

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

Diseño hidráulico del sistema de desvío del Proyecto Hidroeléctrico
Savegre

Proyecto de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Pablo Andrés Delgado Camacho

Director del Proyecto de Graduación:

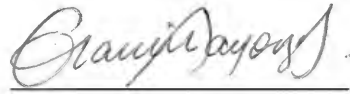
Ing. Gravin Mayorga Jiménez, M. Sc.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Costa Rica

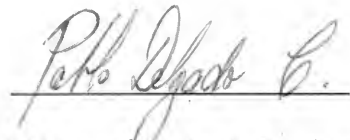
Agosto, 2016

HOJA DE APROBACIÓN



Ing. Gravin Mayorga Jiménez, M. Sc.

Director



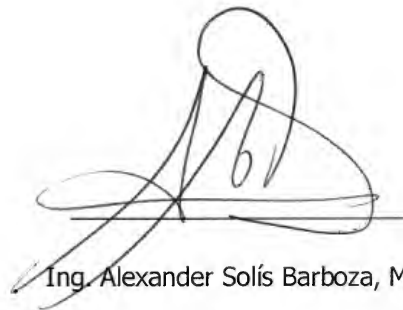
Pablo Andrés Delgado Camacho

Estudiante



Ing. Rafael Murillo Muñoz, Ph.D.

Asesor



Ing. Alexander Solís Barboza, MBA

Asesor

Fecha: 2016, Agosto, 25

El suscrito, Pablo Andrés Delgado Camacho, cédula 1-1482-0113, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné A92088, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación Diseño hidráulico del sistema de desvío del Proyecto Hidroeléctrico Savegre, bajo la Dirección del Ing. Gravin Mayorga Jiménez M. Sc, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); "no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales". Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

A mis padres

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, porque siempre me han brindado las mejores oportunidades para que me pueda desarrollar como persona y como profesional, porque me formaron de la mejor manera: con la mentalidad de mejorar día con día de una manera noble y humilde.

A Alonso por apoyarme en todo lo que me he propuesto y ser un ejemplo de superación y emprendimiento.

A todos los amigos que conocí en la universidad, aquellos con los que compartí momentos increíbles durante esta etapa tan bonita y significativa que ya llega a su fin. A todos los que de alguna manera me han influenciado a ser la persona que soy hoy. Principalmente a Berro y Charlie, por convertirse en hermanos.

A Mónica, por sacar lo mejor de mí.

A don Gravin, por ser un ejemplo de lo que significa ser un ingeniero apasionado, un excelente profesional y una persona admirable.

A don Alexander Solís y don Rafael Murillo, por su apoyo durante la elaboración del proyecto.

Índice

AGRADECIMIENTOS.....	v
RESUMEN	xiv
1. CAPÍTULO 1. Introducción.....	1
1.1 Problema.....	1
1.2 Importancia.....	3
1.3 Objetivos.....	4
1.3.1 Objetivo general	4
1.3.2 Objetivos específicos	4
1.4 Antecedentes teóricos y prácticos del problema	5
1.5 Delimitación del problema	8
1.5.1 Alcance	8
1.5.2 Limitaciones	8
1.6 Metodología.....	9
2. CAPÍTULO 2. Marco Teórico.....	12
2.1 Obras de desvío.....	12
2.1.1 Generalidades de las obras de desvío	12
2.1.2 Tipos de desvío	13
2.1.2.1 Construcción de las estructuras sin desviar el río del cauce principal.....	13
2.1.2.2 Construcción de las estructuras con desvío del río del cauce principal.....	16
2.1.3 Ataguías.....	17
2.2 Fundamentos teóricos para el diseño de las obras.....	21
2.2.1 Capacidad obras de desvío.....	21
2.2.2 Hidrología	25
2.2.2.1 Series de información hidrológica	25
2.2.2.2 Periodo de retorno.....	26
2.2.2.3 Posiciones de graficación	27
2.2.2.4 Análisis de frecuencias.....	28
2.2.2.5 Límites de confianza	29
2.2.3 Análisis hidroeconómico	30
2.2.4 Clasificación de los flujos	32
2.2.4.1 Clasificación según el tiempo	32
2.2.4.2 Clasificación según el espacio.....	33
2.2.4.3 Clasificación de acuerdo al número de Reynolds	33
2.2.4.4 Clasificación de acuerdo al número de Froude	34
2.2.5 La ecuación de Bernoulli	35
2.2.6 Ecuación de energía	36

2.2.7	Flujo crítico y secciones de control	37
2.2.8	Flujo uniforme.....	39
2.2.9	Descarga a través de un orificio de pared delgada.....	41
2.2.10	Túneles o alcantarillas	41
2.2.10.1	Condiciones de flujo	42
2.2.10.2	Curva de desempeño.....	43
2.2.10.3	Obras de entrada y de salida	48
3.	CAPÍTULO 3. Proyecto Hidroeléctrico Savegre	50
3.1	Información general Proyecto Hidroeléctrico Savegre	50
3.2	Información hidrológica	52
3.2.1	Caudales promedio mensuales	52
3.2.2	Caudales máximos.....	56
3.2.2.1	Análisis regional de caudales máximos instantáneos	57
3.2.2.2	Análisis individual de caudales máximos anuales.....	58
3.2.2.3	Avenida máxima probable.....	59
3.3	Información topográfica.....	60
3.4	Información geológica.....	61
3.5	Información geotécnica.....	64
4.	CAPÍTULO 4. Selección de esquema de desvío	66
5.	CAPÍTULO 5. Análisis de capacidad de las obras de desvío.....	70
5.1	Generalidades para el diseño de obras de desvío	70
5.1.1	Ubicación de las obras de desvío.....	70
5.1.2	Tasa de colocación	71
5.1.3	Excavación y revestimiento de túneles	72
5.1.4	Costos.....	72
5.1.5	Información hidrológica	73
5.2	Determinación de la capacidad de las obras de desvío	75
5.2.1	Condiciones de diseño	75
5.2.2	Trazado de los túneles.....	75
5.2.3	Análisis hidrológico	81
5.2.4	Análisis hidroeconómico.....	86
5.2.5	Análisis hidráulico	92
5.3	Comportamiento de los túneles	97
5.3.1	Curvas de desempeño	97
5.3.2	Análisis de sensibilidad al variar la pendiente de fondo y rugosidad	104
5.3.2.1	Análisis de sensibilidad al variar la pendiente de fondo.....	104
5.3.2.2	Análisis de sensibilidad al variar la rugosidad de los túneles	107
5.4	Diseño obras complementarias.....	108

5.4.1	Preataguía.....	109
5.4.2	Contra ataguía.....	112
5.4.3	Dique de protección.....	114
5.4.4	Disipador de energía.....	116
5.5	Dimensiones finales	117
5.5.1	Ataguía	117
5.5.2	Preataguía.....	118
5.5.3	Túneles	119
5.5.4	Contra ataguía.....	121
5.5.5	Dique de protección.....	121
6.	CAPÍTULO 6. Conclusiones y recomendaciones.....	123
6.1.1	Conclusiones	123
6.1.2	Recomendaciones.....	125
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	127
	ANEXOS.....	130
	Anexo 1. Análisis hidroeconómico para distintas combinaciones de túneles para un nivel de riesgo de 5%	131
	Anexo 2. Análisis de hidráulico al variar el diámetro.....	138

Índice de figuras

Figura 1. Metodología.....	11
Figura 2. Diagrama de cierre de dos fases.....	14
Figura 3. Contracciones posibles en cierre de dos fases	15
Figura 4. Esquema del levantamiento de la fundación y paredes divisorias	16
Figura 5. Secuencia de construcción sin desvío del río y sin el uso de ataguías o diques. 16	
Figura 6. Sistema de desvío en una fase	17
Figura 7. Tipos de ataguías.....	18
Figura 8. Curvas de riesgo hidrológico en estructuras con vida útil n	22
Figura 9. Análisis hidroeconómico	24
Figura 10. Serie de duración completa	25
Figura 11. Serie de excedencia anual	26
Figura 12. Serie de máximos anuales	26
Figura 13. Determinación del periodo de retorno de diseño óptimo mediante análisis hidroeconómico.....	31
Figura 14. Secciones de control en canales.....	38
Figura 15. Curva característica para un conducto con sección de herradura.....	39
Figura 16. Flujo a través de un orificio	41
Figura 17. Control a la entrada y flujo supercrítico a lo largo de la tubería.....	43
Figura 18. Control a la entrada y salto hidráulico en la tubería	44
Figura 19. Curva de desempeño de una alcantarilla para control a la entrada	45
Figura 20. Control a la salida y flujo subcrítico a través de la alcantarilla	47
Figura 21. Control a la salida y tubería parcialmente llena.....	47
Figura 22. Serie de duración completa, sitio de presa. Periodo de 1982-2009	54
Figura 23. Caudales promedio anuales, sitio de presa. Periodo de 1982-2009.....	54
Figura 24. Caudal promedio mensual, sitio de presa.	55
Figura 25. Curva de duración de caudales promedio mensuales	55
Figura 26. Acumulado de las tormentas máximas en la zona del PH Savegre.....	59
Figura 27. Avenida máxima de diseño para el sitio de presa.....	60
Figura 28. Levantamiento topográfico en sitio de presa. Curvas cada 5 m	61
Figura 29. Mapa geológico preliminar PH Savegre.....	63
Figura 30. Sitio de presa.....	67
Figura 31. Sección transversal de la presa.....	67
Figura 32. Análisis de pendiente del cauce del río Savegre en el sitio de presa	68
Figura 33. Perfil longitudinal cauce principal río Savegre	69

Figura 34. Ubicación de obras de desvío.....	70
Figura 35. Trazado horizontal de los túneles de desvío	76
Figura 36. Perfil Longitudinal del Túnel 1.....	77
Figura 37. Perfil Longitudinal del Túnel 2.....	77
Figura 38. Perfil Longitudinal del Túnel 3.....	78
Figura 39. Sección transversal en el eje de la ataguía.....	78
Figura 40. Revisión cobertura mínima túnel 1.....	79
Figura 41. Revisión cobertura mínima túnel 2.....	80
Figura 42. Revisión cobertura mínima túnel 3.....	80
Figura 43. Ajustes a la curva de análisis individual de máximos anuales, para periodos de 1 a 300 años.....	83
Figura 44. Comparación de caudales según el nivel de riesgo asociado	85
Figura 45. Análisis hidroeconómico en caso de emplear el túnel 2. Nivel de riesgo de 5%	87
Figura 46. Análisis hidroeconómico en caso de emplear los túneles 2 y 3.	89
Figura 47. Análisis hidroeconómico en caso de emplear los túneles 1, 2 y 3.	91
Figura 48. Costos totales de obras de desvío para uno, dos o tres túneles.....	92
Figura 49. Vista en planta del eje y secciones transversales para la modelación en HEC-RAS de los diferentes caudales para el cálculo de las curvas de descarga	98
Figura 50. Curva de descarga aguas abajo del sitio de presa.....	99
Figura 51. Curva de desempeño del túnel 2.....	103
Figura 52. Curva de desempeño del túnel 3.....	103
Figura 53. Cambio en la altura normal al variar la pendiente de fondo.....	106
Figura 54. Cambio de la velocidad al variar la pendiente de fondo.....	106
Figura 55. Cambio de la altura normal al variar la rugosidad	108
Figura 56. Cambio de la velocidad al variar la rugosidad	108
Figura 57. Análisis hidroeconómico para el diseño de la preataguía	112
Figura 58. Ubicación del dique de protección de la terraza de aproximación	114
Figura 59. Sección transversal del modelado hidráulico para diseño del dique de protección.....	115
Figura 60. Análisis hidroeconómico al emplear el túnel 1.....	131
Figura 61. Análisis hidroeconómico al emplear el túnel 2.....	132
Figura 62. Análisis hidroeconómico al emplear el túnel 3.....	133
Figura 63. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 1 y 2	134
Figura 64. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 1 y 3	135

Figura 65. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 2 y 3136
Figura 66. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 1, 2 y 3137

Índice de cuadros

Cuadro 1. Clasificación de flujo según número de Reynolds	34
Cuadro 2. Valores típicos de la n de Manning.	40
Cuadro 3. Factores que determinan la capacidad de la alcantarilla	48
Cuadro 4. Información general de PH Savegre	51
Cuadro 5. Caudales promedio por mes sitio de presa. Periodo 1982-2009	53
Cuadro 6. Valores de caudal según probabilidad de ocurrencia.....	56
Cuadro 7. Caudales máximos instantáneos.....	57
Cuadro 8. Análisis regional de caudales máximos instantáneos	57
Cuadro 9. Análisis individual de caudales máximos anuales.....	58
Cuadro 10. Unidades geotécnicas definidas en el macizo rocoso	64
Cuadro 11. Clasificación RMR del macizo rocoso	65
Cuadro 12. Parámetros de falla del macizo rocoso sano	65
Cuadro 13. Análisis individual de caudales máximos anuales hasta un periodo de retorno de 100 años	74
Cuadro 14. Resultados del trazado de los túneles de desvío.....	81
Cuadro 15. Resultados de volúmenes de presa, de ataguía y vida útil de ataguía.....	82
Cuadro 16. Comparación de caudales calculados junto con su respectivo error relativo...83	
Cuadro 17. Caudales obtenidos para cada nivel de ataguía, según el riesgo asumido.....84	
Cuadro 18. Análisis hidroeconómico en caso de emplear el túnel 2. Nivel de riesgo de 5%	87
Cuadro 19. Análisis hidroeconómico en caso de emplear los túneles 2 y 3.	88
Cuadro 20. Análisis hidroeconómico en caso de emplear los túneles 1, 2 y 3.	90
Cuadro 21. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 2. Un túnel.....	94
Cuadro 22. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 2. Dos túneles	94
Cuadro 23. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 3. Dos túneles	95
Cuadro 24. Análisis de sensibilidad al emplear los tres túneles	96
Cuadro 25. Dimensiones finales de los túneles y resultados para $Q_D=1790 \text{ m}^3/\text{s}$	97
Cuadro 26. Tirante del río a la salida de los túneles para distintos caudales.....	100
Cuadro 27. Resumen de resultados para la determinación de la curva de desempeño de los túneles para el caso de control a la entrada	101
Cuadro 28. Resumen de resultados para la determinación de la curva de desempeño de los túneles para el caso de control a la salida	102
Cuadro 29. Análisis de sensibilidad al variar la pendiente de fondo.....	105
Cuadro 30. Análisis de sensibilidad al variar la rugosidad	107

