Costos del proyecto (\$ de 2019)

Concepto	Costo social s/IVA	Costo c/IVA	Porcentaje de la inversión
Presa Tunal II	2,092,852,082	2,378,108,415	71.6%
Planta potabilizadora	492,482,938	571,280,208	16.9%
Obra de toma	29,924,274	34,712,158	1.0%
Planta de bombeo	48,400,738	56,144,856	1.7%
Acueductos	257,743,133	298,982,035	8.8%
Total	2,921,403,164	3,339,227,670	100.0%

Fuente: Evaluación Socioeconómica del Proyecto, pág. 184.

Como **primer punto** el proyecto considera cinco de las seis consideradas en la página 156 del ACE, en la parte de la distribución en el área metropolitana de Durango se seguirá utilizando la infraestructura existente.

Presa Tunal II

Respecto a la identificación, cuantificación y valoración de los costos del componente de la presa Tunal II, estos se realizaron a nivel de proyecto ejecutivo, el cual está siendo revisado por la CONAGUA a fin de ser validado. La inversión considerada para la presa Tunal II es de \$2,092.8 millones de pesos y representa el 71.6 % de la inversión total inicial (ver tabla anterior); a su vez, la obra civil de la cortina es la parte más relevante de la presa y contempla el 87.6 % del total de la presa.

Tabla 59. Inversión requerida para la presa Tunal II

Concepto	Importe sin IVA (\$)	% (Sin IVA)	Importe con IVA (\$)
PRESA TUNAL II			
Obra civil en la cortina	1,423,428,892	87.61	1,651,177,515
Obra civil en la obra de desvío	145,422,415	8.95	168,690,001
Obra electromecánica	19,160,458	1.18	22,226,131
Línea eléctrica en media tensión	1,014,150	0.06	1,176,414
Tratamiento de la cimentación	26,094,865	1.61	30,270,043
Instrumentación de la cortina	1,649,740	0.10	1,913,698
Caminos de acceso a la cortina, bancos de materiales y campamento de obra	7,951,311	0.49	9,223,521
Subtotal presa Tunal II	1,624,721,831	100.00	1,884,677,324
Supervisión de la obra	81,236,092	17.35	94,233,866
Medidas compensatorias	76,894,159	16.43	89,197,225

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Concepto	Importe sin IVA (\$)	% (Sin IVA)	Importe con IVA (\$)
Costo del terreno	310,000,000	66.22	310,000,000
Subtotal costos asociados presa Tunal II	468,130,251	100.00	493,431,091
Total presa Tunal II	2,092,852,082		2,378,108,415

Fuente: Evaluación Socioeconómica del Proyecto, págs. 143 y 144.

Dentro de los conceptos asociados a la presa Tunal II, se identifica un rubro denominado “Medidas compensatorias de reforestación”, que está relacionado con las acciones que puedan ser solicitadas en el resolutivo ambiental que emita la SEMARNAT, lo cual pudiera ser superior a los \$76.9 mdp sin IVA, cantidad determinada para este concepto. Lo anterior, debido a que únicamente se están considerando acciones de reforestación de 350 000 ejemplares a un costo de \$220 pesos, lo cual no se encuentra soportado en la Evaluación Socioeconómica del PPI.

Por otra parte, en el rubro de adquisición de terrenos no se especifica el área, ubicación y costo unitario de los terrenos, y ello no permite opinar sobre si es suficiente o no.

Al respecto se determina que los conceptos considerados en la presa Tunal II son suficientes por los siguientes motivos:

- Los conceptos que se consideran son suficientes y los comúnmente utilizados para la construcción de obras similares.
- Se toman en cuenta las partidas y subpartidas que componen a las obras de la presa Tunal II.

Asimismo, se considera que los cantidades y precios unitarios utilizados son consistentes con las dimensiones de la presa y con los precios de mercado actuales.

Casi todos los precios unitarios son consistentes con los precios de mercado, exceptuando algunos que utilizan costos del año 2014 o anteriores, como lo es el costo de los barrenos de perforación y de las voladuras que son considerablemente más bajos que los costos actuales utilizados en el mercado.

Por lo anterior, puede concluirse que los conceptos y precios unitarios de la presa son factibles. Sin embargo, habrá que considerarse que actualmente (marzo del 2020) el Consultivo Técnico de la CONAGUA ha solicitado cambios a la estructura de la presa Tunal II, lo cual puede modificar los costos.

Planta potabilizadora

De acuerdo a la Evaluación Socioeconómica del PPI, la inversión considerada para la planta potabilizadora es de \$492.5 millones y representa el 17.1 % de la inversión total inicial; a su vez, las estructuras son las partes más relevantes de la planta y contemplan el 78.9 % del total.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Tabla 60. Inversión requerida para la planta potabilizadora

Concepto	Importe sin IVA (\$)	% (Sin IVA)	Importe con IVA (\$)
PLANTA POTABILIZADORA			
Arreglo de conjunto y reja perimetral	12,015,057	2.44	13,937,466
Estructuras	388,785,511	78.94	450,991,193
Edificios y casetas	32,750,024	6.65	37,990,028
Líneas de interconexión	11,331,048	2.30	13,144,016
Instalaciones eléctricas generales	9,981,384	2.03	11,578,406
Instalaciones y equipos mecánicos	14,168,344	2.88	16,435,279
Supervisión de la obra	23,451,568	4.76	27,203,819
Total planta potabilizadora	492,482,936	100.00	571,280,208

Fuente: Evaluación socioeconómica del proyecto, págs. 143 y 144

Por otra parte, de acuerdo a la actualización de los estudios de preinversión, en específico a los estudios de la planta potabilizadora, proporcionados para este dictamen⁵, la inversión actualizada de la planta potabilizadora se estima en \$450.5 mdp, no incluya IVA, para su primera etapa, como se observa en la siguiente tabla:

Tabla 61. Inversión requerida para la planta potabilizadora, 2020

Concepto	Importe sin IVA (\$)	% (Sin IVA)	Importe con IVA (\$)
PLANTA POTABILIZADORA			
Ingeniería	13,632,714.93	3.03	15,813,949.32
Obra civil	229,074,302.83	50.85	265,726,191.29
Equipamiento	62,935,565.57	13.97	73,005,256.07
Obra eléctrica	44,965,131.61	9.98	52,159,552.66
Instrumentación y control	87,790,118.90	19.49	101,836,537.93
Puesta en marcha, estabilización y operación transitoria	12,132,730.40	2.69	14,073,967.26
Total planta potabilizadora	450,530,564.25	100.00	522,615,454.53

Fuente: Volumen III del proyecto de la planta potabilizadora 2020

⁵ Elaboración de ingeniería básica para el proyecto llave en mano de una planta potabilizadora con capacidad de 2750 lps, para abastecer a la cd. de Durango, Dgo.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

De acuerdo al documento de ingeniería básica de la planta potabilizadora, los costos de la primera etapa consisten en “una unidad de 1100 lps conformada por dos módulos de 550 lps., así como todas las obras de cabecera, como son vialidades, caminos de acceso, casetas de vigilancia, oficinas, laboratorio, sala de juntas, cuarto de control, caseta de dosificación de químicos, caseta de CCM, almacén y caseta de sopladores, de acuerdo con los arreglos presentados”.⁶

Respecto a la información presentada en marzo del 2020 para la planta potabilizadora, ésta es diferente en su estructura y su capacidad a la presentada en la Evaluación Socioeconómica del PPI; por tanto, se **recomienda** cuantificar los costos de la planta potabilizadora para los cinco módulos de 550 l/s, a fin de identificar el costo total de la planta de potabilización de 2750 l/s.

Asimismo, los estudios de la planta potabilizadora de marzo del 2020 consideran todos los elementos del tren de tratamiento, así como la ingeniería necesaria para la elaboración del proyecto ejecutivo y para su construcción, aunque cabe mencionar que el proyecto no está completo.

Por otra parte, no existe suficiente información para determinar la viabilidad económica, debido principalmente a que el proyecto no está completo. Como ya se mencionó en la parte técnica, falta un listado de equipo y de motores; con esto podríamos tener una idea más clara de los costos de inversión de la planta.

Obra de toma

La inversión considerada para la obra de toma es de \$29.9 millones y representa el 1.0 % de la inversión total inicial; a su vez, las válvulas son las partes más relevantes de la obra de toma y contemplan el 74.6 % del total.

Tabla 62. Inversión requerida para la obra de toma

Concepto	Importe sin IVA (\$)	% (Sin IVA)	Importe con IVA (\$)
OBRA DE TOMA			
Línea de conducción	4,536,046	15.16	5,261,814
Válvulas	22,329,216	74.62	25,901,891
Atraques y cajas	1,634,046	5.46	1,895,493
Supervisión de la obra	1,424,965	4.76	1,652,960
Total obra de toma	29,924,273	100.00	34,712,158

Fuente: Evaluación Socioeconómica del proyecto, págs. 143 y 144.

Planta de bombeo

⁶ Idem, pág. 180.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

La inversión considerada para la planta de bombeo es de \$48.4 millones y representa el 1.7 % de la inversión total inicial; a su vez, el proyecto mecánico es la parte más relevantes de la planta y contempla el 58.8 % del total.