Cuadro 31. Resultados de volúmenes de preatagüa, de atagüa y vida útil de la preatagüa	110
Cuadro 32. Análisis hidroeconómico para el diseño de la preatagüa.....	111
Cuadro 33. Tiempos de construcción para diferentes alturas de contra atagüa.....	113
Cuadro 34. Canal a la salida de los túneles.....	116
Cuadro 35. Dimensiones finales Atagüa	117
Cuadro 36. Dimensiones finales Preatagüa	119
Cuadro 37. Dimensiones finales Túneles 2 y 3.....	120
Cuadro 38. Dimensiones finales Contra atagüa	121
Cuadro 39. Dimensiones finales Dique de Protección	122
Cuadro 40. Análisis hidroeconómico al emplear el túnel 1.	131
Cuadro 41. Análisis hidroeconómico al emplear el túnel 2.	132
Cuadro 42. Análisis hidroeconómico al emplear el túnel 3.	133
Cuadro 43. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 1 y 2.....	134
Cuadro 44. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 1 y 3.....	135
Cuadro 45. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 2 y 3.....	136
Cuadro 46. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 1, 2 y 3.....	137
Cuadro 47. Análisis hidráulico al variar el diámetro del túnel1. Un túnel.....	138
Cuadro 48. Análisis hidráulico al variar el diámetro del túnel 3. Un túnel	138
Cuadro 49. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 1. Dos túneles	139
Cuadro 50. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 2. Dos túneles	139
Cuadro 51. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 3. Dos túneles	140
Cuadro 52. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 1. Tres túneles	140
Cuadro 53. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 2. Tres túneles	141
Cuadro 54. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 3. Tres túneles	141

Delgado Camacho, Pablo Andrés

Diseño hidráulico del sistema de desvío del Proyecto Hidroeléctrico Savegre

Proyecto de Graduación - Ingeniería Civil – San José, C.R.:

P. A. Delgado C., 2016

xiv, 129, [11]h, ils. col. -38 refs.

RESUMEN

Las obras de desvío de los proyectos hidroeléctricos permiten desviar el río durante la construcción de la presa para proporcionar un sitio de construcción libre de agua y protegido de una eventual creciente del río. Este proyecto consiste en el diseño hidráulico de la ataguía, los túneles de desvío, la pre ataguía, la contra ataguía y el dique de protección para la construcción de las obras de presa y aliviadero del Proyecto Hidroeléctrico Savegre.

Las obras se diseñaron a partir de un análisis hidráulico económico con base en los niveles de riesgo determinados, con el objetivo de tomar en cuenta los costos asociados. Para la estimación de costos y rendimientos se utilizó como referencia los obtenidos por el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) en otros proyectos hidroeléctricos similares. Una vez que se estimaron las dimensiones que cumplieran con los criterios de diseño previamente definidos, se procedió a analizar el comportamiento hidráulico de los túneles de desvío.

El enfoque del análisis consiste en que si bien las obras de desvío son estructuras temporales, estas deben ser diseñadas de manera que impliquen los menores costos constructivos tomando en consideración los costos por los daños que se generarían en caso de una creciente que sobrepase la capacidad de las obras. Lo anterior para un nivel de riesgo prefijado según la experiencia del ICE en este tipo de obras. Por lo que es fundamental el manejo de una base de datos acorde a la magnitud del proyecto a realizar. En este proyecto el dimensionamiento se realiza con información hidrológica y del sitio muy precisa, que permite obtener un diseño satisfactorio desde un punto de vista hidráulico.

OBRAS DE DESVÍO, DISEÑO HIDRÁULICO, PROYECTO HIDROELÉCTRICO SAVEGRE,
ANÁLISIS HIDROECONÓMICO, NIVEL DE RIESGO.

Ing. Gravin Mayorga Jiménez, M.Sc.

Escuela de Ingeniería Civil

1. CAPÍTULO 1. Introducción

1.1 Problema

El Proyecto Hidroeléctrico Savegre forma parte del Plan de Expansión de la Generación Eléctrica 2012-2024 del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) para suplir la creciente demanda eléctrica del país, además es incluido en el Plan Nacional de Desarrollo (PND) y en el Plan Nacional de Energía (PNE).

Para el año 2012, el Sistema Eléctrico Nacional tenía una capacidad instalada efectiva de 2682 MW, un 66% corresponden a plantas hidroeléctricas, un 20% a plantas térmicas, un 7% a plantas geotérmicas, 5% plantas eólicas y un 2% a biomasa. Del total de la capacidad instalada, el ICE opera un 76% con plantas propias y un 13% con plantas contratadas a generadoras privadas. Del 11% restante, se encargan otras empresas de servicio público, como la Compañía Nacional de Fuerza y Luz (CNFL), la Empresa de Servicios Públicos de Heredia (ESPH), la Junta Administradora del Servicio Eléctrico de Cartago (JASEC), la Cooperativa de Electrificación de San Carlos (COOPELESCA), la Cooperativa de Electrificación Rural de Guanacaste (COOPEGUANACASTE) y la Cooperativa de Electrificación Rural Los Santos (COOPESANTOS). (Plan de Expansión de la Generación Eléctrica 2014-2035, 2012).

Según el Plan de Expansión de la Generación Eléctrica 2012-2024, el PH Savegre, junto con Pacuare conforman las fuentes de recurso hidráulico más importante para finales de la década del 2020-2030. Esto en el caso de que el PH Diquís entre en funcionamiento cuando se tiene planeado. Si este se atrasara, la construcción de PH Savegre o PH Pacuare deberían iniciar idealmente en el 2019. No obstante, en el Plan de Expansión Eléctrica 2014-2035, el PH Savegre es excluido debido a que se carece de información reciente sobre los costos, debido a que el estudio de factibilidad no ha sido completado, sin embargo, se trata de los proyectos más interesantes por su capacidad de embalse.

En agosto del 2015, se firma una moratoria en la cual se prohíbe el desarrollo de proyectos hidroeléctricos a lo largo del cauce de los ríos Pacuare y Savegre por un periodo de 25 años. Sin embargo estos podrían ser considerados a futuro por su potencial hidroeléctrico (Barquero, 2015).

Las obras de desvío son parte del conjunto de estructuras del proyecto hidroeléctrico, de hecho, representan la primera etapa de construcción y cuyo diseño hidráulico debe adecuarse a una serie de parámetros que garantice un buen funcionamiento y capacidad

de las estructuras de manera que se puedan realizar las obras de presa en un ambiente controlado y seguro.

El sistema de desvío a emplear deberá adaptarse a las condiciones naturales presentes en el sitio de presa, por lo que la disponibilidad de datos precisos es fundamental para poder realizar un análisis adecuado tanto de capacidad como de costos. En las obras de desvío, el tema económico es fundamental, ya que al tratarse de obras temporales, que en su mayoría su vida útil abarca únicamente el periodo de construcción de la presa, se deberá encontrar un equilibrio entre el costo de las obras y los daños por los riesgos asociados a dicho diseño.

1.2 Importancia

El control de flujo de un río durante la construcción de una represa hidroeléctrica es indispensable para llevar a cabo las obras necesarias en un ambiente seguro y libre de presencia de agua.

Una adecuada determinación de las obras necesarias para conformar el sistema de desvío será de gran relevancia a la hora de realizar los análisis de pre factibilidad de este tipo de proyectos. A la hora de ejecución del proyecto, la correcta determinación de las obras de desvío permitirá evitar riesgos de perder el avance logrado hasta el momento.

Un correcto dimensionamiento de las ataguías y el sistema de conducción permitirán disminuir los riesgos de que una creciente sobrepase las obras temporales y destruya el avance en el sitio de construcción de la presa.

El adecuado diseño de las obras es consecuencia de un análisis hidrológico pertinente que permita establecer el caudal de diseño para las obras de desvío, tomando en consideración los tiempos de ejecución de obras y los riesgos asociados.

Se puede tomar como ejemplo lo sucedido en la construcción del Proyecto Hidroeléctrico Reventazón en el cual, el 28 y 29 de julio cuando se dio la creciente del río producto de los eventos meteorológico. Estos eventos son considerados como extraordinarios, debido a que no se tienen registros históricos de tales magnitudes en esa época del año.

El caudal del río llegó hasta los 3600 m³/s en el sitio de presa, magnitud que pudo haber sido controlado por la ataguía, cuya capacidad fue diseñada para un caudal de 4200 m³/s. Sin embargo, la obra solo presentaba un avance del 90% por lo que sufrió de daños importantes, generando pérdidas aproximadas de \$10 millones, además del atraso en el tiempo de construcción de la obra (Mayorga, 2014).

Es debido a este grado de incertidumbre que el diseño de las obras debe considerar los posibles costos generados por pérdidas en caso de que las obras de desvío sean sobrepasadas. Este análisis de riesgo toma en cuenta las probabilidades de ocurrencia del evento y su posible impacto.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Realizar el diseño hidráulico de las obras de desvío del río Savegre para la construcción del Proyecto Hidroeléctrico Savegre.

1.3.2 Objetivos específicos

- Describir y presentar las principales características que tendrá el Proyecto Hidroeléctrico Savegre y las condiciones presentes en el sitio.
- Determinar las obras que conforman el sistema de desvío para un adecuado manejo del río a la hora de la construcción del proyecto.
- Determinar la capacidad de las obras de desvío mediante un análisis hidrológico que tome en cuenta factores de costos y riesgos asociados.
- Realizar el dimensionamiento hidráulico de las obras de desvío, basado en un análisis hidroeconómico.

1.4 Antecedentes teóricos y prácticos del problema

En Costa Rica se han realizado algunos trabajos de investigación, así como proyectos, que en cierto modo, pueden estar relacionados con el trabajo en cuestión. Sin embargo, sobre el caso específico del desvío del río Savegre solo existe un trabajo final de graduación realizado por la ingeniera Millie Zamora presentado en 1987, que de manera muy general abarca el tema, sin entrar en detalles de diseño.

Con respecto a desvío de ríos en general, el Instituto Costarricense de Electricidad, por su amplia experiencia en proyectos hidroeléctricos, tiene documentación relacionada con procesos similares, como en el caso del desvío del río Reventazón, para dicho proyecto hidroeléctrico.

Además, existen estudios hidrológicos en la cuenca del río Savegre que pueden ser usados como referencia. Estos estudios han sido realizados por organismos nacionales como el Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza (CATIE) y el Ministerio de Ambiente, Energía y Telecomunicaciones (MINAET).

A continuación se presenta un resumen de los estudios que podrán ser significativos para establecer las bases o contribuir con información necesaria para la elaboración del proyecto sobre el desvío del río Savegre.

Trabajo Final de Graduación: Calibración de un modelo de balance hídrico a nivel mensual en la cuenca del río Savegre. Por Jorge Salas Chacón. II semestre, 2006.

El trabajo consiste en el desarrollo de un modelo de balance hídrico mensual que permita evaluar la disponibilidad del recurso hídrico en la cuenca del río Savegre, además de estimar los diferentes componentes que forman parte de este modelo. Se realiza mediante el estudio hidrológico respectivo, el cual consistió en la caracterización de la cuenca y posteriormente la calibración del modelo.

Mediante el estudio de la precipitación promedio y los caudales registrados en la estación Sitio de Presa Savegre, para un mes dado, se calibró una ecuación que permite calcular la infiltración en función de la precipitación.

El modelo del balance hídrico desarrollado se basa en el propuesto por Thornthwaite y Mather, sin embargo cuenta con algunas modificaciones con el fin de adaptarse de mejor manera a las condiciones presentes en la cuenca. Adicionalmente se plantean 3 escenarios

(seco, normal y húmedo) con el fin de evaluar la disponibilidad del recurso bajo dichas condiciones.

Estudio de Cuencas Hidrográficas de Costa Rica: Cuencas del río Savegre por el MINAET. Realizado por Nazareth Rojas. 2011

El estudio abarca la caracterización de la cuenca. Toma en cuenta aspectos socioeconómicos de la cuenca como las actividades socioproductivas y las proyecciones de la población. También la caracteriza hidrológicamente, analizando los diferentes componentes como: geografía, modelo altitudinal, red hidrológica, descripción geológica, tipos de suelo, zonas de vida, áreas protegidas, precipitación y temperatura. Además, presenta la oferta y demanda del recurso hídrico en la cuenca.

Trabajo Final de Graduación: Diseño hidráulico preliminar de las obras de desvío, descarga de fondo y vertedor de demasías del Proyecto Hidroeléctrico Savegre. Por Millie Zamora Gutierrez. Setiembre, 1987

El trabajo de graduación comprende un análisis superficial de las distintas obras hidráulicas a desarrollarse en Savegre, como lo son la obra de desvío, la descarga de fondo y el vertedor de demasías.

Con respecto al tema del desvío del río, se propuso un sistema de dos túneles de 8 m de diámetro, además se diseñan la ataguía y contraguía. Realizando un análisis económico según el costo de los materiales.

Para el diseño realizado, se usó un caudal medio de $57 \text{ m}^3/\text{s}$ obtenido del Informe Preliminar del Proyecto Savegre realizado por el ICE en 1984. Se utilizó un caudal de diseño de $1200 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente a un tiempo de retorno de 50 años.

Trabajo Final de Graduación: Diseño hidráulico del vertedero de excedencias del Proyecto Hidroeléctrico Savegre. Por Carlos Antonio Corrales Vargas. Junio, 2013.