Tabla 63. Inversión requerida para la planta de bombeo

Concepto	Importe sin IVA (\$)	% (Sin IVA)	Importe con IVA (\$)
PLANTA DE BOMBEO			
Proyecto estructural	8,813,409	18.21	10,223,554
Proyecto arquitectónico	3,569,295	7.37	4,140,382
Proyecto eléctrico	5,263,037	10.87	6,105,123
Proyecto mecánico	28,450,200	58.78	33,002,232
Supervisión de la obra	2,304,797	4.76	2,673,565
Total planta de bombeo	48,400,738	100.00	56,144,856

Fuente: Evaluación Socioeconómica del proyecto, págs. 143 y 144

Acueductos

La inversión considerada para la planta de bombeo es de \$257.7 millones y representa el 9.0 % de la inversión total inicial; a su vez, el acueducto a presión es la parte más relevante del acueducto y contempla el 79.9 % del total.

Tabla 64. Inversión requerida para los acueductos

Concepto	Importe sin IVA (\$)	% (Sin IVA)	Importe con IVA (\$)
ACUEDUCTOS			
Acueducto a presión	205,862,326	79.87	238,800,298
Acueducto a gravedad	39,607,325	15.37	45,944,497
Supervisión de la obra	12,273,483	4.76	14,237,240
Total acueductos	257,743,134	100.00	298,982,035

Fuente: Evaluación Socioeconómica del proyecto, págs. 143 y 144

En lo que respecta a la obra de toma, la planta de bombeo y el acueducto, estos tres componentes representan el 12.5 % de la inversión total del proyecto. El monto considerado se obtuvo a nivel de antepresupuesto, el cual presenta un menor nivel de confiabilidad; adicionalmente, deberán tomarse en cuenta los cambios y comentarios realizados por el Consultivo Técnico de la CONAGUA, lo cual puede afectar su presupuesto; sin embargo, siendo que la inversión de estos tres componentes representa una parte marginal de inversión, los cambios no deberían impactar de manera considerable la inversión total del proyecto. Con la información disponible al momento de realizar este documento, se considera que los conceptos, cantidades y montos para los tres

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

componentes requieren actualizarse y complementarse, ya que los catálogos de conceptos no están actualizados, siendo que estos fueron estimados en 2014.

En cuanto a los montos de inversión, en lo que se refiere a la identificación, cuantificación y valoración de los costos de inversión del proyecto, **se concluye que estos se encuentran dentro de parámetros aceptables**, con alto nivel de certidumbre para el caso de la presa El Tunal II, ya que esta obtiene sus costos a través del proyecto ejecutivo, lo cual le confiere un mayor nivel de certeza. Sin embargo, habrá que tomar en cuenta los comentarios considerados en la parte del dictamen de la factibilidad técnica, así como los posibles cambios solicitados por el Consultivo de la CONAGUA al proyecto ejecutivo, en específico en lo referente a la cortina de la presa Tunal II.

Por otra parte, respecto a los costos de la planta potabilizadora⁷, obra de toma, planta de bombeo y acueducto, que representan el 28.4 % del costo total, estos fueron obtenidos a nivel de antepresupuesto; por tanto, el nivel de confiabilidad es mejor. Por lo anterior se **recomienda** que en los conceptos del proyecto se integre el rubro de “Proyecto Ejecutivo” y se le asigne presupuesto para realizar los proyectos ejecutivos de los componentes que den mayor certeza en la determinación de las actividades, cantidades y montos de inversión de estos componentes. Asimismo, deben considerarse los estudios requeridos para determinar el esquema de asociación público privada que favorezca el desarrollo y logro del propósito del proyecto.

Operación y mantenimiento

Los costos de operación y mantenimiento comienzan a partir del 2024, año de inicio de la operación del proyecto, lo cual se considera adecuado. Los principales costos de operación se identifican en la planta potabilizadora y en la planta de bombeo; en la planta potabilizadora corresponden a los productos químicos y el cloro, los cuales se considera que se encuentran dentro de los parámetros de acuerdo al volumen de agua a tratar por la planta de potabilización.

Tabla 65. Costos de operación y mantenimiento del proyecto

Año	2024	Estructura porcentual	2024	Estructura porcentual Ajustada
Presa El Tunal II				
Personal	1,915,200	2.6%	1,915,200	1.9%
Mantenimiento	29,393,967	39.1%	29,393,967	28.6%
Energía eléctrica	673,483	0.9%	673,483	0.7%
Reposición de maq. y equipo	1,008,730	1.3%	1,008,730	1.0%
<i>Subtotal</i>	<i>32,991,381</i>	<i>43.9%</i>	<i>32,991,381</i>	<i>32.1%</i>
Planta potabilizadora				

⁷ Según la información presentada en la Evaluación Socioeconómica del PPI, ya que esta versión de la planta potabilizadora considera un gasto de 2,700 l/s, lo cual es consistente con la capacidad instalada y las metas del proyecto.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Año	2024	Estructura porcentual	2024	Estructura porcentual Ajustada
Personal	1,691,760	2.3%	1,691,760	1.6%
Mantenimiento	4,971,733	6.6%	9,380,627	9.1%
Energía eléctrica	563,724	0.8%	1,063,630	1.0%
Reposición de maq. y equipo	375,461	0.5%	708,417	0.7%
Productos químicos	6,540,192	8.7%	6,540,192	6.4%
Cloro	2,320,202	3.1%	2,320,202	2.3%
<i>Subtotal</i>	<i>16,463,072</i>	<i>21.9%</i>	<i>21,704,829</i>	<i>21.1%</i>
Obra de toma				
Mantenimiento	302,093	0.4%	569,986	0.6%
<i>Subtotal</i>	<i>302,093</i>	<i>0.4%</i>	<i>569,986</i>	<i>0.6%</i>
Planta de bombeo				
Personal	338,352	0.5%	338,352	0.3%
Mantenimiento	187,045	0.2%	352,915	0.3%
Energía eléctrica	21,458,896	28.6%	40,488,483	39.4%
Reposición de maq. y equipo	753,930	1.0%	1,422,510	1.4%
<i>Subtotal</i>	<i>22,738,223</i>	<i>30.3%</i>	<i>42,602,260</i>	<i>41.5%</i>
Acueductos				
Mantenimiento	2,601,978	3.5%	4,909,393	4.8%
<i>Subtotal</i>	<i>2,601,978</i>	<i>3.5%</i>	<i>4,909,393</i>	<i>4.8%</i>
Total del proyecto	75,096,747	100%	102,777,849	100%

Fuente: Elaboración propia con información de la Evaluación Socioeconómica del Proyecto y su memoria de cálculo.

Por otra parte, respecto a los costos de energía eléctrica estos se cuantifican en \$21.5 mdp, representando casi el 30 % del total de los costos anuales de operación y mantenimiento. Los mayores costos de energía eléctrica se obtienen del consumo de los equipos de la planta de bombeo. Para su estimación se utilizó la tarifa 6 (Gran Demanda), el consumo promedio de los equipos de bombeo (kw/h) y el tiempo de operación de los equipos, lo cual se considera adecuado. Sin embargo, se estima útil analizar como una variable independiente la tarifa de energía eléctrica en el análisis de sensibilidad al realizar en los estudios económicos y financieros para determinar el esquema de asociación público privada del proyecto.

Respecto a los costos de mantenimiento del proyecto, estos se encuentran entre parámetros del 2 al 5% de la inversión total de acuerdo a cada componente; por ejemplo, el mantenimiento anual de las estructuras de la presa El Tunal II, la planta de potabilización, la obra de toma, la planta de bombeo y el acueducto, se estima en 2 % de la inversión estructural de cada componente, lo cual

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

se encuentra dentro de los parámetros aceptados por la ingeniería para este tipo de infraestructura. Por otra parte, el parámetro de mantenimiento para maquinaria y equipo, al ser menor su vida útil, se estimó en 5% promedio anual, lo cual es un criterio aceptado en ingeniería.

Tabla 66. Parámetros para cálculo de costos de mantenimiento del PPI

Concepto	Parámetro	Mtto (%)	Mtto \$	Energía eléctrica	Operación	Suma
Presa			30,402,698	673,483	1,915,200	32,991,381
Costo de construcción (\$)	1,469,698,365	2.00%	29,393,967			
Costo de maquinaria y equipo (\$)	20,174,608	5.00%	1,008,730			

Planta potabilizadora			10,089,045	1,063,630	10,552,154	21,704,829
Inversión requerida (\$)	469,031,369	2.00%	9,380,627			9,380,627
Reposición de equipo	14,168,344	5.0%	708,417			708,417

Obra de toma	28,499,309	2.00%	569,986			569,986
---------------------	-------------------	--------------	----------------	--	--	----------------

Planta de bombeo			1,775,425	40,488,483	338,352	42,602,260
Inversión requerida (\$)	17,645,741	2.00%	352,915			352,915
Reposición de equipo	28,450,200	5.00%	1,422,510			1,422,510

Acueducto	245,469,651	2.00%	4,909,393			4,909,393
------------------	--------------------	--------------	------------------	--	--	------------------

Totales			47,746,546	42,225,597	12,805,706	102,777,849
----------------	--	--	-------------------	-------------------	-------------------	--------------------

Fuente: Elaboración propia con información de la Evaluación Socioeconómica del PPI.

No obstante que se consideran adecuados los parámetros para la determinación de costos de operación y mantenimiento que utiliza el proyecto, no queda claro por qué en la memoria de cálculo de la Evaluación Socioeconómica se hace un ajuste a estos costos en algunos rubros de la planta de bombeo, obra de toma y acueducto. Se considera que dicho ajuste podría estar subvalorando los costos de operación y mantenimiento, pero al no cuantificar los beneficios no se ven afectados los indicadores de rentabilidad del PPI. Sin embargo, esto tienen relevancia en el análisis financiero a realizarse para la determinación del esquema de asociación público privada.

Las fuentes de información para el cálculo de los costos de operación y mantenimiento, son el proyecto ejecutivo de la presa El Tunal II, el estudio de ingeniería básica de la planta potabilizadora

y la Evaluación Socioeconómica del PPI. Los parámetros utilizados para los costos de mantenimiento se consideran adecuados y dentro de los parámetros empleados en ingeniería para este tipo de infraestructuras; adicionalmente, se considera que los supuestos utilizados (principalmente el precio de la energía eléctrica, se mantienen constante) son razonables.

6.5.3. Opinión sobre la identificación, cuantificación y valoración de los beneficios

Opinión sobre la identificación, cuantificación y valoración de los beneficios del proyecto de inversión, respecto a la identificación, cuantificación y valoración de los beneficios del PPI. El documento de Evaluación Socioeconómica del proyecto solo los identifica, dado que este fue presentado como Análisis Costo Eficiencia.

Según los “*LINEAMIENTOS para la elaboración y presentación de los análisis costo y beneficio de los programas y proyectos de inversión*”, vigentes, los análisis costo eficiencia tienen como propósito: “*asegurar el uso eficiente de los recursos cuando se comparan dos alternativas de solución, bajo el supuesto de que generan los mismos beneficios. Dicha evaluación deberá realizarse a nivel prefactibilidad.*”

Este tipo de evaluaciones socioeconómicas se aplicarán en:

Los programas y proyectos de inversión, superiores a 500 millones de pesos, en los que los beneficios no sean cuantificables, y

Los programas y proyectos de inversión, superiores a 500 millones de pesos, en los que los beneficios sean de difícil cuantificación; es decir, cuando no generan un ingreso o un ahorro monetario y se carezca de información para hacer una evaluación adecuada de los beneficios no monetarios.

Como se ha dicho anteriormente, de acuerdo a la Evaluación Socioeconómica del proyecto, este se propone “*proteger la salud de los habitantes de la ciudad de Durango al incorporar agua apta para el uso y consumo humano proveniente de una fuente de abastecimiento sostenible*”, a través de generar infraestructura de captación, potabilización y entrega de agua potable, de acuerdo a la *Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994*, es decir el proyecto busca sustituir la fuente de abastecimiento del consumo de agua de los habitantes de la ciudad de Durango.

Por tanto, no se considera un incremento en el consumo, sino una mejora en la calidad del agua usada y consumida, la cual resulta de difícil cuantificación, por lo cual se juzga adecuada la presentación de la Evaluación Socioeconómica como Análisis Costo Eficiencia.

En la Evaluación Socioeconómica del Proyecto, presentada como Análisis Costo Eficiencia, se identifican los siguientes beneficios que son:

1. *Disminuir el riesgo de salud pública por la ingesta de agua contaminada y contribuir a mejorar las condiciones de vida de la población.*
2. *Beneficios por liberación de recursos al dejar de extraer agua subterránea ^{[[[]]} SSEP*
3. *Beneficio ambiental por revertir la sobreexplotación del acuífero ^{[[[]]} SSEP*
4. *Beneficio por la pérdida de la producción agrícola ^{[[[]]} SSEP*

5. *Beneficio por evitar inundaciones en zonas agrícolas (daños a infraestructura y producción)* ^[1]_{SEP}

6. *Beneficio por evitar inundaciones en zonas urbanas: daños en viviendas, infraestructura urbana (carreteras, redes de agua, etcétera.), afectación al tiempo de las personas, afectación por activación de programas de atención a la población (DN3, protección civil, DIF, albergues, entre otros).*

Además, se considera que socialmente se tendrán los siguientes beneficios:

- Ahorro por dejar de comprar agua embotellada para beber.
- Liberación de recursos por la reducción de enfermedades relacionadas con el exceso de arsénico y fluoruros en el agua.
- Beneficio por valor de rescate.

Por lo anterior, el proyecto resulta viable, ya que identifica importantes beneficios, como son: disminuir el riesgo de salud pública por la ingesta de agua contaminada; recuperación del acuífero del Valle de Guadiana y reducir el riesgo de inundaciones.

6.5.4. Revisión de parámetros y cálculo de indicadores

Para el cálculo de indicadores se utilizaron básicamente dos parámetros: la vida útil y la tasa de descuento.

De acuerdo a la Evaluación Socioeconómica del PPI, *“el periodo de vida útil del Proyecto está limitado por la duración de los materiales de la infraestructura que se construirá, por lo que es de esperar que este lapso sea mayor que el período de diseño. En el Libro 4 del Manual de Agua Potable. Alcantarillado y Saneamiento, se indica que el periodo de diseño de un embalse es de hasta 50 años, por lo que se determina que el sistema operará adecuadamente al menos por un periodo similar de años, sujeto a condiciones apropiadas de operación y mantenimiento y de reposición de equipos electromecánicos”.*

La misma fuente continúa diciendo: *“Para fines de evaluar los beneficios del Proyecto, se establece una vida útil de 30 años, a partir de que se termina el Proyecto.”*; es decir, la vida útil del proyecto es de 30 años, lo cual se considera un valor muy conservador, dado la vida útil observada para este tipo de estructuras (cortina de la presa, como el componente más significativo), es mayor a los 50 años.

Por otra parte, la tasa de descuento de 10 % es la que actualmente se encuentra vigente para este tipo de evaluaciones.

Por tanto, se considera que los parámetros utilizados para el cálculo de Valor Presente de los Costos y del Costo Anual Equivalente es adecuado.

Para el cálculo de los indicadores (VPC y CAE), se utilizó la fórmula establecida en el ANEXO 1. Indicadores de rentabilidad, inciso d) Costo Anual Equivalente (CAE), de los LINEAMIENTOS para la elaboración y presentación de los análisis costo y beneficio de los programas y proyectos de inversión, publicados en el Diario Oficial de la Federación el 30 de diciembre de 2013.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Según los citados LINEAMIENTOS el “CAE es utilizado frecuentemente para evaluar alternativas del programa o proyecto de inversión que brindan los mismos beneficios, pero que poseen distintos costos y/o distinta vida útil. El CAE es la anualidad del valor presente de los costos relevantes menos el valor presente del valor de rescate de un programa o proyecto de inversión, considerando el horizonte de evaluación de cada una de las alternativas.”

La fórmula establecida para el cálculo del CAE es la siguiente:

$$CAE = (VPC) \frac{r(1+r)^m}{(1+r)^m - 1}$$

Donde:

VPC: Valor presente del costo total del proyecto de inversión (debe incluir la deducción del valor de rescate del programa o proyecto de inversión).

r: indica la tasa social de descuento^[1]

m: indica el número de años de vida útil del activo^[1]

El VPC debe calcularse mediante la siguiente fórmula:

$$VPC = \sum_{t=0}^n \frac{C^t}{(1+r)^t}$$

Donde^[1]

Ct: costos totales en el año t^[1]

r: es la tasa social de descuento^[1]

t: año calendario, donde el año 0 será el inicio de las erogaciones.

n: número de años del horizonte de evaluación.

El resultado de aplicar las fórmulas para determinar el VPC y CAE es como se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 67. Efectos bajo supuestos de incrementos en costos de inversión

Alternativa	Indicador	Unidad	Aumento en inversión	
			5.0%	7.5%
1. Perforación de pozos en el acuífero de Tepehuanes-Santiago	VPCostos	pesos	9,483,686,379	9,483,686,379
	CAE	pesos	1,006,022,322	1,006,022,322
	Costo por m ³	\$/m ³	29.00	29.00
2. Presa El Tunal II	VPCostos	pesos	3,244,417,485	3,309,139,255
	CAE	pesos	344,165,368	351,031,005
	Costo por m ³	\$/m ³	11.47	11.70
3. Instalación de plantas de	VPCostos	pesos	3,345,648,249	3,345,648,249

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Alternativa	Indicador	Unidad	Aumento en inversión	
			5.0%	7.5%
nanofiltración a pie de pozo para remover flúor y Arsénico	CAE	pesos	354,903,851	354,903,851
	Costo por m ³	\$/m ³	11.70	11.70

Fuente: Evaluación Socioeconómica del Proyecto, pág. 223

Cabe mencionar que para el cálculo del CAE no se consideró el valor de rescate para ninguna alternativa, por lo cual se considera una omisión que no afecta de manera significativa el análisis.

6.5.5. Principales riesgos económicos (incrementos de costos, caída en beneficios y demanda)

En el capítulo cinco de la Evaluación Socioeconómica del PPI, se identifica la matriz de riesgos del proyecto. La matriz está dividida en cinco columnas: la primera es referente a la fase del riesgo (diseño, construcción, implementación, operación y financiamiento); la segunda columna nombra el riesgo; la tercera califica la factibilidad (probabilidad) de ocurrencia; la cuarta identifica el impacto esperado y, por último, se presentan las acciones de mitigación.

En dicha matriz se identifican 16 riesgos, cinco con factibilidad (probabilidad) de ocurrencia baja, nueve con factibilidad (probabilidad) media y dos con factibilidad (probabilidad) alta.

Tabla 68. Riesgos para el proyecto y acciones de mitigación

Fase de riesgo	Riesgo	Factibilidad de ocurrencia	Impacto esperado	Acciones de mitigación
Diseño y construcción	Deficiencia en la ejecución de las actividades de construcción.	Alto	Modificaciones a la construcción derivadas de modificaciones a las normas.	Buscar oportunamente las actualizaciones a las normas de construcción o reglas de operación.
Diseño y construcción	Deficiente estimación de costos, requerimientos de materiales y mano de obra y de tiempo de construcción.	Alto	Sobrecostos en la ejecución de la obra debido a mayor costo o volumen de los insumos.	Acordar anticipadamente con empresas correspondientes, convenios que aseguren por períodos la fijación de precios.