El trabajo tiene como objetivo el diseño de las obras para el control de excedencias basado en una comparación entre una rápida lisa contra una escalonada de igual geometría. Para su diseño se realiza un análisis geológico-geotécnico de las condiciones del sitio para definir el margen del río a utilizar. Además, se realizan cinco prediseños de aliviaderos, los cuales fueron analizados considerando temas de costos y condiciones hidráulicas. Para la opción escogida, se realizó un diseño hidráulico más detallado.

Diseño hidráulico del sistema de desvío del Proyecto Hidroeléctrico Savegre

El proyecto de graduación cuenta con un capítulo dedicado únicamente a caracterizar las principales características del Proyecto Hidroeléctrico Savegre. En este capítulo se incluye información general de la cuenca del río Savegre, del PH Savegre, de la presa, se incluyen datos y análisis hidrológicos de caudales en el sitio de presa, información geotécnica, geológica y topográfica del sitio de presa.

Trabajo Final de Graduación: Diseño hidráulico de las obras de desvío del Proyecto Hidroeléctrico El Diquís. Por Jeimy Gabriela Vega Lacayo. Agosto, 2015.

El proyecto consiste en el diseño hidráulico de las obras de desvío para la construcción de la presa del Proyecto Hidroeléctrico El Diquís. Las obras diseñadas son la ataguía, los túneles de desvío, la pre ataguía y la contra ataguía.

Se realiza una estimación de costos y rendimientos a partir de datos brindados por el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) obtenidos de otros proyectos hidroeléctricos similares. El diseño de las obras se realiza a partir de análisis hidrológicos e hidráulicos, con base en niveles de riesgo recomendados. Una vez que se estiman las dimensiones a partir del análisis de criterios de diseño previamente definidos, se procedió a analizar el comportamiento hidráulico de los túneles de desvío y la estabilidad ante el volcamiento y deslizamiento de la ataguía.

1.5 Delimitación del problema

1.5.1 Alcance

En el diseño hidráulico se incluye las obras de ataguía aguas abajo como arriba del área que se desea liberar, las obras de conducción para el desvío de las aguas del río, así como otra estructura que en el momento de diseño se considere necesario para complementar el sistema de desvío.

La descripción que se hará del PH Savegre será de manera general para poder contextualizar la importancia de las obras temporales en un ámbito. Se incluirá su ubicación, principales características hidrológicas de la cuenca donde se encuentra, capacidad de generación esperada, tipo de represa, etc.

La selección del sistema de desvío se realizará considerando criterios hidráulicos así como económicos, por tratarse de una obra temporal.

1.5.2 Limitaciones

El diseño de las obras será únicamente hidráulico, por lo que no abarcará nada relacionado con el diseño estructural. Además, será de carácter teórico, lo que quiere decir que no se realizará ningún modelo físico para simular la conducción.

Para el cálculo de los caudales de diseño se hará uso de la información hidrológica presentada en el Trabajo Final de Graduación para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil de Carlos Antonio Corrales Vargas (Corrales Vargas, 2013).

El diseño hidráulico presentado en este trabajo no toma en cuenta la afectación que tiene el transporte de sedimentos que pueden llegar a depositarse en el embalse.

Con respecto al tema geológico y geotécnico, únicamente se realizarán recomendaciones sobre fundaciones y estribos de las obras a diseñar, debido a que la información con la que se cuenta está a nivel de anteproyecto.

1.6 Metodología

El procedimiento que se llevó a cabo para la elaboración de este proyecto puede sintetizarse en dos partes, las cuales serán explicadas a continuación:

Recopilación de información

El estudio se inició con la determinación de la información que iba a ser necesaria para cumplir con los distintos puntos propuestos en los objetivos específicos. Esta información incluye características generales del proyecto hidroeléctrico, ubicación y las condiciones presentes en el sitio. Se recopilaron datos, información y recomendaciones de otros proyectos hidroeléctricos con condiciones similares. Adicionalmente, se hizo una amplia consulta bibliográfica a partir de la cual fue posible determinar los lineamientos de diseño a seguir.

Para la obtención de toda la información respectiva al proyecto hidroeléctrico Savegre como las características generales, información geológica, geotécnica, topografía y datos hidrológicos relacionados a los caudales registrados en el sitio de presa; fue utilizada como referencia el Trabajo Final de Graduación para la obtención del grado de licenciatura sobre el Diseño hidráulico del vertedor de excedencias del Proyecto Hidroeléctrico Savegre del ingeniero Carlos Antonio Corrales Vargas (Corrales Vargas, 2013). Esta información fue importante para poder presentar las principales características del PH Savegre, así como para definir las condiciones de diseño presentes.

Con respecto a la información relacionada a otros proyectos hidroeléctricos similares, se usó como principales referencias los registros y experiencias obtenidas por los ingenieros del ICE en el Proyecto Hidroeléctrico Reventazón, debido a la similitudes en los tipos de obras presentes en ambos proyectos, y el Trabajo Final de Graduación para la obtención del grado de licenciatura sobre el Diseño hidráulico de las obras de desvío del Proyecto Hidroeléctrico el Diquís de la ingeniera Jeimy Gabriela Vega Lacayo (Vega, 2015). A partir de estos datos fue posible obtener valores de tasas de colocación, rendimientos, costos constructivos de ataguía, presa y túneles.

Diseño de las obras de desvío:

Una vez recopilada la información se prepara el documento presentado los aspectos más relevantes del proyecto relacionados al diseño y construcción de las obras de desvío; como lo son la información hidrológica, topográfica, geológica y geotécnica en el sitio de presa.

A partir de la información de topografía y las características geológicas y geotécnicas del sitio de interés se estableció el tipo de desvío que mejor se adapta a las condiciones presentes, así como el tipo de conducción para desviar el río Savegre.

Al definir las estructuras necesarias, se realizó el trazado de tres túneles para posteriormente analizar hidráulica y económicamente cuantos serían realmente necesarios. Con respecto a la preataguía, ataguía y contraataguía, se respetó la ubicación de las estructuras definidas previamente por el ICE.

Para determinar la capacidad que deberán tener las obras de desvío se siguió el método racional. Este consiste en un análisis hidrológico para niveles de riesgo del 1%, 5%, 10% y 15%. Para cada nivel de riesgo se realizan 10 iteraciones, una por cada altura de ataguía definida, y se estima el tiempo de vida útil que tendrá. Al conocer este tiempo es posible obtener el periodo de retorno de una avenida que pueda suceder al menos una vez en la vida útil de la ataguía según el riesgo asumido y de esta manera obtener el caudal asociado a este periodo retorno. Por último, se realiza un pre dimensionamiento de las obras con respecto a los caudales calculados, con el fin de poder estimar los costos asociados.

Una vez definidos el riesgo, periodo de retorno, caudal y altura de ataguía a partir del análisis hidrológico y de costos, se realiza un análisis de sensibilidad para revisar las condiciones hidráulicas presentes en los túneles y de esta manera proceder con el dimensionamiento final de las obras.

El análisis final para revisar la capacidad de los túneles se realiza mediante el cálculo de las curvas de desempeño, además de realizar un análisis de sensibilidad respecto a pendiente y rugosidad para verificar posibles escenarios que puedan ocurrir en el momento de la construcción.

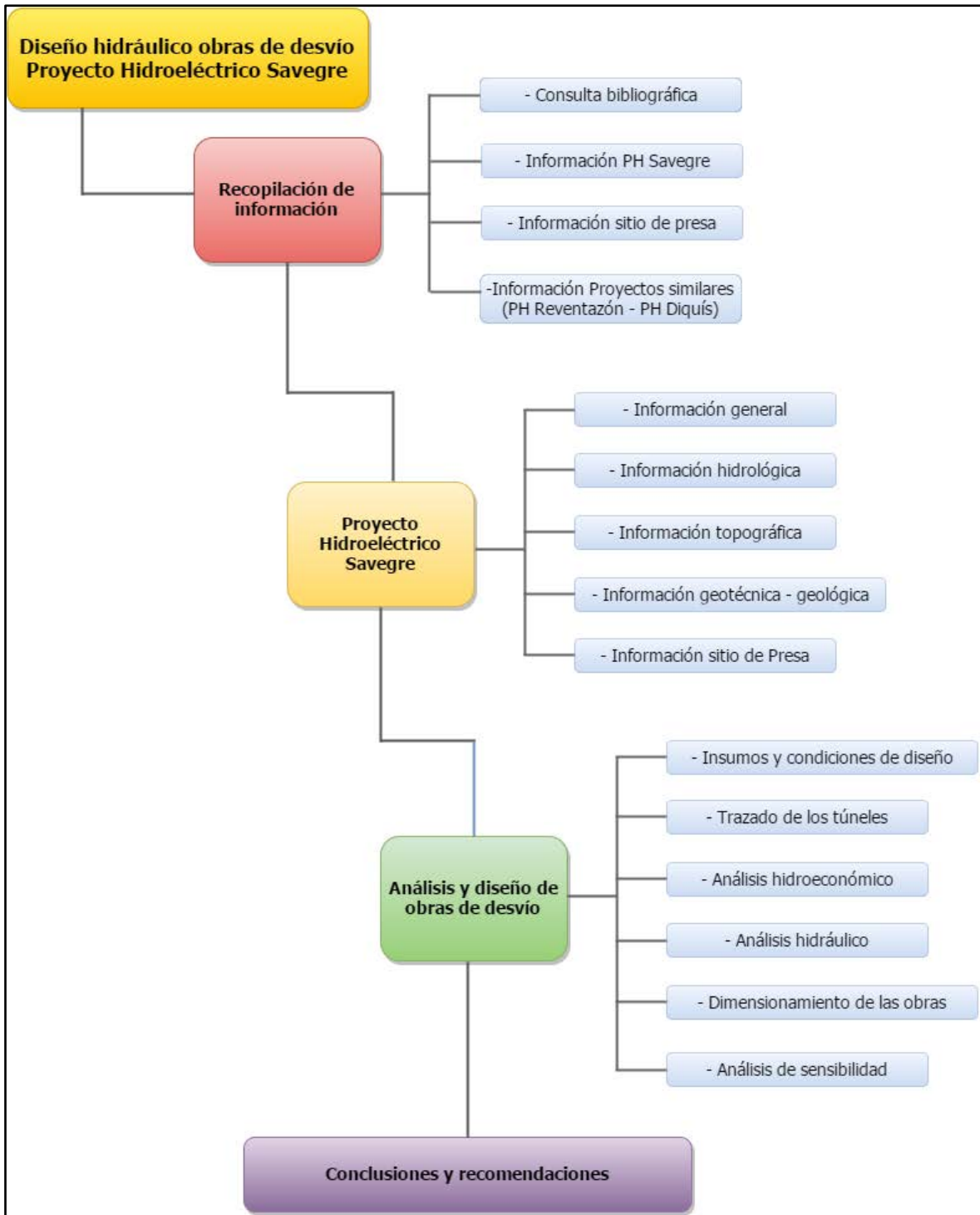


Figura 1. Metodología

2. CAPÍTULO 2. Marco Teórico

2.1 Obras de desvío

2.1.1 Generalidades de las obras de desvío

Las obras de desvío de ríos en proyectos hidráulicos son estructuras hidráulicas diseñadas para proporcionar un área de trabajo limpia y libre de agua de manera que la construcción de la estructura de presa en el cauce pueda realizarse en seco. Son obras de gran importancia dentro de un proyecto debido a que la desviación del flujo puede afectar considerablemente el plazo de ejecución.

Se puede definir como obras de desvío aquellas estructuras que permiten dar un nuevo encauzamiento a las aguas fluviales. Su principal objetivo es de dejar sin escurrimiento superficial el tramo del río donde se ubicarán las obras civiles, proporcionando seguridad y protección adecuada, en el tiempo que se desarrollan las obras.

Los elementos que constituyan las estructuras de desvío están directamente relacionadas con el tipo de método de desvío a realizar. Sin embargo, entre las estructuras más comunes se encuentran las ataguías, las obras de conducción (Canales o túneles), estructuras de entrada y descarga.

La selección del sistema de desvío influirá otras partes de las obras permanentes relacionadas a la presa. A pesar de ser obras temporales, podrían estar previstas para que funcionen incorporadas a las obras permanentes como vertedores, descargas de fondo, canales de descarga de la casa de máquinas, irrigación u otro tipo de descargas (Lozoya Corrales, n.d.).

Además, son obras que podrían afectar la posición de la presa principal, el tipo y las obras complementarias. Usualmente el proceso constructivo no es sencillo, sobre todo en ríos grandes por lo que pueden incidir en el tiempo y costo de la obra en general (ICOLD, 1986).

Al tratarse de obras provisionales, se trata de un problema de carácter económico, en el cual las estructuras deberán ser diseñadas para el menor costo posible, tomando en consideración el riesgo que podría causar una creciente que sobrepase la capacidad de diseño.

En general, se debe analizar los siguientes factores para un diseño adecuado de las obras de desvío (Oliveira Silva, 2013):

- Características del flujo
- Características físicas del sitio
- Tipo de presa
- Estructuras definitivas de la presa
- Secuencia de construcción

Es necesaria la información hidrológica para obtener los parámetros fundamentales para el diseño y análisis de factibilidad, como los periodos de mínimos y de crecientes, los caudales máximos y mínimos instantáneos, los años de máximo escurrimiento y el caudal máximo para determinar la capacidad de las obras.

En cuanto a la topografía del sitio, se debe revisar la sección del río para definir si es estrecha o abierta, ya que esto da una idea preliminar del sistema de desvío posible. En lo correspondiente a la geología del área de trabajo, esta debe ser considerada para los diseños, especialmente en el caso de túneles para determinar el tipo de suelo y prevenir posibles inconvenientes.

2.1.2 Tipos de desvío

En la actualidad, para la construcción de las obras permanentes de una represa hidroeléctrica existen dos tipos de desvío para llevar a cabo dicha tarea. Estos esquemas de construcción dependerán de las condiciones del río, principalmente del ancho del cauce en lugar de trabajo y del caudal que transporte. El tipo de sistema de desvío es un factor importantísimo a la hora de considerar en el diseño de las obras, debido a que tendrán un gran impacto en los costos.