Fuente: Comisión del Agua del Estado de Durango

Los dos riesgos con factibilidad (probabilidad) de ocurrencia “Alto” se presentan en la etapa de diseño y construcción, siendo los impactos esperados básicamente en sobrecostos. Este riesgo se acentúa en los componentes de la planta potabilizadora, la obra de toma, la planta de bombeo y el acueducto, dado que los montos de inversión se obtuvieron a nivel de anteproyecto. Adicionalmente, se encuentra también riesgo en cambios importantes en el proyecto ejecutivo de la presa Tunal II por los estudios complementarios solicitados en la parte de Geotécnica y por las modificaciones requeridas por el consultivo técnico de la CONAGUA.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Por otra parte, de acuerdo al análisis hidrológico y estadístico realizado como parte de este dictamen al río Tunal II, se identifica como riesgo un menor aprovechamiento del caudal del río y de la Presa Tunal II respecto a lo considerado en la evaluación del proyecto, lo cual podría afectar los beneficios del proyecto, pero que, al no ser cuantificados, no impacta en los indicadores de rentabilidad.

Otros riesgos que se consideran relevantes y que es necesario mitigar son:

- Retraso en la adquisición de terreno donde se ejecutarán las obras,
- Retraso de los permisos ambientales
- Inconformidad de la sociedad al proyecto,
- Incrementos en los precios de la energía eléctrica,
- Indefinición del esquema de asociación público privada,
- El proyecto no pueda levantar financiamiento y,
- Resistencia de productores del distrito de riesgo en el cambio del uso del agua.
- En conclusión, son tres los principales riesgos que enfrenta el proyecto: los sobrecostos, caída en beneficios por menor aprovechamiento de río y de la presa Tunal II y resistencia de productores del distrito de riesgo en el cambio del uso del agua.

6.5.6. Conclusión de la evaluación de la Factibilidad Económica

Una vez revisados los elementos de la factibilidad económica y su anexo del proyecto de "Construcción de la Presa Tunal II para el abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.", se concluye que:

El área de influencia del proyecto está claramente definida y caracterizada.

La proyección de la población y de la demanda de agua potable se hizo con criterios, metodologías aceptadas en el sector, garantizando la objetividad y verificabilidad de los resultados.

El problema que pretende resolver el proyecto se encuentra claramente definido, se analizan sus causas y consecuencias en el árbol del problema. El problema se soporta con información generada por la CONAGUA, Aguas del Municipio de Durango, IMTA, Organización Mundial de la Salud, Secretaría de Gobernación y artículos de investigación en el área de influencia del proyecto.

Sin embargo, se **recomienda** especificar la Dirección o Área de Aguas del Municipio de Durango que hace los estudios y genera la información sobre los niveles de concentración de flúor y arsénico del agua potable de uso y consumo humano en el municipio de Durango, Dgo. Asimismo, es necesario mencionar los puntos de muestreo, técnicas utilizadas y periodicidad de dichos estudios.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Del análisis de alternativas del problema se considera que la alternativa 3 no debe considerarse como tal, dado los niveles altos actuales de sobreexplotación que presenta el acuífero del Valle de Guadiana, lo cual la hace una alternativa insostenible en el horizonte de la evaluación.

El Proyecto contempla cinco componentes asociados a seis ETAPAS, que son:

1. Captación, almacenamiento y regulación del agua potable en la presa Tunal II;
2. Trasvase a la presa Guadalupe Victoria (Tunal);
3. Planta de bombeo, para su envío por acueducto a presión de 10.4 km;
4. Tanque de aguas crudas y planta potabilizadora;
5. Conducción por gravedad hasta el tanque de almacenamiento.

En la etapa 6 Distribución en área metropolitana de Durango, el proyecto considera utilizar la infraestructura disponible y que es utilizada actualmente.

Respecto a los montos de inversión requeridos para los cinco componentes (presa, planta potabilizadora, obra de toma, planta de bombeo y acueducto) estos fueron obtenidos con distintos niveles de estudios, y por ello de confiabilidad. El componente más importante por su inversión es la presa el Tunal II, la cual representa el 71.6 % de la inversión total; en esta es donde se tiene el mayor nivel de estudios (proyecto ejecutivo). No obstante, lo anterior, deben considerarse los comentarios y observaciones realizados en el dictamen a la factibilidad técnica y por el Consultivo Técnico de la CONAGUA, lo cual puede modificar los montos de inversión; sin embargo, se considera que la variación pueda no ser significativa.

En el resto de los componentes del proyecto, que son planta potabilizadora, obra de toma, planta de bombeo y acueducto, existe un menor detalle del cálculo del monto de la inversión. En el caso de la planta potabilizadora se **recomienda** determinar el monto de inversión para la planta potabilizadora con capacidad de 2750 l/s, con base en los estudios de ingeniería básica, elaborados en el 2020. Por otra parte, en los componentes de obra de toma, planta de bombeo y acueducto, es necesario considerar los comentarios y observaciones realizados en la parte técnica de este dictamen y por el Consultivo Técnico de la CONAGUA, y en función de ello ajustar los costos de inversión.

En la inversión inicial del proyecto se **recomienda** que se integre el rubro de “Proyecto Ejecutivo” y se le asigne presupuesto para realizar, actualizar o modificar los proyectos ejecutivos y de ingeniería básica de los componentes del proyecto. Asimismo, deben considerarse los estudios requeridos para determinar el esquema de asociación público privada que favorezca el desarrollo, y logro del propósito del proyecto.

En la determinación de los costos de operación y mantenimiento se considera que los supuestos y parámetros utilizados son razonables; los costos de producción son de \$11.02 por metro cúbico, lo cual se ubica en valores aceptables; sin embargo, en el análisis económico y financiero, necesario para la determinación del esquema de asociación público privada deben actualizarse, considerando la nueva información de la planta potabilizadora y la determinación de los

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

equipos a utilizar en la planta de bombeo; además se considera indispensable que el análisis de sensibilidad contemple como parámetro a sensibilizar la tarifa eléctrica.

En lo que respecta a la determinación de los beneficios, se considera que además de los que están identificados en la Evaluación Socioeconómica del PPI, el proyecto permitirá generar: 1) ahorro por dejar de comprar agua embotellada para beber, 2) liberación de recursos por la reducción de enfermedades relacionadas con el exceso de arsénico y fluoruros en el agua y, 3) beneficio por valor de rescate.

En referencia a los beneficios se concluye que es adecuado que estos solo hayan sido identificados y no cuantificados, puesto que no existe una metodología aceptada para medir el principal beneficio del proyecto que es: *Disminuir el riesgo de salud pública por la ingesta de agua contaminada y contribuir a mejorar las condiciones de vida de la población.*

En cuanto al cálculo de indicadores se considera adecuado el cálculo del CAE del proyecto; se utilizó la fórmula establecida en los "Lineamientos para la elaboración y presentación de los análisis costo y beneficio de los programas y proyectos de inversión", vigentes, y se consideró una tasa de descuento de 10 %.

Por otra parte, entre los principales riesgos que enfrenta el proyecto se encuentran: Riesgos de sobrecostos, Riesgo de caída en beneficios por menor aprovechamiento de río y de la presa Tunal II y Riesgo de fuerte resistencia de productores del distrito de riesgo en el cambio del uso del agua.

Finalmente, como resultado del análisis de los temas antes mencionados, en específico los costos y beneficios del PPI, **SE DICTAMINA FAVORABLEMENTE QUE EL PROYECTO DE "CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA TUNAL II PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE DURANGO, DGO.", PRESENTA FACTIBILIDAD ECONÓMICA.**

Dictaminador

Por FGlez Consultores y Asociados, SA de CV

M.I. Fernando González Cáñez

No. Cédula: 2228604

Correo electrónico: fernandogc@fgyasociados.com



FIRMA

6.6. Evaluación de la factibilidad Ambiental

En cumplimiento con la legislación ambiental vigente, se han elaborado los estudios de Manifestación de Impacto Ambiental, mismos que forman parte del Proyecto Ejecutivo.

Al respecto se ha llegado a las siguientes conclusiones:

En la MIA se describen la forma en que se da cumplimiento a la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos; Ley General de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente; Ley General para la Prevención y Gestión Integral de los Residuos; Ley General de Vida Silvestre (LGVS); Ley de Aguas Nacionales; Ley de Desarrollo Forestal Sustentable, y Ley General de Cambio Climático, así como a sus respectivos reglamentos y normas oficiales mexicanas que regulan la preparación del área, construcción y operación del proyecto.

Asimismo, al Programa Nacional de Desarrollo Urbano y Ordenación del Territorio 2001-2006 (vigente); Programa Sectorial de Medio Ambiente y Recursos Naturales 2013-2018 (vigente) (PROMARNAT); Plan Nacional de Desarrollo 2016-2012; Plan Estatal de Desarrollo 2016-2022; Plan Municipal de Desarrollo 2017-2019 (municipio de Durango); Ordenamiento Ecológico del Estado de Durango, Ordenamiento Ecológico del Municipio de Durango, Dgo., y el Decreto de Reservas de Aguas.

6.6.1. Medidas de restauración

Cabe señalar que en la multicitada MIA se establecen medidas de prevención, mitigación, restauración y compensación:

a) Medidas preventivas

Estas tienen como finalidad anticiparse a los posibles impactos que pudieran registrarse por causa de la realización o como resultado de las actividades del proyecto El Tunal II, en cualquiera de las etapas de que está compuesto.

b) Medidas de mitigación

Son la ejecución de obras, actividades o medidas dirigidas a moderar, atenuar, minimizar o disminuir los impactos negativos que el proyecto El Tunal II pueda generar sobre el entorno humano y natural.

c) Medidas de restauración

Este tipo de medidas tiene como propósito recuperar, rescatar o reconstituir aquel componente ambiental, que no pudo ser evitado desde el diseño del proyecto El Tunal II y, por tanto, será modificado o alterado de sus condiciones actuales.

d) Medidas de compensación

Las medidas de compensación buscan producir o generar un efecto positivo alternativo y equivalente a uno de carácter adverso. Solo se lleva a cabo en las áreas en que los impactos negativos significativos no pueden mitigarse.