Los esquemas de desvío son los siguientes:

- a) Construcción de las estructuras sin desviar el río del cauce principal.
- b) Construcción de las estructuras con desvío del río del cauce principal.

2.1.2.1 Construcción de las estructuras sin desviar el río del cauce principal

Este tipo de desvío puede realizar mediante dos esquemas de construcción diferentes; mediante el uso de ataguías o realizando la construcción, parcial o totalmente, en el agua, cuando el caudal presente es igual al caudal mínimo.

Construcción mediante el uso de ataguías o diques en el sitio de excavación

Este esquema de operación por lo general es usado en ríos que poseen un cauce bastante ancho y con caudales altos, donde se construirán represas de concreto. Consiste en la utilización de ataguías o diques para restringir el paso del agua por una sección del cauce principal, mientras se realizan la construcción de una parte de las obras permanentes; este método se conoce como de dos fases.

El proceso constructivo de dos fases se muestra en la Figura 2; este sigue una secuencia de actividades para hacer más eficaz la construcción de las obras. Primeramente se coloca una ataguía longitudinal a lo largo del cauce del río, seguido de la construcción de las ataguías de aguas arriba y aguas abajo, de manera que se genere un área protegida en la que se puede construir la primera parte de las obras permanentes, las cuales deberán contar con estructuras de vertido para que el agua pueda pasar mientras se levantan las obras en la segunda fase; de esta manera se termina la primera fase.

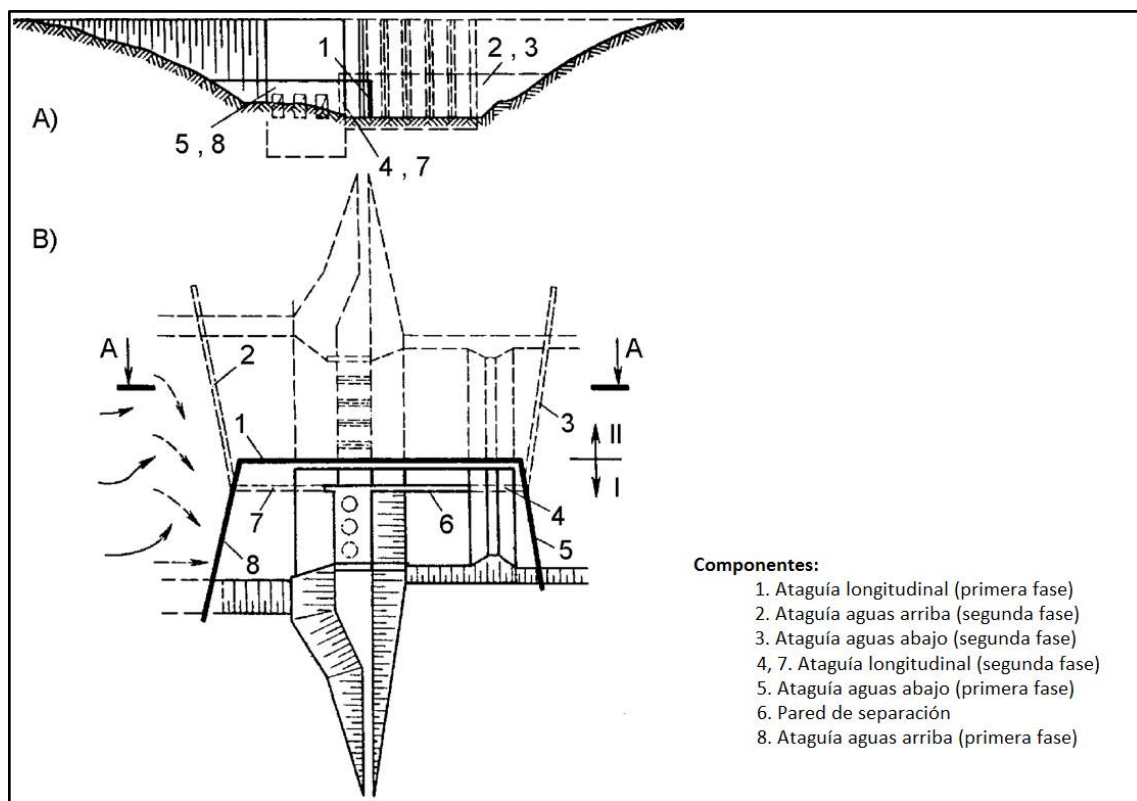


Figura 2. Diagrama de cierre de dos fases

Fuente: (Tanchev, 2014)

El inicio de la segunda fase inicia con la colocación de las ataguías longitudinales, que pueden estar anexadas a alguna parte de las obras permanentes. Se procede a remover las ataguías de aguas abajo y aguas arriba de la primera fase, respectivamente. De esta

manera se habilita el paso de aguas por las obras recién construidas y se procede a colocar o construir las ataguías aguas abajo y aguas arriba en la parte del cauce donde se va a continuar con la construcción. Las ataguías podrán ser eliminadas totalmente una vez que se alcance cierta altura en la que el agua ya no sea un problema (Tanchev, 2014).

La longitud de la contracción que se genera en el río generalmente es del 35-60%; se diseña de manera que la velocidad crítica no dañe las ataguías. Además, para prevenir la erosión se puede modificar la forma de las ataguías así como adicionar elementos que ayuden a modificar la dirección del flujo, tal y como se muestra en la Figura 3 (Tanchev, 2014).

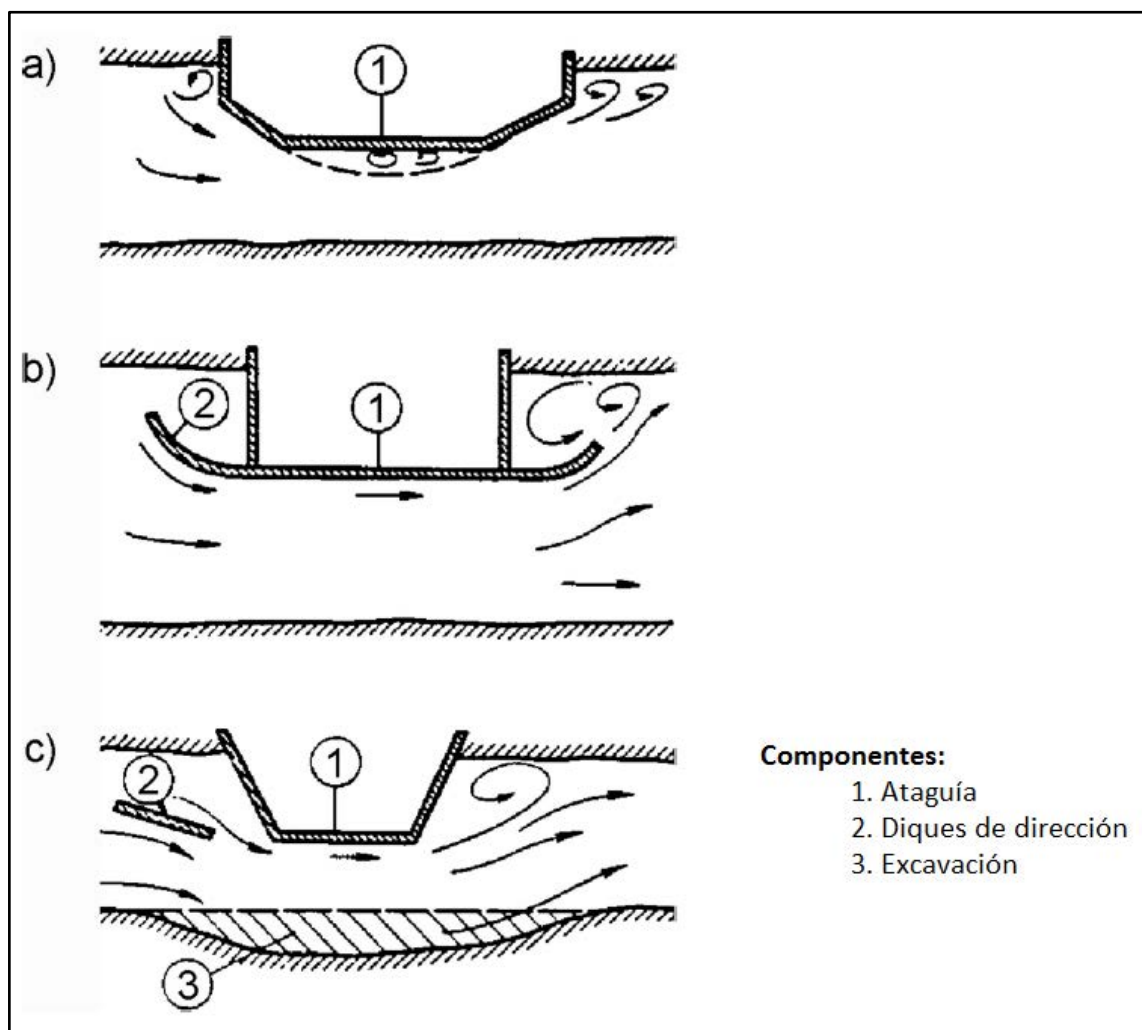


Figura 3. Contracciones posibles en cierre de dos fases

Fuente: (Tanchev, 2014)

Construcción sin el uso de diques o ataguías en el sitio de excavación

Este método consiste en el empleo de cajones o trincheras para la construcción de las estructuras, la cual ocurre parcial o completamente en presencia de agua; es por esta razón

que el caudal para el momento de la construcción debe ser el mínimo ($Q_{const} = Q_{min}$). Los cajones son más caros y tienen la limitante de que solo se pueden aplicar a cimentaciones con una profundidad de 30-35 m. No obstante, los pozos solo se pueden aplicar cuando la construcción de la fundación permite realizarla en presencia de agua. En comparación con el uso de ataguías, este método es más complicado de ejecutar, pero tiene la ventaja que puede realizarse en menor tiempo (Tanchev, 2014).

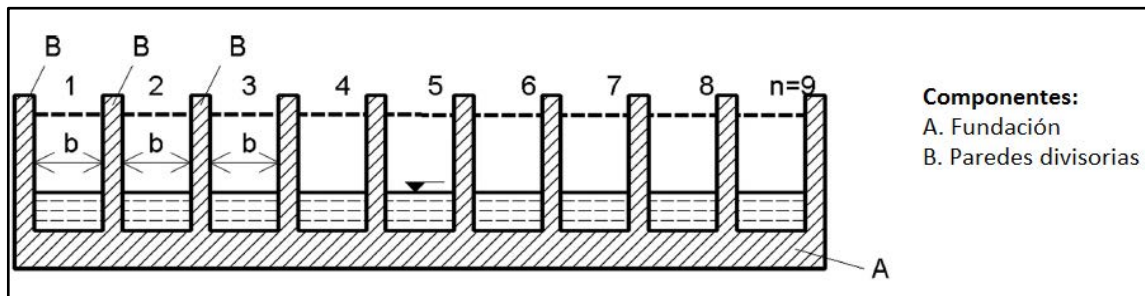


Figura 4. Esquema del levantamiento de la fundación y paredes divisorias

Fuente: (Tanchev, 2014)

Se inicia con la construcción de la fundación y de las paredes divisorias, las cuales están separadas por distancias iguales entre ellas como se representa en la Figura 4. Luego se procede a realizar el levantamiento de la obra en secciones como lo muestra la secuencia de la Figura 5, donde la x representa la capa que se está construyendo.

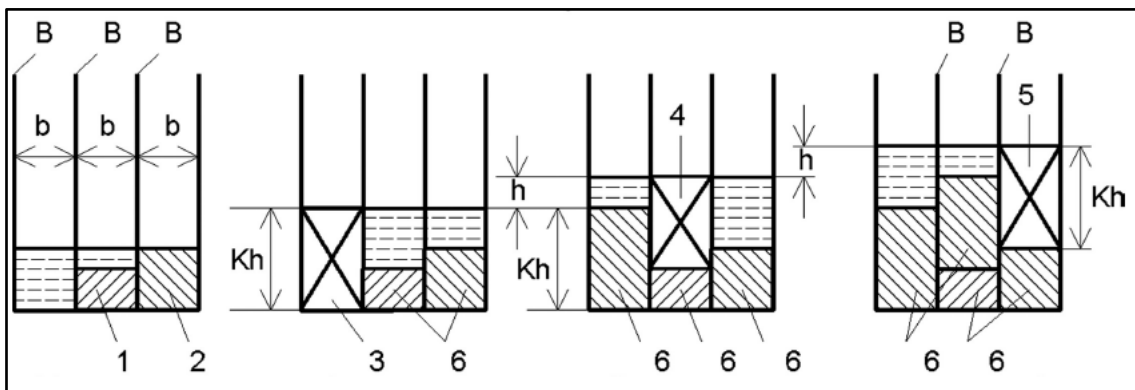


Figura 5. Secuencia de construcción sin desvío del río y sin el uso de ataguías o diques.

Fuente: (Tanchev, 2014)

2.1.2.2 Construcción de las estructuras con desvío del río del cauce principal

Este método de construcción consiste en desviar el río del cauce principal mediante el uso de algún tipo de conducto, de manera que el área de trabajo quede libre de la presencia de agua; este sistema también es conocido como desvío de una fase y es preferible para ríos angostos (ICOLD, 1986).

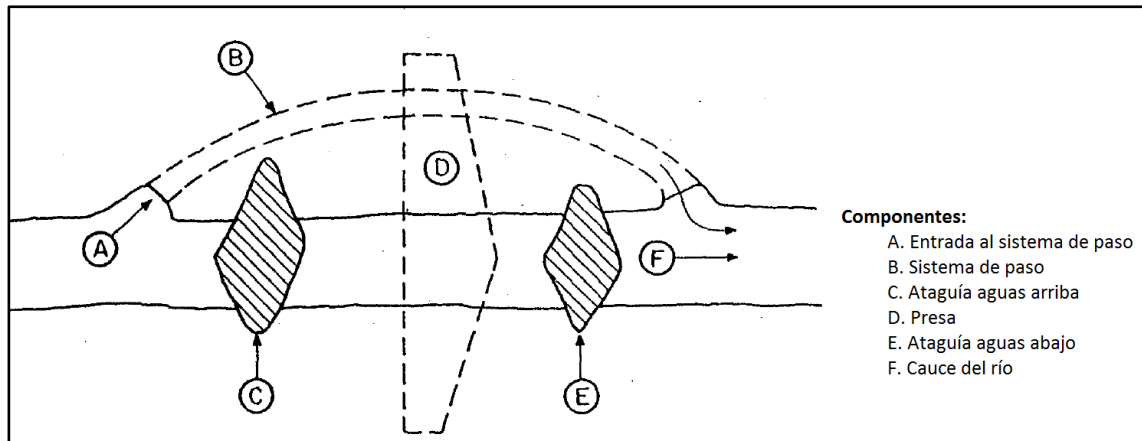


Figura 6. Sistema de desvío en una fase

Fuente: (ICOLD, 1986)

El esquema de desvío en una fase consiste en conducir el agua por algún tipo de paso, como lo puede ser alcantarillas, canales o túneles. Esto se logra mediante la construcción o levantamiento de una ataguía principal que permita desviar las aguas por los sistemas de conducción. De esta manera se logra liberar de agua el área donde se requiera trabajar. Aguas abajo del sitio de construcción se coloca otra ataguía, denominada contraataguía, con el fin de prevenir el paso de aguas que van corriente arriba.

2.1.3 Ataguías

Las ataguías son estructuras temporales que son construidas con el objetivo de restringir el paso del agua y así poder contar con un área apta para llevar a cabo la construcción de la estructura permanente. Esta debe ser impermeable, además de tener un costo razonable y de ser posible construirla con los materiales disponibles en el sitio (Novak, Moffat, Nalluri, & Narayanan, 2007).

Las ataguías pueden dividirse en dos tipos principales, según el material del que son construidas. El primer tipo son de tierra o enrocamiento, concreto y madera, el segundo tipo consiste en pantallas de acero; en la Figura 7 se pueden observar los distintos tipos. La selección del tipo a utilizar depende de factores como el tipo de represa, tiempo y costo de la construcción, el caudal del río a desviar y el tipo de suelo donde irá la cimentación (Packshaw, 1962).

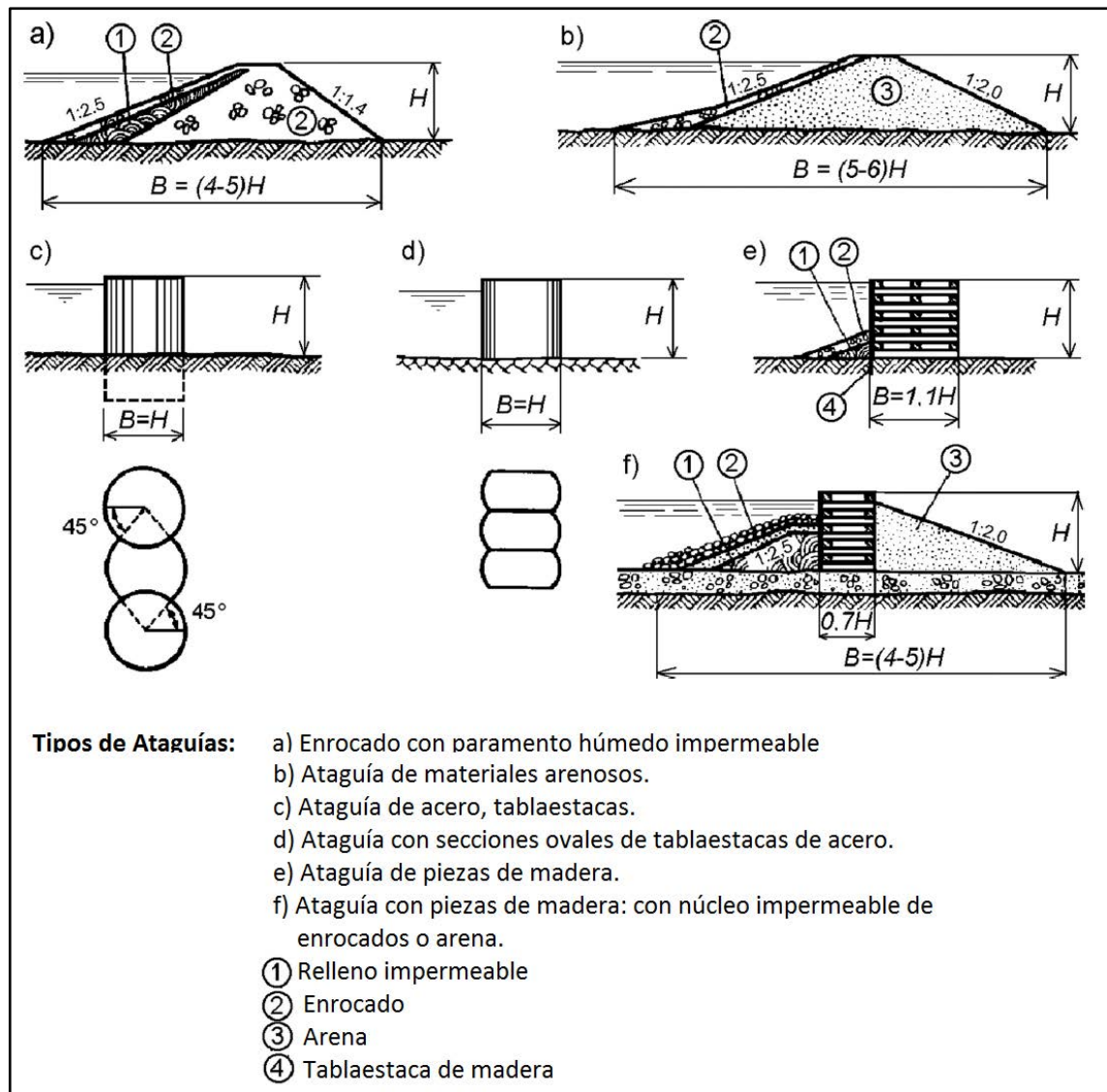


Figura 7. Tipos de ataguías

Fuente: (Tanchev, 2014)

Otros factores que también deben ser considerados a la hora de seleccionar el tipo de ataguía y su dimensionamiento son los siguientes (Tanchev, 2014):

- La distancia entre la ataguía y la fundación de la estructura permanente no debe ser menor a 10 metros.
- La forma en planta de la excavación para la fundación debe ser tal que haya fácil acceso, así como buena conexión con las rutas de transporte usadas a lo largo del proyecto.
- El área de la excavación debe asegurar que se pueda construir las obras de fundación y los estribos de manera adecuada para no comprometer la calidad de

las estructuras. Además, de proveer una instalación segura a la grúa y de todos los equipos que serán necesarios.

El análisis requerido para determinar la altura óptima de la ataguía incluye un estudio económico que relacione la altura de la ataguía y la capacidad de las estructuras de conducción, así como un estudio de tránsito de la avenida de diseño

El material de construcción de la presa es un factor para la determinación de la altura de ataguía. Por ejemplo, si la presa es de materiales sueltos, por ningún motivo el flujo de agua deberá sobrepasar la ataguía ya que podría destruir todo el avance hasta el momento. Si se trata de una presa de concreto el estudio económico varía debido a que las pérdidas ocasionadas por el desbordamiento del flujo sobre la ataguía serán mucho menores.

Las ataguías de enrocamiento se construyen a partir de materiales del mismo sitio de la presa o traídos de zonas cercanas, aprovechando sus propiedades mecánicas. Su diseño se realiza de manera similar al de una represa de materiales sueltos, por lo que debe cumplir con los mismos requisitos de estabilidad y de impermeabilidad.

Para mantener las condiciones de impermeabilidad en el sitio de construcción de las obras permanentes es fundamental evitar el paso de agua a través de la ataguía. Esto se puede lograr mediante el uso de tablestacas o núcleos de materiales cuya granulometría favorezca las condiciones de impermeabilidad. Este es el método más efectivo para controlar el volumen de filtraciones y de asegurarse que no se generen problemas por tubificación a través de la cimentación o por subpresiones en el talón de aguas abajo.

Por lo general, se busca que la ataguía se construya con materiales cercanos a la zona del proyecto, ya que se trata de reducir el costo lo más posible por tratarse de obras temporales.

La cresta de la ataguía debe ser tal que se obtenga una pendiente segura de filtración a través de la presa en el caso más crítico; esto es cuando el tirante es máximo. Sin embargo, determinar ese espesor puede ser complicado por lo que se han desarrollado maneras empíricas de realizar el cálculo, sin embargo, se recomienda nunca diseñarlo menor a 3m (Merino, 2002). Se presenta la siguiente expresión que proporciona un valor de ancho de cresta en relación de la altura de la presa medido desde el punto más bajo en el cauce principal:

$$w = \frac{z}{5} + 10 \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde,

w: Ancho de cresta (ft); **z**: Altura de la presa medido desde el punto más bajo en el cauce de la corriente (ft).

La presa debe estar protegida contra la erosión, el cual puede ser un problema grave si no se toman las consideraciones adecuadas en el levantamiento de presas de materiales sueltos. La corona de la ataguía se ve sometida al efecto de las salpicaduras y golpes de las olas, escurrimientos por lluvias y el viento. Una medida usada comúnmente para prevenir estos efectos negativos es la colocación de una capa de rocas como recubrimiento, este método es más conocido como *Riprap*.

La altura que tendrá la ataguía deberá considerar un borde libre. Este se define como la diferencia de elevaciones entre la cresta y el tirante máximo de agua que generaría la creciente de diseño. Esta diferencia de elevaciones debe ser tal que evite el rebalse del agua por efectos del oleaje que pueda producir la creciente de diseño. Además, el borde libre proporciona cierta seguridad en caso de que se presenten crecientes mayores a la de diseño.

Según la ubicación de la estructura de restitución de la conducción al cauce principal del río, podría ser necesario la construcción de una ataguía aguas abajo de la zona que se desea proteger. Esto con el fin de evitar que el agua desviada pueda tener efectos de retroceso. A esta ataguía se le denomina contraataguía. La altura que tendrá dependerá del tirante que se podría generar a la salida de las obras de conducción.

Cuando la pendiente del cauce principal es elevada, tanto que el tirante que se genere a la salida del túnel sea menor al nivel del cauce en el lugar de trabajo podría evitarse la construcción de la contraataguía. Este fenómeno es más común en ríos de zonas montañosas que posean altas pendientes. Además, es posible omitir el uso de la contraataguía cuando la zona de restitución se encuentre alejada de la zona donde se construirán las obras permanentes.

En caso de no necesitarse contraataguía por criterio de elevaciones, será necesaria la impermeabilización del terreno en la zona de la construcción para evitar las infiltraciones.

2.2 Fundamentos teóricos para el diseño de las obras

En este apartado abarcará la información teórica correspondiente diseño de las obras de conducción. Primeramente se explicará un poco acerca del método a seguir para realizar el diseño y posteriormente se presenta el fundamento teórico a seguir en los análisis hidrológicos e hidráulicos.

2.2.1 Capacidad obras de desvío

Las obras de desvío al ser temporales, el criterio de diseño se vuelve un tema de índole económico que consiste en dimensionar las estructuras de tal manera que generen el mínimo costo, tomando en consideración un riesgo establecido que permita asumir los posibles daños que sucederían si la capacidad de la solución propuesta se sobrepasa.

Sin embargo, no en todos los casos se dispone de la información de campo necesaria para realizar un análisis económico. En estos casos se realiza lo que Mayorga (2014) denomina como método empírico, el cual consiste en fijar una crecida de diseño con base en observaciones referentes a la capacidad del cauce, marcas de agua, encuestas a personas que conozcan la zona, etc. Se procede a realizar el siguiente procedimiento de cálculo:

- Presas pequeñas: Si puede ser construidas en una sola estación seca se emplea la crecida con un periodo de retorno de un año.
- Presas pequeñas que necesiten dos años para su construcción: se establece la crecida con un periodo de retorno de 5 años.
- Presas grandes: Se suele utilizar una crecida un periodo de retorno comprendido entre 10 y 25 años. Se puede considerar como alternativa, tomar la máxima crecida registrada antes de la construcción de la obra.

Cuando sí se cuenta con la información necesaria para un análisis económico, el diseño más adecuado será el que combine en forma óptima los costos constructivos de las estructuras propuestas con relación a las menores probabilidades de daños ocasionados por alguna crecida que exceda la capacidad de estas.

La capacidad de descarga de las obras de desvío debe ser determinada pensando en términos de un cálculo de optimización tomando en cuenta la seguridad, para esto se debe tomar en cuenta el riesgo asociado. El riesgo de que un evento de un periodo de retorno T sea excedido al menos una vez en el periodo de vida útil n de la estructura se puede calcular

mediante la expresión de la Ec. 2.2. En la Figura 8 se presentan las curvas del riesgo de que un evento de un periodo de retorno dado sea excedido durante un periodo de operación.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde,

R: Riesgo asociado; T: Periodo de retorno (años); n: Periodo de vida útil (años).