6.6.2. Conclusión de la evaluación a la Factibilidad Ambiental

Asimismo, se establece un cálculo del costo total de las medidas de seguimiento y compensatorias que corresponden a \$ 89.1 millón, las cuales se encuentran dirigidas a la eliminación de los riesgos asociados al tema ambiental.

En este sentido y toda vez que:

- El 11 de junio del 2019 la Comisión del Agua del Estado de Durango presentó la solicitud de autorización del proyecto El Tunal II (es la MIA). Oficio DG/437/2019.
- El 19 de septiembre del 2019 la DGIRA solicitó información complementaria a la Comisión del Agua del estado de Durango, para poder realizar el análisis correspondiente (se le dio a la Comisión un plazo de 60 días hábiles a partir de su notificación). Oficio SGPA/DGIRA/DG/07338.
- El 17 de enero del 2020 la Comisión del Agua del estado de Durango presentó la información adicional solicitada por la DGIRA. Oficio DG/0020/2020
- El 14 de febrero del 2020 la DGIRA emitió oficio mediante el cual se comunica a la Comisión del Agua del estado de Durango que la SEMARNAT determinó ampliar el plazo de evaluación del proyecto en comento (como máximo en 60 días debe pronunciarse). Oficio SGPA/DGIRA/DG/01297.

Por lo anterior, y una vez que se ha revisado tanto la MIA, como la información complementaria, se considera que el Proyecto El Tunal II es factible ambientalmente, siempre y cuando se dé cumplimiento cabal de los siguientes temas de la MIA:

- Cumplimiento de cada uno de los aspectos, respecto de la vinculación con los instrumentos de planeación y ordenamientos aplicables (especialmente el POET estatal y municipal)
- Cumplimiento de cada uno de los aspectos establecidos en el Acuerdo por el que se recategorizan como áreas de protección de recursos naturales los territorios a que se refiere el decreto presidencial de 1949, relativo a la cuenca alimentadora de riego del 043.
- Cumplimiento de cada uno de los aspectos de la descripción del sistema ambiental regional, y señalamiento de tendencias del desarrollo y deterioro de la región.
- Cumplimiento de cada uno de los aspectos de las estrategias para la prevención y mitigación de impactos ambientales acumulativos y residuales del sistema ambiental regional.
- Cumplimiento de cada uno de los aspectos de los pronósticos ambientales regionales y la evaluación de alternativas.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Finalmente, como resultado del análisis de los temas antes mencionados, **SE DICTAMINA FAVORABLEMENTE QUE EL PROYECTO DE “CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA TUNAL II PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE DURANGO, DGO.”, PRESENTA FACTIBILIDAD AMBIENTAL.**

Dictaminador

Por FGLEZ Consultores y Asociados, SA de CV

M.I. Fernando González Cáñez

No. Cédula: 2228604

Correo electrónico: fernandogc@fgyasociados.com



FIRMA

6.7. Evaluación de la Factibilidad Legal

En cumplimiento con el marco jurídico vigente aplicable al proyecto, al respecto se ha llegado a las siguientes conclusiones:

Tomando en consideración que para la elaboración del proyecto se realizó el “Estudio de Tenencia de la Tierra”, con la finalidad de conocer la problemática que con respecto a este tema exista en la zona del proyecto, analizándose los tipos de tenencia de la tierra en el área de estudio, formas de explotación, situación legal, problemática, afectaciones por la obra e indemnizaciones.

Toda vez que la ejecución del proyecto generará cambios en la utilización del suelo en terrenos forestales y en el entorno natural, se requiere gestionar ante la autoridad competente el cambio de uso de suelo correspondiente.

Finalmente, se establece en el proyecto que deben realizarse intercambios de agua de primer uso, concesionada para uso agrícola, por agua tratada, y el uso aguas de superficiales, provenientes de las presas Guadalupe Victoria y Santiago Bayacora, lo cual genera una obligación de tramitar ante la autoridad competente los derechos de uso de agua correspondiente.

6.7.1. Conclusión de la evaluación de la Factibilidad Legal

Por lo anterior, y una vez que se ha revisado tanto el marco jurídico vigente aplicable al proyecto, como los diversos estudios y los procedimientos para obtener los trámites necesarios, se considera que el Proyecto El Tunal II, es factible legalmente, siempre y cuando se dé cumplimiento cabal a los respectivos ordenamientos jurídicos vigentes aplicables, especialmente en los siguientes temas:

- Cumplimiento de cada uno de los aspectos del ordenamiento jurídico vigente, aplicable respecto de la compra de terrenos (ejidales y pequeña propiedad) que se encuentran dentro del área establecida para la ejecución de este proyecto.
- Cumplimiento de cada uno de los aspectos establecidos en la Ley General de Desarrollo Forestal Sustentable y los relativos en el reglamento de la citada ley, referentes al cambio de uso de suelo.
- Cumplimiento de cada uno de los aspectos establecidos en la Ley de Aguas Nacionales y en su reglamento, relativos a los derechos del agua que se requieren en la implementación de este proyecto.

Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Finalmente, como resultado del análisis de los temas antes mencionados, en específico los aspectos legales del PPI, **SE DICTAMINA FAVORABLEMENTE QUE EL PROYECTO DE “CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA TUNAL II PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA CIUDAD DE DURANGO, DGO.”, PRESENTA FACTIBILIDAD LEGAL.**

Dictaminador

Por FGlez Consultores y Asociados, SA de CV

M.I. Fernando González Cáñez

No. Cédula: 2228604

Correo electrónico: fernandogc@fgyasociados.com



FIRMA

7. RESOLUTIVO

Ciudad de México, a 3 de abril de 2020

La Ley Federal de Presupuesto y Responsabilidad Hacendaria establece el procedimiento que las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal deben observar para la programación de los recursos destinados a programas y proyectos de inversión y señalan que las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal deberán presentar a la Secretaría de Hacienda y Crédito Público la evaluación costo y beneficio de los proyectos de inversión a su cargo, misma que, a solicitud de esta Secretaría deberá estar dictaminado por un experto independiente (fracción II del artículo 34 de la Ley).

Asimismo, el Reglamento de la Ley Federal de Presupuesto y Responsabilidad Hacendaria establecen que están sujetos a la obligación de contar con el dictamen favorable del experto independiente sobre la factibilidad técnica, económica y ambiental, los proyectos de inversión, así como, prevé que, en la designación y contratación de los expertos que elaboren los dictámenes de los programas y proyectos de inversión sujetos a este requerimiento, se deben observar las disposiciones que establezca la Secretaría de Hacienda y Crédito Público. (Artículo 53 del Reglamento).

En este sentido y tomando en consideración que, en los Lineamientos relativos a los dictámenes de los programas y proyectos de inversión a cargo de las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal emitidos por la Secretaría de Hacienda y Crédito Público, publicados en el Diario Oficial de la Federación el 29/08/2019, se establecen las actividades que el Dictaminador independiente deberá realizar, (Capítulo IV lineamiento 7) así como cuales deben ser las recomendaciones que deben contener su dictamen. (Capítulo V lineamiento 9).

Por lo anteriormente expuesto se emite el siguiente Dictamen con base en la información proporcionada por la dependencia o entidad, así como con la información que sea pública y de fuentes oficiales, cabe señalar que el dictaminador dio cumplimiento al lineamiento 7 y realizó las siguientes actividades:

- I. *Revisar que cada uno de los estudios y documentos que ha sido elaborado con criterios, técnicas, metodologías o procedimientos que cumplan condiciones de objetividad, razonabilidad y verificabilidad;*
- II. *Verificar que los estudios realizados para cada concepto son los necesarios y suficientes;*
- III. *Verificar que el proyecto de inversión haya sido diseñado bajo supuestos razonables, en relación con cada uno de los estudios que componen el concepto de que se trate;*
- IV. *Verificar la composición y los valores de cada uno de los parámetros que constituyen los indicadores de rentabilidad aplicables a la evaluación del proyecto de inversión;*
- V. *Verificar que el proyecto de inversión es susceptible de generar un beneficio social neto bajo los supuestos razonables a que se refiere el numeral III anterior, en relación con cada uno de los estudios que componen el concepto de que se trate.*

**Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de
Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.**

De conformidad al artículo 34 de la Ley Federal de Presupuesto y Responsabilidad Hacendaria y los LINEAMIENTOS relativos a los dictámenes de los programas y proyectos de inversión a cargo de las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal.

Finalmente, como resultado del análisis realizado, se dictamina favorablemente que el proyecto presenta factibilidad técnica, económica, legal y ambiental; por tanto, **EL DICTAMINADOR RECOMIENDA QUE LA ENTIDAD EJECUTE EL PROYECTO DE INVERSIÓN.**

7.1. Nombre, firma, cédula profesional y correo electrónico de cada una de las personas físicas que efectivamente elaboraron el Dictamen

Dictaminador

Por FGlez Consultores y Asociados, SA de CV

M.I. Fernando González Cádiz

No. Cédula: 2228604

Correo electrónico: fernandogc@fgyasociados.com



FIRMA

8. ESTUDIOS Y ACCIONES QUE DEBEN SER VALIDADAS O SUJETAS A AUTORIZACIONES DE AUTORIDAD COMPETENTE

Es necesario elaborar y presentar a las autoridades competentes los estudios y trámites para cumplir con la normatividad vigente.