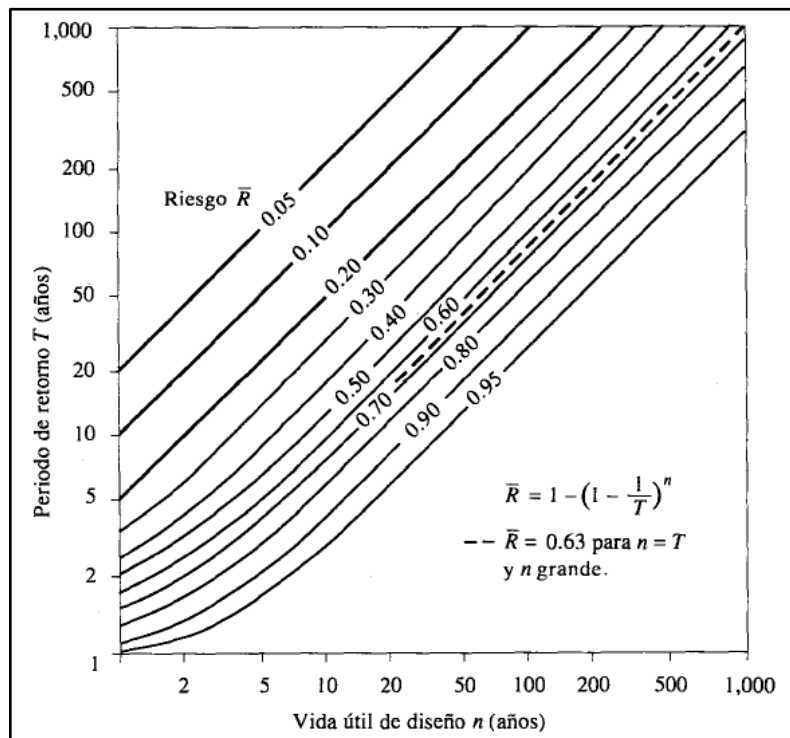


Figura 8. Curvas de riesgo hidrológico en estructuras con vida útil n

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología Aplicada, 1994)

Cuando se trata de proyectos hidroeléctricos, los niveles de riesgo aceptados están entre los 5% y 15%. Los factores donde existe mayor incertidumbre son hidrológicos, hidráulicos, estructurales y económicos (Mayorga, 2014). Según Mayorga, esto se debe a que siempre existirá un grado de incertidumbre de los eventos naturales, los datos disponibles, los modelos y parámetros seleccionados, así como la operación de la estructura.

La determinación de la capacidad de las obras de desvío se basa en un procedimiento de análisis el cual involucra el tema del análisis de frecuencias de los eventos extremos así como el cálculo de los costos constructivos anuales, los costos que implican una inadecuada capacidad de las obras y los costos totales (ICOLD, 1986).

Este tipo de análisis se conoce como método racional (Mayorga, 2014). En la Figura 9 se muestra un resultado usual, en el cual se muestran dos gráficas principales. En la gráfica superior se presenta el estudio hidrológico; por lo general es presentado mediante el análisis de frecuencias de eventos extremos el cual relaciona los periodos de retorno y los caudales estimados. En la gráfica inferior se muestran las curvas de los costos mencionados anteriormente. A partir de este análisis es posible determinar la capacidad que deberán tener las obras de desvío de manera que los costos sean optimizados.

Puntualmente, el método racional consiste en la ejecución de los siguientes pasos:

1. Como primera iteración, se establece una altura de ataguía. Esta decisión se puede tomar considerando la tasa de colocación de material y el volumen necesario.
2. Se calcula el tiempo de vida útil de la ataguía. Este se define como el tiempo de construcción necesario para que la presa alcance el nivel de la ataguía y de esta manera ser capaz de resistir alguna avenida por si sola.
3. Se escoge una probabilidad de que la ataguía no sea sobrepasada durante su período de operación. Dicha probabilidad dependerá de la importancia de la obra, posibles daños, los riesgos asociados a estos y los retrasos que generaría esta situación.
4. Mediante la fórmula de riesgo, se estima el periodo de retorno de la creciente de diseño, asociado al tiempo de vida útil de la ataguía.
5. Se calcula el diámetro de los túneles necesarios para drenar el caudal de la creciente de diseño, los cuales actuarán con un ahogamiento establecido, considerando que el agua llega hasta la cresta de la ataguía.
6. Se procede a realizar la estimación de costos constructivos de las obras en cuestión.
7. Se vuelve a realizar el mismo proceso, esta vez con una nueva altura de ataguía.
8. Se determina como caudal de diseño aquel que minimice los costos. Tal y como se muestra en la Figura 9.

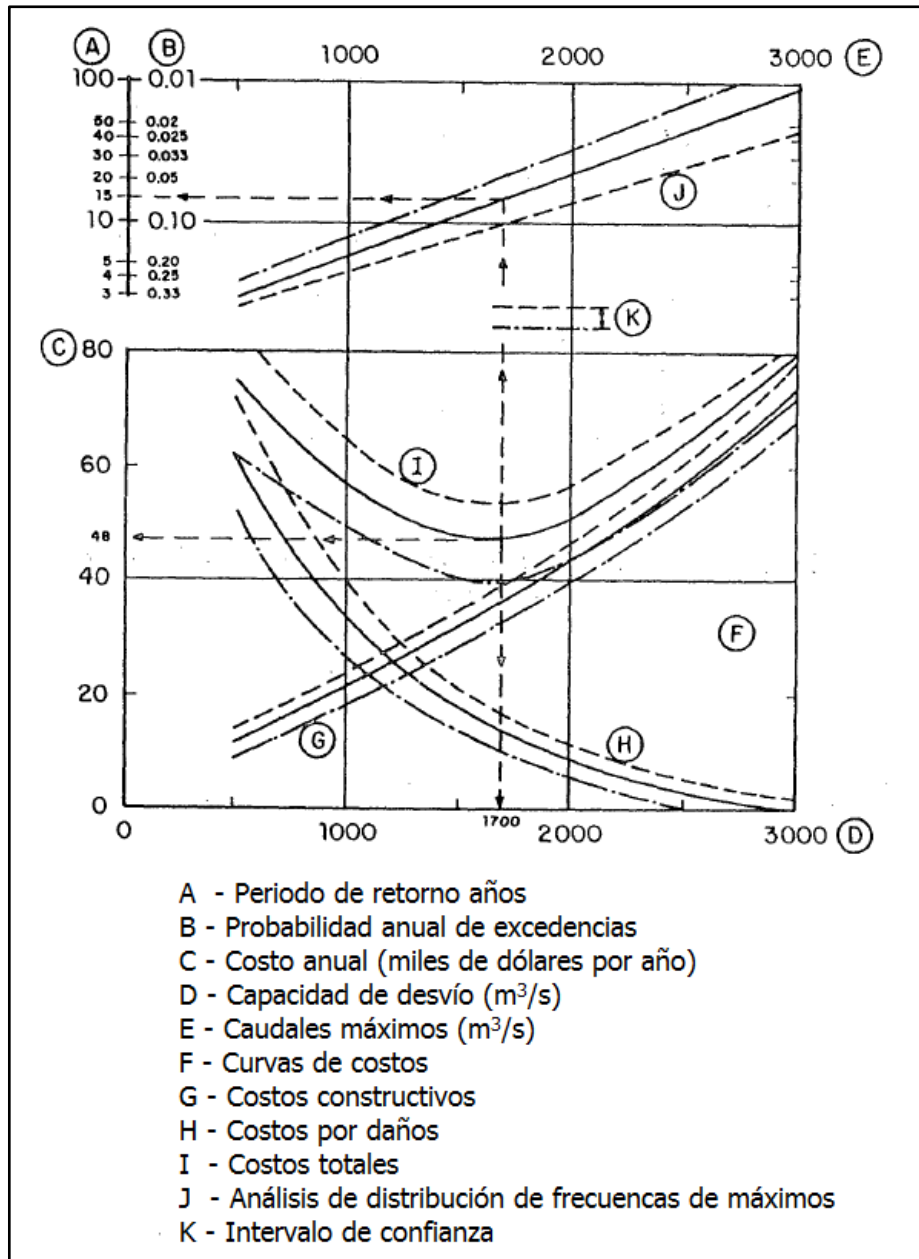


Figura 9. Análisis hidroeconómico

Fuente: (ICOLD, 1986)

Una vez definido el caudal de diseño de las obras de desvío se procede a realizar el análisis para realizar el dimensionamiento. Este aspecto está asociado a la necesidad de una ataguía, la cual tendrá una altura tal para poder desviar el caudal de diseño por las obras de conducción. En ese sentido, lo más conveniente es realizar la ataguía con la mayor altura que sea posible construir en época de estiaje, debido a que el diámetro del túnel es inversamente proporcional a la altura de la ataguía.

La altura máxima de la ataguía está definida por el máximo de volumen de material que es posible colocar en época de estiaje. Se estima mediante una tasa de colocación en $m^3/día$ que sea conservadora, la cual dependerá de los rendimientos de la empresa constructora.

Por último, mediante el cálculo del tránsito de la avenida de diseño seleccionada se determina el diámetro del túnel necesario para que la ataguía no sea sobrepasada por dicha creciente. A partir de esto, es posible hacer el análisis para determinar la combinación de túnel con altura de ataguía que resulte más económica. A cada combinación se le debe asociar una cierta probabilidad de que las obras sean excedidas por alguna creciente y estimarse los daños que se originarían.

2.2.2 Hidrología

Para el dimensionamiento de las estructuras que conforma el sistema de desvío es necesario establecer un caudal de diseño. Por tratarse de una obra temporaria el caudal se determina mediante ajustes probabilísticos que asocian la magnitud de eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia. Esta sección se enfoca en los conceptos y fundamentos teóricos necesarios para llevar a cabo la selección del caudal de diseño.

2.2.2.1 Series de información hidrológica

Las diferentes maneras de presentar la información de caudales disponible según el enfoque de interés se conoce como series de información hidrológica. Las series de información que se usarán en este proyecto son:

- La serie de duración completa está compuesta por toda la información disponible. Un ejemplo se muestra en la figura siguiente:

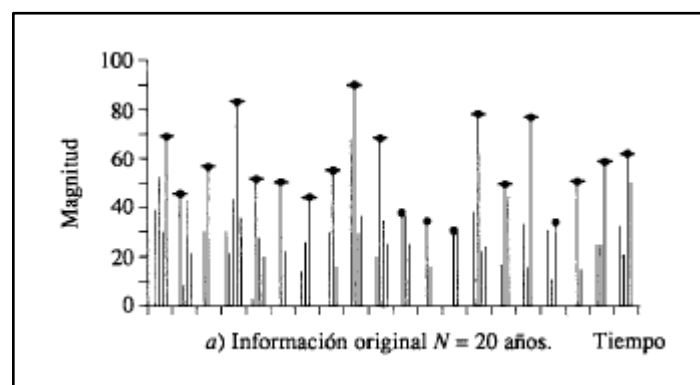


Figura 10. Serie de duración completa

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología Aplicada, 1994)

- La serie de duración parcial corresponde a una serie de datos cuyas magnitudes son mayores que un valor predeterminado.
- La serie de excedencia anual es una serie de duración parcial cuyo valor predeterminado es tal que produce que el número de valores en la serie sea igual al número de años en el registro. En la figura siguiente se muestra un ejemplo.

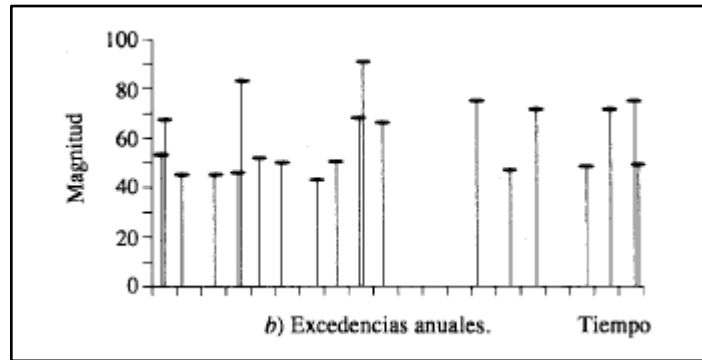


Figura 11. Serie de excedencia anual

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología Aplicada, 1994)

- La serie de valor extremo está compuesto por el valor máximo o mínimo de cada intervalo de tiempo del registro. A continuación se muestra un ejemplo de una serie de máximos anuales.

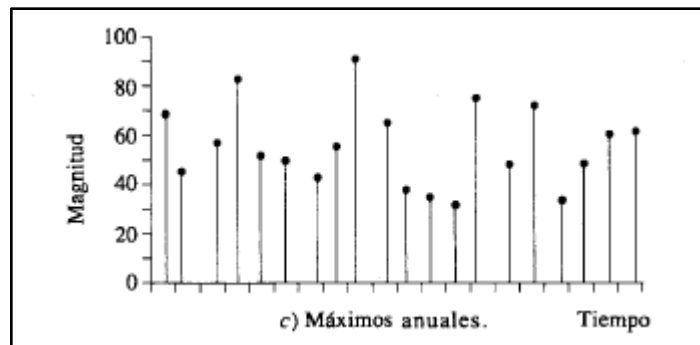


Figura 12. Serie de máximos anuales

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología Aplicada, 1994)

2.2.2.2 Periodo de retorno

Chow (1994) define el periodo de retorno como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud específica; entre mayor sea la magnitud del evento, mayor será su periodo de retorno, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados.

Para cada periodo de retorno existe una probabilidad asociada, entre mayor sea el periodo de retorno, menor será la probabilidad de igualar o exceder dicho valor. La relación de la probabilidad de ocurrencia y su periodo de retorno es la siguiente (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología Aplicada, 1994):

$$P(X \geq x_T) = \frac{1}{T} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde:

$P(X \geq x_T)$: Probabilidad de ocurrencia del evento X; T: Periodo de retorno (años).

2.2.2.3 Posiciones de graficación

El análisis de frecuencias tiene como objetivo asignar a cada caudal de una serie de datos una probabilidad de ser igualado o excedido en un año cualquiera. Según Chow (1994), la posición de graficación se refiere a la probabilidad calculada para cada uno de los datos que se vayan a graficar. La mayoría de los métodos que se usan solo de carácter empírico y solamente se mencionarán los que fueron utilizados para el análisis. Se cuenta con una serie de n datos y cada dato tendrá asignada una posición m en una lista ordenada de mayor a menor. A continuación se muestran los métodos utilizados:

- Weibull:

$$TR = \frac{n + 1}{m} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

- Gringorten:

$$TR = \frac{n + 0,12}{m - 0,44} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

- Chegodayev:

$$TR = \frac{n + 0,4}{m - 0,3} \quad (\text{Ec. 2.6})$$

- California:

$$TR = \frac{n}{m} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

- Cunnane:

$$TR = \frac{n + 0,2}{m - 0,4} \quad (Ec. 2.8)$$

Donde,

TR: Periodo de retorno (años); n: Número de datos de la serie; m: Posición en orden descendente.