1. Se deben tener debidamente caracterizadas las propiedades mecánicas de la zona de falla en la zona del cauce para que la autoridad del agua valide el diseño estructural de la cortina. De esta manera se mitigarán riesgos geológicos, estructurales, de costo y tiempos extraordinarios de construcción.

Se deberán realizar al menos dos sondeos exploratorios en la zona central del cauce, a 70 m de profundidad mínima, en donde se realicen pruebas mecánicas de laboratorio y campo (permeabilidad, deformabilidad, resistencia y Cross hole).

Durante la construcción y la vida útil del proyecto se debe de tomar medidas de mitigación de riesgos geológico y estructural acatando las medidas y acciones de monitoreo recomendados por la autoridad del agua. Los detalles se encuentran en el capítulo correspondiente al análisis de los estudios básicos y del proyecto ejecutivo de este dictamen.

2. Validar ante la autoridad del agua las políticas de operación y volumen de agua aprovechable que permitan la satisfacción de la demanda con déficits aceptables.

Es factible aprovechar entre 75 y 85 Hm³ con déficits aceptables si se establecen políticas de operación ajustadas y se consideran fuentes emergentes para fenómenos extraordinarios de sequía si se cumple cabalmente con lo establecido en la Ley de Aguas Nacionales.

Se recomienda concretar un acuerdo entre la institución a cargo de la nueva infraestructura, el Organismo Operador del Agua de la ciudad y el Distrito de Riego para mitigar los riesgos de déficit ante eventos extraordinarios como las sequías y reducir los riesgos asociados a conflictos sociales o económicos de cada ciclo anual hidrológico.

3. La autoridad del agua debe validar los estudios y obras que reducen el riesgo para la presa Guadalupe Victoria conforme a los lineamientos y políticas de Seguridad que emite la autoridad del agua de acuerdo con la Norma NMX-AA-175-SCFI-2015 Operación segura de presas.

La autoridad del agua ha clasificado a la presa Guadalupe Victoria como de Riesgo Hidrológico Alto ante la posibilidad de fenómenos súbitos o extremos y que ponen en riesgo a la población de la Capital del Estado. Es necesario revisar y confirmar los niveles característicos de operación para el NAMO y NAME, así como verificar en campo los niveles de CORONA y vertido de la presa Guadalupe Victoria.

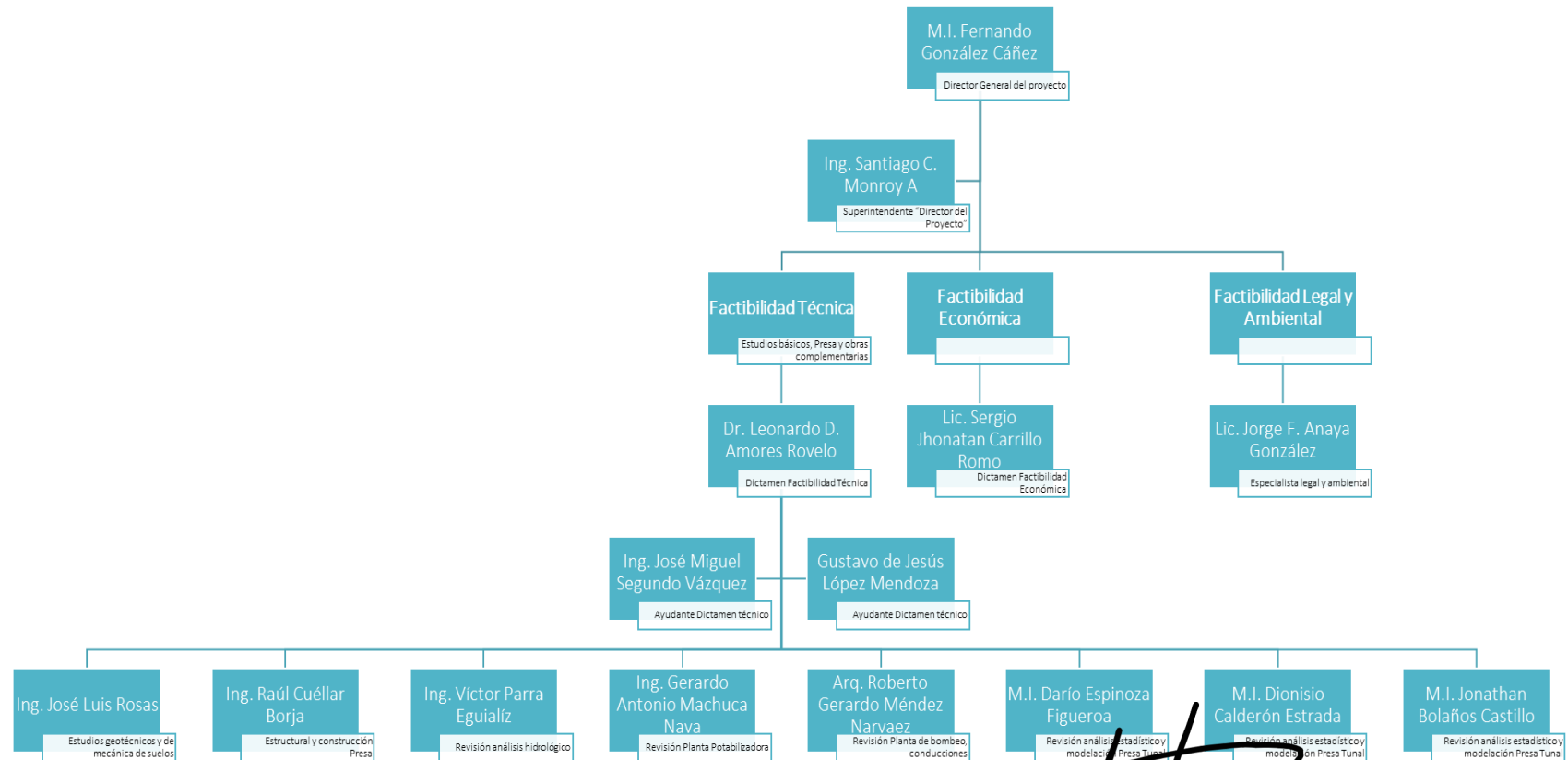
Dictamen del Proyecto de Construcción de la Presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo.

Si bien la presa Tunal II mejora los niveles de seguridad de la presa Guadalupe Victoria, es indispensable modificar las condiciones actuales de la presa y sus protocolos de operación. Asimismo, se deben revisar las condiciones del cauce e incorporar la información necesaria en los atlas de riesgo e instrumentos de protección civil.

4. Se considera que es factible cumplir con la regulación en materia ambiental para la ejecución del Proyecto El Tunal II. Es necesario terminar los estudios que requiere la autoridad y que se dé cabal cumplimiento al procedimiento de autorización ante la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales SEMARNAT (Autorización de la Manifestación de Impacto Ambiental "MIA"). En particular, se debe dar respuesta los aspectos siguientes:
 - La vinculación con los instrumentos de planeación y ordenamientos aplicables (especialmente el POET Estatal y Municipal)
 - El Acuerdo por el que se recategorizan como áreas de protección de recursos naturales los territorios a que se refiere el Decreto presidencial de 1949 relativo a la cuenca alimentadora de riego del 043.
 - La descripción del sistema ambiental regional y señalamiento de tendencias del desarrollo y deterioro de la región.
 - Las Estrategias para la prevención y mitigación de impactos ambientales acumulativos y residuales del sistema ambiental regional.
 - Los aspectos de los pronósticos ambientales regionales y la evaluación de alternativas.
5. Se considera que el Proyecto El Tunal II, es factible legalmente, siempre y cuando se dé cabal cumplimiento de los respectivos ordenamientos jurídicos vigentes aplicables y especialmente se dé cumplimiento a:
 - El ordenamiento jurídico vigente aplicable respecto de la compra de terrenos (ejidales y pequeña propiedad) que se encuentran dentro del área establecida para la ejecución de este proyecto.
 - La Ley General de Desarrollo Forestal Sustentable y los relativos en el Reglamento de la citada Ley, referentes al cambio de uso de suelo.
 - La Ley de Aguas Nacionales y en su Reglamento, relativos a los derechos del agua que se requiere en la implementación de este proyecto.
6. Incorporar, a la cartera de inversión, los rubros de gasto para realizar los estudios de seguridad de presas y de ingeniería para elaborar los anteproyectos y proyectos ejecutivos que se requieren para los sistemas de abastecimiento de agua potable. Asimismo, se deben considerar los estudios requeridos para incorporar otras fuentes de financiamiento para algunos elementos del proyecto como la asociación público privada.