El inverso del período de retorno estimado mediante las fórmulas anteriores corresponde a la probabilidad de ocurrencia o excedencia de valores máximos.

El ajuste de distribución se puede realizar gráficamente mediante la elaboración de una gráfica $Q(T)$ vs T , o mediante un ajuste analítico utilizando el método de los momentos.

2.2.2.4 Análisis de frecuencias

El cálculo de las magnitudes de eventos extremos es usualmente realizado mediante la aplicación del análisis de frecuencias, el cual estima la frecuencia de ocurrencia o la probabilidad de que ocurra cierto evento mediante el ajuste de los datos hidrológicos a distribuciones de probabilidad.

La serie de eventos máximos se puede analizar con el método de los momentos, mediante la distribución de Gumbel, la cual es una de las distribuciones de valores extremos más utilizadas, también es conocida como distribución de valor extremo tipo I (EVI).

La probabilidad de no excedencia o función de distribución acumulada de la distribución de Gumbel tiene la siguiente forma:

$$F(x) = \exp \left[-\exp \left(-\frac{x - u}{\alpha} \right) \right] \quad (Ec. 2.9)$$

Cuyos parámetros son definidos de la siguiente manera, donde u representa la moda de la distribución.

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}s}{\pi} \quad (Ec. 2.10)$$

$$u = \bar{x} - 0,577\alpha \quad (Ec. 2.11)$$

Donde,

s: Desviación estándar de la muestra; \bar{x} : Media aritmética de la muestra.

Chow (1994) propone que la estimación de los eventos extremos se represente como la media más el producto de la desviación estándar y un factor de frecuencia, tal y como se expresa en la siguiente fórmula:

$$x_T = \mu + K_T \sigma \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Donde,

X_T : Estimación del evento extremo; μ : **Media aritmética de la población**; K_T : **Factor de frecuencia**; σ : **Desviación estándar de la población**.

El factor de frecuencia K_T a utilizar será función del periodo de retorno y su forma dependerá del tipo de distribución de probabilidad a utilizarse en el análisis. Para el caso de la distribución de valores extremos tipo I, el factor de frecuencia se puede calcular mediante la siguiente expresión.

$$K_T = -0,7797 \left[0,5772 + \ln \left(\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \right] \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Donde,

K_T : Factor de frecuencia; T: Periodo de retorno

2.2.2.5 Límites de confianza

Usualmente al realizar estimaciones, estas se presentan en conjunto con un rango o intervalo de confianza, dentro del cual se puede esperar que caiga el valor correcto. El tamaño del intervalo de confianza dependerá del nivel de confianza y sus valores extremos inferior y superior son los límites de confianza.

Para el caso de la distribución de Gumbel, los límites de confianza se calculan en función del error estándar S_e . El error estándar de un estimativo se denomina a la medida de la desviación estándar de las magnitudes de eventos calculadas mediante muestras con respecto a la magnitud verdadera del evento y se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$S_e = S \sqrt{\frac{1}{n} (1 + 1,1396K_T + 1,1K_T^2)} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Donde,

S_e : Error estándar; S : Desviación estándar de la muestra; n : Tamaño de la muestra; K_T : Factor de frecuencia.

Ahora, los límites de confianza se determinan de la siguiente manera:

$$L = X_T \pm S_e * z_\alpha \quad (Ec. 2.15)$$

Donde z_α es la variable normal estándar con un nivel de significancia α , el cual depende del nivel de confianza β :

$$\alpha = \frac{1 - \beta}{2} \quad (Ec. 2.16)$$

2.2.3 Análisis hidroeconómico

El análisis hidroeconómico sirve para determinar el periodo de retorno de diseño óptimo, si se conoce tanto la naturaleza probabilística de un evento hidrológico, como el daño que se generaría si este ocurre sobre un rango posible de eventos hidrológicos. Entre mayor sea el periodo de retorno de diseño, mayor será el costo de capital de la estructura, pero los costos por daños serán menores debido a que se ejecuta una solución más segura. Al sumar los costos de capital y por daños, se obtienen los costos totales y de esta manera se elige el periodo de retorno que implique el menor costo total (Chow, Maidment, & Mays, 1994).

En la Figura 13 se muestra las gráficas con el comportamiento descrito; se muestra el daño que resultaría si ocurre una creciente con el periodo de retorno especificado. Según Chow (1994), si la magnitud del evento de diseño es x_T , la estructura evitaría todos los daños para eventos con $x \leq x_T$. El costo anual de daños esperado se calcula mediante el producto de la probabilidad de que un evento de magnitud x ocurra en un año dado, y el daño que resultaría de este evento, se integra para todos los eventos $x > x_T$. El costo anual esperado se expresa de la siguiente manera:

$$D_T = \int_{x_T}^{\infty} D(x)f(x)dx \quad (Ec. 2.17)$$

Donde,

D_T : Costo anual; $f(x)dx$: Producto de la probabilidad; $D(x)$: Daño que resulta de un evento dado.

Al resolver la integral, el costo anual de daños esperado para una estructura con un periodo de retorno T , se puede calcular de la siguiente manera:

$$D_T = \sum_{i=1}^{\infty} \left[\frac{D(x_{i-1}) + D(x_i)}{2} \right] [P(x \geq x_{i-1}) - P(x \geq x_i)] \quad (Ec. 2.18)$$

El costo total se calcula sumando los D_T a los costos de capital anuales de la estructura; el periodo de retorno de diseño óptimo será aquel que tenga el costo total mínimo.

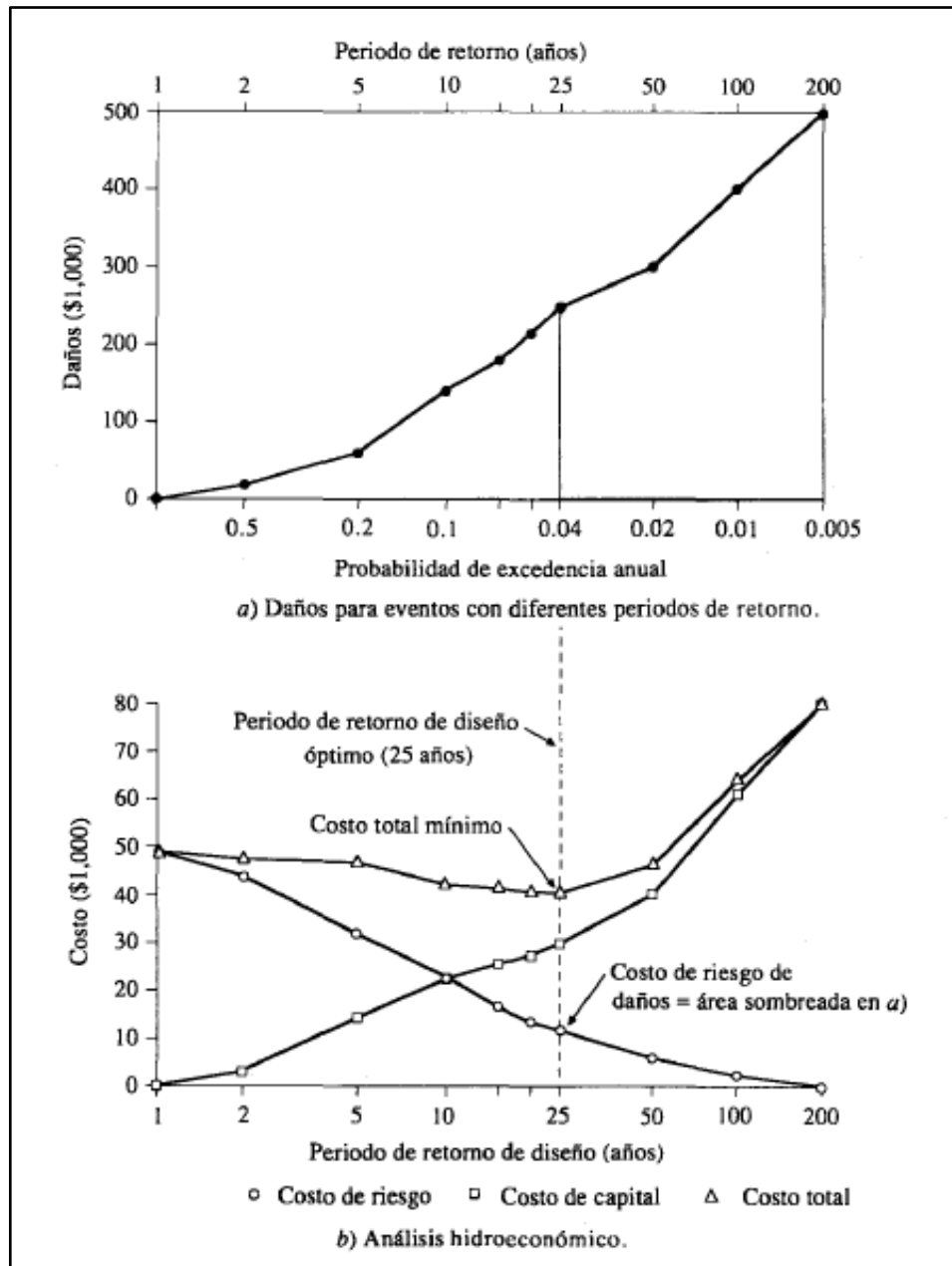


Figura 13. Determinación del periodo de retorno de diseño óptimo mediante análisis hidroeconómico

Fuente: (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

2.2.4 Clasificación de los flujos

Existen 5 diferentes clasificaciones de flujo según sea el factor analizado; este podría ser clasificado según el tiempo, espacio, condición de presión, número de Froude y número de Reynolds (Serrano, 2014). Estas clasificaciones serán explicadas a continuación.

2.2.4.1 Clasificación según el tiempo

El flujo puede ser clasificado de acuerdo a sus condiciones en el tiempo en los siguientes tipos:

Flujo permanente o estacionario

Este tipo de flujo se caracteriza porque las condiciones de velocidad, presión o densidad no cambian con el tiempo. Si se considera N como cualquiera de las variables anteriores, el flujo permanente se puede resumir con la siguiente expresión:

$$\frac{\partial N}{\partial t} = 0 \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Donde,

N: Parámetro que denota velocidad, temperatura, densidad, entre otros; t: Tiempo.

Flujo no permanente o no estacionario

En este tipo de flujo, las propiedades y sus características mecánicas serán diferentes de un punto a otro dentro de su campo. Además, al analizar estas características en un mismo punto, estas varían de un instante a otro. Lo que se puede resumir con la siguiente expresión:

$$\frac{\partial N}{\partial t} \neq 0 \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Donde,

N: Parámetro que denota velocidad, temperatura, densidad, entre otros; t: Tiempo.

2.2.4.2 Clasificación según el espacio

De acuerdo al espacio o dimensiones, el flujo se puede clasificar en los siguientes tipos:

Flujo unidimensional

En este tipo de flujo, el vector de velocidad solo depende de la variable espacial, es decir, que los cambios de velocidad transversales a la dirección del flujo son despreciados. Este tipo de flujo ocurre en tuberías largas y rectas o entre placas paralelas.

Flujo bidimensional

En este caso, el flujo depende únicamente de dos variables espaciales. Se supone que las partículas fluyen sobre planos paralelos a lo largo de la trayectoria.

Flujo tridimensional

El flujo depende tres coordenadas espaciales. Este es el caso más general, en el que las componentes de la velocidad en tres direcciones mutuamente perpendiculares son función de las coordenadas espaciales y el tiempo.

2.2.4.3 Clasificación de acuerdo al número de Reynolds

El número de Reynolds es un parámetro adimensional que clasifica los flujos en turbulento y laminar. Se expresa mediante la siguiente relación:

$$R_e = \frac{VL\rho}{\nu} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Donde,

R_e : Número de Reynolds; **V** : velocidad promedio del flujo (m/s); **ρ** : Densidad promedio de fluido (kg/m³); **ν** : viscosidad cinemática (m²/s); **L** : Longitud característica.

La longitud característica, L , es el diámetro del conducto cuando es a presión y el radio hidráulico si se trata de un canal abierto. El radio hidráulico se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$R_H = \frac{\text{Área mojada}}{\text{Perímetro mojado}} \quad (\text{Ec. 2.22})$$

A continuación se presentan las principales características de los tipos de fluidos según la clasificación de acuerdo al número de Reynolds.

Flujo laminar

Este tipo de flujo se caracteriza porque el movimiento de las partículas se produce siguiendo trayectorias regulares, separadas y bien definidas. Se puede comparar con el movimiento de láminas paralelas entre sí, las cuales se deslizan suavemente unas sobre otras sin que exista mezcla macroscópica o intercambio transversal entre ellas.

Flujo turbulento

Este flujo se caracteriza porque las partículas del fluido se mueven en trayectorias muy irregulares sin seguir un orden establecido, lo que produce la transferencia de cantidad de movimiento de una porción de fluido a otra. Es el tipo de flujo más común de encontrar en el campo de la ingeniería.

Flujo en transición

Es un flujo intermedio entre laminar y turbulento; el flujo ya no sigue trayectorias regulares, sin embargo no se ha desarrollado la zona turbulenta.

En el siguiente cuadro se muestran los rangos para la clasificación según el número de Reynolds para conductos con flujo a presión y para el flujo en canales a cielo abierto.