9. EXPERTOS INVOLUCRADOS RESPONSABLES DEL DICTAMEN

9.1. Organigrama de los involucrados



M.I. Fernando González Cáñez
 No. Cédula: 2228604
 Correo electrónico: fernandogc@fgyasociados.com

FIRMA

10. BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES DE INFORMACIÓN

1. LINEAMIENTOS relativos a los dictámenes de los programas y proyectos de inversión a cargo de las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal, Diario Oficial de la Federación 29/08/2019.
2. Ley Federal de Presupuesto y Responsabilidad Hacendaria, última reforma DOF 09/04/2012.
3. Reglamento de la Ley Federal de Presupuesto y Responsabilidad Hacendaria, última reforma DOF 28/06/2006.
4. LINEAMIENTO para la elaboración y presentación de los análisis costo y beneficio de los programas y proyectos de inversión, Diario Oficial de la Federación 30/12/2013.
5. Evaluación Socioeconómica “Construcción de la presa Tunal II para el abastecimiento de agua potable para la ciudad de Durango, Dgo”, con clave de cartera 1916B000059.
6. Anexos de la Evaluación Socioeconómica (Anexo de la Factibilidad Técnica, Anexo de la Factibilidad Ambiental, Anexo de la Factibilidad Económica, Anexo de la Factibilidad Jurídica, Memoria de Cálculo de la Evaluación Socioeconómica) para el proyecto “Construcción de la presa Tunal II para el Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango, Dgo”.
7. Actualización de la disponibilidad media anual de agua en el acuífero Valle del Guadiana (1003), Estado de Durango, 20 de abril de 2015.
 - Estudio geohidrológico EI-72-8 GZA-117.- AÑO 1973.
 - Estudio geohidrológico contrato Ohiadr-E-83-14.- AÑO 1983.
 - Balance de Aguas Subterráneas. Gerencia Estatal Durango. - Subgerencia Técnica. - Dpto. de Aguas Subterráneas 1996.
8. INEGI, México en Cifras, Entidad Federativa Durango, Municipio Durango, <https://www.inegi.org.mx/app/areasgeograficas/>
9. INEGI, Censo de Población y Vivienda 2010.
10. Proyecto ejecutivo para la construcción de la presa Tunal II para aprovechamiento de agua potable, trabajos a ejecutarse en la localidad de Durango, del municipio de Durango. Comisión de Agua del Estado de Durango, Gobierno del Estado de Durango. Agosto 2019.
11. Estudio e ingeniería básica de la presa Tunal II para aprovechamiento de agua potable, trabajos a ejecutarse en la localidad de Durango, del municipio de Durango. Comisión del Agua del Estado de Durango, Comisión Nacional del Agua. Marzo 2019.
12. Estudios y Proyecto Ejecutivo para la Construcción de la Presa El Tunal II para Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Durango. Comisión del Agua del Estado de Durango, Gobierno del Estado de Durango. 2013.
13. NOM-127-SSA1-1994, “SALUD AMBIENTAL, AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO- LÍMITES PERMISIBLES DE CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE SOMETERSE EL AGUA PARA SU POTABILIZACIÓN. Secretaría de Salud.
14. Elaboración de Ingeniería Básica para el Proyecto Llave en Mano de una Planta Potabilizadora con capacidad de 2,750 lps, para abastecer a la Cd. De Durango, Dgo. Febrero 2020.
15. Presas de Almacenamiento y Derivación, Oscar Vega Roldán y Felipe I. Arreguín Cortéz, UNAM 1981, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

16. Hydrodynamic Pressures on Dams due to Horizontal Earthquakes Effects. USBM Engineering Monograph N° 11 (1952).
17. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Libro 4. Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado, Comisión Nacional del Agua.
18. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Libro 10. Conducciones Comisión Nacional del Agua.
19. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Libro 11. Fenómenos Transitorios en Líneas de Conducción, Comisión Nacional del Agua.
20. Manifestación de Impacto Ambiental Modalidad Regional. Consultoría Forestal y Ambiental “Ing. Roberto Trujillo”. SEMARNAT, mayo 2019.
21. Estudio Técnico justificativo para cambio de uso de suelo en terrenos forestales del proyecto: Presa “Tunal II”, en el municipio de Durango, DGO. Consultoría Forestal y Ambiental “Ing. Roberto Trujillo”. SEMARNAT, marzo 2019.

11. ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Costos del Proyecto (\$ de 2019)	22
Tabla 2. Principales dimensiones de la cortina	22
Tabla 3. Galerías en la cortina de la presa Tunal II.....	23
Tabla 4. Principales características del vertedor de excedencias.....	24
Tabla 5. Calidad del agua en la presa Guadalupe Victoria	26
Tabla 6. Resumen de información utilizada para la elaboración del Dictamen	28
Tabla 7. Costos construcción presa Tunal II.....	30
Tabla 8. Sondeos exploratorios	37
Tabla 9. Ensayes de laboratorio.....	38
Tabla 10. Relación de estudios recopilados para la revisión hidrológica.....	84
Tabla 11. Curva elevaciones-áreas-capacidades de la presa El Tunal II	89
Tabla 12. Curva elevaciones-áreas-capacidades de la presa Guadalupe Victoria.....	90
Tabla 13. Datos de la curva elevaciones-descargas de la presa El Tunal II.....	92
Tabla 14. Datos de la curva elevaciones-descargas vertedores de la presa Guadalupe Victoria....	93
Tabla 15. Datos del hidrograma de diseño de la presa El Tunal II	93
Tabla 16. Estaciones climatológicas de la cuenca El Tunal II.....	98
Tabla 17. Precipitación media anual de la cuenca Tunal II	99
Tabla 18. Estadísticos de los escurrimientos utilizados	103
Tabla 19. Coeficientes de correlación entre datos de escurrimiento y de lluvia	103
Tabla 20. Tipo de sequía, según el valor del SPI.....	105
Tabla 21. Valores correspondientes al SPI de tres meses, según el mes	105
Tabla 22. Valores correspondientes al SPI de seis meses.	107
Tabla 23. Valores correspondientes al SPI de 12 meses, según el mes.....	108
Tabla 24. Características de la presa Tunal II.....	109
Tabla 25. Características de la presa Guadalupe Victoria	110
Tabla 26. Volumen de demandas para uso potable y agrícola, asociado a los meses	110
Tabla 27. Resultados de la simulación de la presa Guadalupe Victoria con entradas de Tunal II.	111
Tabla 28. Resultados de la simulación de las presas	112
Tabla 29. Años con déficit y magnitud del déficit en agua potable y uso agrícola	113
Tabla 30. Tabla comparativa de los funcionamientos de vaso modelados.....	121
Tabla 31. Artículo Primero.- Los valores de las variables que integran la fórmula prevista en el artículo 231, fracción I, de la Ley Federal de Derechos, para determinar durante el ejercicio fiscal del 2018 la zona de disponibilidad de aguas superficiales del país, son:.....	123
Tabla 32. Resumen de usos en la Subregión Hidrológica río San Pedro	124
Tabla 33. Cálculo del escurrimiento aguas abajo (Ab) en la Subregión Hidrológica Río San Pedro.	124
Tabla 34. Cálculo de la disponibilidad (D) en la Subregión Hidrológica Río San Pedro	125
Tabla 35. Factores de seguridad contra volteo, sección no vertedora.....	128
Tabla 36. Esfuerzos principales resultantes, sección no vertedora.....	128
Tabla 37. Factores de seguridad contra volteo, sección vertedora	128

Tabla 38. Esfuerzos principales resultantes, sección vertedora	129
Tabla 39. Capacidad de carga de la roca para % de RQD	129
Tabla 40. Parámetros sísmicos del sitio	130
Tabla 41. Condición 1. Vaso lleno	132
Tabla 42. Condición 2. Vaso vacío.....	133
<i>Tabla 43. Datos de diseño</i>	<i>142</i>
<i>Tabla 44. Puntos de la sección del perfil aguas arriba</i>	<i>143</i>
<i>Tabla 45. Puntos de la sección del perfil aguas abajo</i>	<i>144</i>
<i>Tabla 46. Tirantes teóricos de la sección vertedora para cada estación para un talud 0.8:1.....</i>	<i>148</i>
<i>Tabla 47. Cálculo de bordo libre</i>	<i>150</i>
<i>Tabla 48. Cálculo del tirante de salida</i>	<i>152</i>
<i>Tabla 49. Revestimiento cubeta lanzadora</i>	<i>153</i>
<i>Tabla 50. Coordenadas de la curva</i>	<i>154</i>
Tabla 51. Tirantes en el río	162
Tabla 52. Datos obtenidos del cálculo hidráulico por el método de tránsito de avenidas.....	166
Tabla 53. Datos de diseño de la obra de toma	168
Tabla 54. Tabla de presiones	183
<i>Tabla 55. Proyección tomas domésticas y población</i>	<i>210</i>
<i>Tabla 56. Resumen de alternativas.....</i>	<i>215</i>
<i>Tabla 57. Balance del acuífero Valle de Guadiana.....</i>	<i>216</i>
<i>Tabla 58. Costos del proyecto (\$ de 2019)</i>	<i>218</i>
<i>Tabla 59. Inversión requerida para la presa Tunal II.....</i>	<i>218</i>
<i>Tabla 60. Inversión requerida para la planta potabilizadora</i>	<i>220</i>
<i>Tabla 61. Inversión requerida para la planta potabilizadora, 2020</i>	<i>220</i>
<i>Tabla 62. Inversión requerida para la obra de toma.....</i>	<i>221</i>
<i>Tabla 63. Inversión requerida para la planta de bombeo</i>	<i>222</i>
<i>Tabla 64. Inversión requerida para los acueductos.....</i>	<i>222</i>
<i>Tabla 65. Costos de operación y mantenimiento del proyecto</i>	<i>223</i>
<i>Tabla 66. Parámetros para cálculo de costos de mantenimiento del PPI</i>	<i>225</i>
<i>Tabla 67. Efectos bajo supuestos de incrementos en costos de inversión</i>	<i>228</i>
<i>Tabla 68. Riesgos para el proyecto y acciones de mitigación</i>	<i>229</i>

12. ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Croquis del bombeo.....	25
Figura 2. Diagrama de flujo del proceso compuesto	27
Figura 3. Mapa geológico de la boquilla y localización de sondeos y prospección geofísica.....	41
Figura 4. Sección geológica por el eje de la boquilla	42
Figura 5. Unidades litológicas por el eje de la boquilla	42
Figura 6. Sección de permeabilidad por eje de la cortina	44
Figura 7. Grado de permeabilidad	44
Figura 8. Zonificación en unidades geotécnicas.....	46
Figura 9. Parámetros geológicos de clasificación de campo	46
Figura 10. Localización de los bancos de material para agregados pétreos para la fabricación del CCR	49
Figura 11. Trabajos realizados por barreno	52
Figura 12. Mapa geológico de la boquilla.....	55
Figura 13. Sección geológica por el eje de la boquilla	56
Figura 14. Propiedades dinámicas SR-14'	57
Figura 15. Propiedades dinámicas SR-15'	57
Figura 16. Propiedades dinámicas SR-16'	58
Figura 17. Resultados de las pruebas de absorción.....	59
Figura 18. Perfil de absorción por el eje de la boquilla	59
Figura 19. Resultados de las pruebas de deformabilidad	61
Figura 20. Resultados de las pruebas de corte directo	62
Figura 21. Modelo geológico-geotécnico	63
Figura 22. Resumen de las propiedades de la matriz rocosa (pruebas de laboratorio) y macizo rocoso (pruebas de campo).....	64
Figura 23. Resultados de los ensayos realizados en los sondeos: resistencia a la compresión (prueba de laboratorio), módulo de elasticidad (presiómetro de campo) y velocidad primaria (Down Hole).....	65
Figura 24. Unidades geológico-geotécnicas de la margen izquierda y perfil de la excavación de regularización del terreno	68
Figura 25. Parámetros geomecánicos importantes de las rocas en la margen izquierda.....	69
Figura 26. Propiedades mecánicas de la matriz rocosa y macizo rocoso de las rocas de desplante en margen izquierda	70
Figura 27. Perfil de absorción de la margen izquierda	71
Figura 28. Unidades geológico-geotécnicas de la margen derecha y perfil de la excavación de regularización del terreno.	73
Figura 29. Parámetros geomecánicos importantes de las rocas en la margen derecha	74
Figura 30. Perfil de absorción de la margen derecha	75
Figura 31. Propiedades mecánicas de matriz rocosa y macizo rocoso de las rocas de desplante en margen derecha	76

Figura 32. Unidades geológico–geotécnicas de la zona del cauce y perfil de la excavación de regularización del terreno	77
Figura 33. Parámetros geomecánicos importantes de las rocas en el cauce.	78
Figura 34. Integración de información geotécnica de la zona del cauce.....	80
Figura 35. Propiedades mecánicas de la matriz rocosa y macizo rocoso de las rocas de desplante en el cauce	82
Figura 36. Perfil de absorción de la zona del cauce.....	83
Figura 37. Pantalla impermeable.....	84
Figura 38. Información hidrológica recopilada.	85
Figura 39. Ubicación geográfica de la cuenca y cortina de la presa El Tunal II.	86
Figura 40. Régimen de caudales para el año seco, húmedo y medio en m ³ /s.....	88
Figura 41. Ubicación geográfica de la cuenca y cortina de la presa El Tunal II.	88
Figura 42. Curva elevaciones-áreas-capacidades del proyecto de la presa El Tunal II	90
Figura 43. Curva elevaciones-áreas-capacidades del proyecto de la presa Guadalupe Victoria	91
Figura 44. Curva elevaciones-descargas presa El Tunal II	92
Figura 45. Curva elevaciones-descargas de la presa Guadalupe Victoria	93
Figura 46. Hidrograma de diseño de la presa El Tunal II.....	94
Figura 47. Resultado del tránsito de la avenida de diseño de 10 000 años por el vaso de la presa El Tunal II	95
Figura 48. Funcionamiento de las compuertas laterales en la presa Guadalupe Victoria.....	96
Figura 49. Tránsito de avenidas por el vaso de la presa Guadalupe Victoria	97
Figura 50. Estaciones climatológicas utilizadas en el estudio hidrológico para la cuenca El Tunal II	98
Figura 51. Ubicación de la presa El Tunal II, Guadalupe Victoria y de la estación hidrométrica 11036.....	100
Figura 52. Comparación de datos obtenidos del BANDAS y los usados en el análisis socioeconómico.....	101
Figura 53. Comparación coeficiente de correlación, obtenido de la comparación de datos del BANDAS y los utilizados en el análisis socioeconómico	101
Figura 54. Comparación de la serie de tiempo de escurrimientos mensuales usadas en el estudio socioeconómico y los proporcionados por el DR052.....	102
Figura 55. Comparación coeficiente de correlación, obtenido de la comparación de datos proporcionados por el distrito de riego 052 y los utilizados en el análisis socioeconómico por SEICO	102
Figura 56. Comportamiento anual de escurrimientos y lluvia	104
Figura 57. Escurrimientos de la estación hidrométrica	105
Figura 58. Curva elevaciones-área-capacidades de la presa El Tunal II	109
Figura 59. Curva elevaciones-área-capacidades de la presa Guadalupe Victoria	110
Figura 60. Resultados del comportamiento conjunto de Tunal II y Guadalupe Victoria.....	112
Figura 61. Número de meses con déficit mayor al 15 % en agua potable.....	114

Figura 62. Volumen entregado vs déficit por mes	114
Figura 63. Meses con déficit mayor al 15 % en demanda agrícola	115
Figura 64. Volumen entregado vs déficit.....	115
Figura 65. Comparativa de los datos de entrada, utilizados en el estudio hidrológico y los datos oficiales de la Comisión Nacional del Agua (Para efectos comparativos se utilizó un mayor peso de línea).....	117
Figura 66. Resultado del funcionamiento de vasos.....	118
Figura 67. Volumen entregado a demandas.....	119
Figura 68. Porcentaje de déficit anual para uso público urbano y agrícola	120
Figura 69. Porcentaje de déficit mensual para uso público, urbano y agrícola	121
Figura 70. Gráfica de resultados de porcentaje de aprovechamiento total vs volumen de extracción de uso agrícola.....	123
<i>Figura 71. Coordenadas del cimacio aguas arriba</i>	<i>143</i>
<i>Figura 72. Coordenadas del cimacio aguas abajo.....</i>	<i>145</i>
<i>Figura 73. Perfil del cimacio</i>	<i>146</i>
<i>Figura 74. Longitud cresta vertedora.....</i>	<i>147</i>
<i>Figura 75. Geometría de la cubeta lanzadora</i>	<i>152</i>
<i>Figura 76. Distancia máxima del chorro.....</i>	<i>156</i>
<i>Figura 77. Distancia del chorro para diferentes gastos</i>	<i>157</i>
<i>Figura 78. Detalle del aireador</i>	<i>160</i>
<i>Figura 79. Detalle del aireador 2</i>	<i>161</i>
Figura 80. Armado de aireador.....	161
Figura 81. Muros del ducto aireador.....	162
Figura 82. Tirantes vs gastos	163
Figura 83. Esquema de la obra de desvío	164
Figura 84. Sección de los conductos de la obra de desvío	164
Figura 85. Hidrogramas de entrada	165
Figura 86. Curva elevaciones vs gastos	167
Figura 87. Croquis de sugerencia de torre de oscilación entre la obra de toma y la planta de bombeo	175
Figura 88. Croquis del sistema de bombeo.....	176
Figura 89. Croquis del sistema de bombeo.....	177
Figura 90. Ecuaciones del sistema en función del CDT, para diferentes combinaciones	180
Figura 91. Curvas del sistema	180
Figura 92. Comparativo características de bombas estudiadas	181
Figura 93. Método VAMEX para elección de válvulas de alivio	184
Figura 94. Presión de colapso para tubería de acero de 20”.....	184
Figura 95. Diagrama de fuerzas y características	185
Figura 96. Diagrama de refuerzo del múltiple de descarga	186
Figura 97. Croquis recomendaciones planta de bombeo	190

Figura 98. Fórmula de pérdida de energía por fricción.....	193
Figura 99. Fórmula de pérdida de energía por fricción.....	194
Figura 100. Fórmula para el cálculo del área de la tubería y tabla de cálculo para la elección del diámetro económico.....	194
Figura 101. Resultado del funcionamiento hidráulico, de la PB hasta la llegada al tanque existente	195
Figura 102. Parámetros para operación transitoria	196
Figura 103. Parámetros para operación transitoria	197
Figura 104. Parámetros para operación transitoria sin dispositivos de control	198
Figura 105. Parámetros para operación transitoria con dispositivos de control.....	199
Figura 106. Resultado de las dimensiones de la cámara de aire	199
Figura 107. Localización de la cámara de aire.....	200
Figura 108. Resultados de presiones en la tubería sin dispositivos de control	200
Figura 109. Resultados de presiones en la tubería con cámara de aire	201
Figura 110. Velocidades máxima y mínima permisible en tuberías	202
Figura 111. Criterios de diseño para la conducción a gravedad	203
Figura 112. Gradiente hidráulico	204
Figura 113. Resultados del análisis hidráulico para la línea de conducción a gravedad	204
Figura 114. Resultados del análisis hidráulico para la línea de conducción a gravedad. Velocidades en la conducción.....	205
Figura 115. Árbol de VAEAS recomendado para las líneas de conducción	206
Figura 116. Recomendación cajas de desfuegos para las conducciones.....	207
<i>Figura 117. Concentraciones de flúor en los pozos operados, noviembre 2018</i>	<i>212</i>
<i>Figura 118. Concentraciones de arsénico en los pozos operados, noviembre 2018.....</i>	<i>213</i>
<i>Figura 119. Esquema del sistema de agua con la presa Tunal II</i>	<i>217</i>