Cuadro 1. Clasificación de flujo según número de Reynolds

Tipo de flujo	Flujo a presión	Flujo a canal abierto
Laminar	$R_e < 2300$	$R_e < 1000$
Transición	$2300 < R_e < 4000$	$1000 < R_e < 2300$
Turbulento	$R_e > 4000$	$R_e > 3000$

Fuente: (Serrano, 2014)

2.2.4.4 Clasificación de acuerdo al número de Froude

En canales abiertos, el flujo está gobernado por los efectos de la gravedad y la viscosidad relativa a las fuerzas de inercia del flujo. El número de Froude es una relación entre la velocidad media del flujo y el valor de la celeridad de la onda dinámica, se expresa de la siguiente manera:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gd}} \quad (\text{Ec. 2.23})$$

Donde,

Fr: Número de Froude; V: Velocidad media del flujo (m/s); g: Aceleración de la gravedad;
d: Profundidad del flujo.

El flujo en canales abiertos se clasifica, según el número de Froude, en los siguientes tipos:

Flujo subcrítico

Se da cuando el número de Froude es menor a 1. El flujo se caracteriza porque su profundidad es alta con una velocidad promedio baja. Es característico de canales con pendientes bajas.

Flujo crítico

Ocurre cuando el número de Froude es igual al valor de 1. Se caracteriza porque es presenta la energía y fuerza específica mínima en el canal. Es un estado energético inestable y se utiliza para definir las estaciones de control.

Flujo supercrítico

Este tipo de flujo ocurre cuando el número de Froude es mayor a 1. Es caracterizado por una velocidad de flujo alta y profundidades de agua bajas. Se da cuando las pendientes de fondo del canal son fuertes.

2.2.5 La ecuación de Bernoulli

La ecuación de Bernoulli es una solución de la ecuación de Navier-Stokes, al considerar que el flujo no presenta fricción, se trata de un flujo permanente, incompresible y el potencial de la fuerza es independiente del tiempo (Chanson, 2004). La ecuación de Bernoulli se basa en que la energía es constante a lo largo del flujo y se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{P}{\rho} + gz + \frac{V^2}{2} = \text{constante} \quad (\text{Ec. 2.24})$$

Donde,

P: Presión a lo largo de la línea de corriente; ρ : Densidad del fluido; g: Aceleración de la gravedad; z: Altura desde un nivel de referencia; V: Velocidad de fluido en una sección determinada.

Cada término de la ecuación de Bernoulli puede interpretarse de la siguiente manera:

1. P/ρ corresponde al trabajo de flujo por unidad de masa del fluido en movimiento.
2. gz corresponde a la energía potencial por unidad de masa.
3. $V^2/2g$ corresponde a la energía cinética por unidad de masa.

2.2.6 Ecuación de energía

Por la primera ley de la termodinámica, la cual establece que para un sistema la energía neta suministrada al sistema es igual al incremento de energía en el sistema más la energía que sale de éste como pérdidas. La ecuación de energía se puede expresar de la siguiente manera:

$$\frac{P_1}{\gamma} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_{1-2} + h_e + h_s \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Donde,

P: Presión a lo largo de la línea de corriente; g: Aceleración de la gravedad; z: Altura desde un nivel de referencia; V: Velocidad de fluido en una **sección determinada**; γ : **Peso** específico del fluido; h_{1-2} : Pérdidas por fricción entre el punto 1 y el punto 2; h_e : Pérdidas al entrar al conducto; h_s : Pérdidas que ocurren a la salida del conducto.

Las pérdidas que ocurren a la entrada y salida de los conductos, así como otro tipo de pérdidas locales pueden estimarse en función de la altura cinética corregida por un coeficiente empírico, tal y como se muestra en la siguiente expresión:

$$h_L = k_L \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ec. 2.26})$$

Para un flujo en canales abiertos al igual que para el flujo en tuberías, la pérdida de energía a lo largo de una distancia está dada por la ecuación de Darcy:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{Ec. 2.27})$$

Donde,

D: Diámetro de la tubería; f: Coeficiente de fricción adimensional.

El coeficiente de fricción adimensional es función del número de Reynolds y del coeficiente de rugosidad de las paredes del conducto. Este coeficiente puede ser calculado mediante la fórmula siguiente, la cual corresponde a la presentada por Colebrook-White para la zona de transición de flujo laminar a turbulento.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right) \quad (Ec. 2.28)$$

Donde,

f: Coeficiente de fricción adimensional; ε : Rugosidad absoluta; D: Diámetro de la tubería;
Re: Número de Reynolds.

2.2.7 Flujo crítico y secciones de control

Flujo crítico ocurre cuando para un caudal constante y una sección transversal dada, las condiciones de flujo son de tal manera que la energía específica es mínima. En la práctica, el crítico sobre un tramo largo de un canal es inestable.

La relación entre la energía específica y la profundidad indica dos tendencias. Cuando la profundidad de flujo es mayor que la profundidad crítica, un incremento en la energía específica causa un incremento en la profundidad, esta condición se conoce como flujo subcrítico. Cuando la profundidad del flujo es menor que la profundidad crítica, un incremento en la energía específica causa una disminución en la profundidad. El flujo se llama supercrítico. Si el flujo es crítico, pequeños cambios en la energía específica causan grandes cambios en la profundidad.

Para un flujo en un canal abierto, la ocurrencia de las condiciones de flujo crítico brinda una ecuación adicional a las de continuidad y cantidad de movimiento o ecuación de Bernoulli. Estas tres condiciones fijan todas las propiedades del flujo en el lugar donde ocurre el flujo crítico y se conoce como sección de control.

Los flujos supercríticos son controlados por las condiciones de aguas arriba, por lo que cualquier cambio en la sección aguas arriba afectará al flujo aguas abajo. En este caso, el cálculo del perfil se debe iniciar en el extremo de aguas arriba. Cuando el flujo es subcrítico,

el control ocurre aguas abajo y por consiguiente, el cálculo del perfil se realiza en sentido de aguas abajo hacia aguas arriba (Streeter, Wylie, & Bedford, 2000).

La sección de control ocurre en el sitio de transición o flujo crítico, el cual puede ocurrir en la entrada y salida de los canales y donde hay cambios de pendientes. Las compuertas pueden comportarse como secciones de control en canales. En la siguiente figura se ilustran los ejemplos antes mencionados.

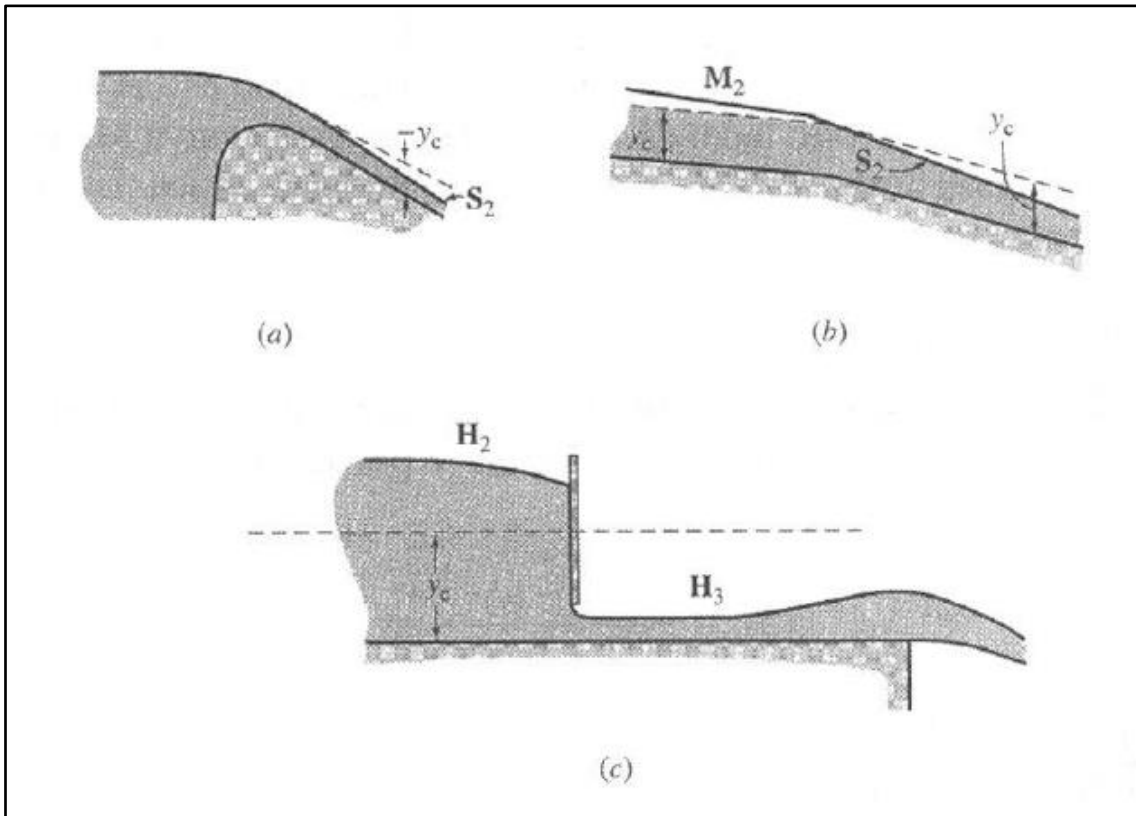


Figura 14. Secciones de control en canales

Fuente: (Streeter, Wylie, & Bedford, 2000)

2.2.8 Flujo uniforme

El flujo uniforme a ser considerado tiene los siguientes aspectos principales: la profundidad, área mojada, velocidad y descarga en cada sección del tramo del canal son constantes; y la línea de energía, superficie de agua y fondo del canal son todas paralelas, es decir, sus pendientes son todas iguales (Chow, 1994).

Las leyes de la resistencia al flujo en canales abiertos son en esencia las mismas que aquellas para tuberías cerradas.

La fórmula de Manning es la más utilizada en flujo uniforme para canales abiertos para el cálculo de la velocidad del agua, debido a su simplicidad y a sus satisfactorios resultados. La fórmula de Manning tiene la siguiente forma:

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} \sqrt{S} \quad (\text{Ec. 2.29})$$

Donde,

V: Velocidad del agua; R_H : Radio hidráulico; S: Pendiente de fondo del conducto; n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

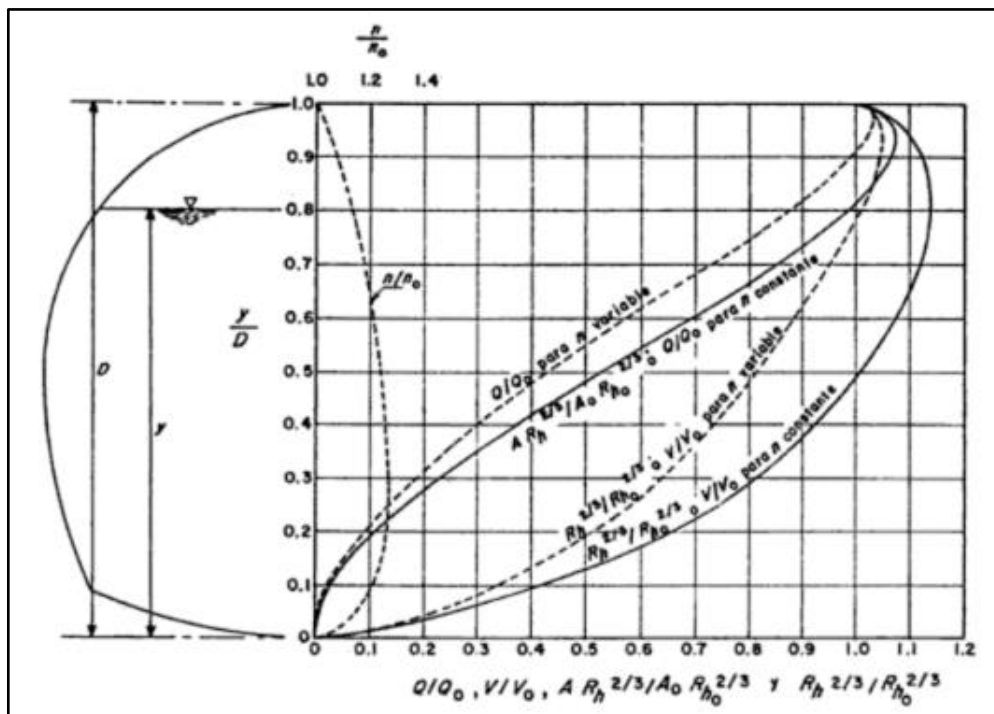


Figura 15. Curva característica para un conducto con sección de herradura

Fuente: (Sotelo, 2002)

Cuadro 2. Valores típicos de la n de Manning.

Tipo de conducto y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
Conductos cerrados fluyendo parcialmente llenos			
Acero fundido forrado	0.010	0.013	0.014
Acero galvanizado	0.013	0.016	0.017
Cemento superficie pulida	0.010	0.011	0.013
Concreto en alcantarillas con codos, conexiones y desperdicios	0.011	0.013	0.014
Concreto terminado	0.011	0.012	0.014
Canales revestidos o fabricados			
Concreto terminado con cuchara	0.011	0.013	0.015
Concreto terminado con lechada	0.013	0.015	0.016
Concreto terminado con grava en el fondo	0.015	0.017	0.020
Concreto sobre roca excavada pareja	0.017	0.020	-
Concreto sobre roca excavada irregular	0.022	0.027	-
Excavado o dragado			
Tierra, limpio, recto y uniforme	0.016	0.018	0.02
Tierra, curvo, sin vegetación	0.023	0.025	0.030

Fuente: (Chow, 1994)

Para el cálculo de las características de flujo en conducto cerrado parcialmente lleno de sección de herradura se utilizan las curvas características. Estas se basan en las relaciones unidimensionales de Q/Q_0 , V/V_0 y y/D , tal y como se observa en la figura siguiente.

2.2.9 Descarga a través de un orificio de pared delgada

Es posible conocer el caudal que pasa a través de un orificio de pared delgada, a partir de la ecuación de Bernoulli. Consiste en resolver Bernoulli para el caso mostrado en la Figura 16, para los puntos 1 y 2 y luego despejar para la velocidad en el punto 2. Como se desprecian las pérdidas, se debe ajustar la velocidad con un factor para obtener un valor más cercano al real (Streeter, Wylie, & Bedford, 2000).

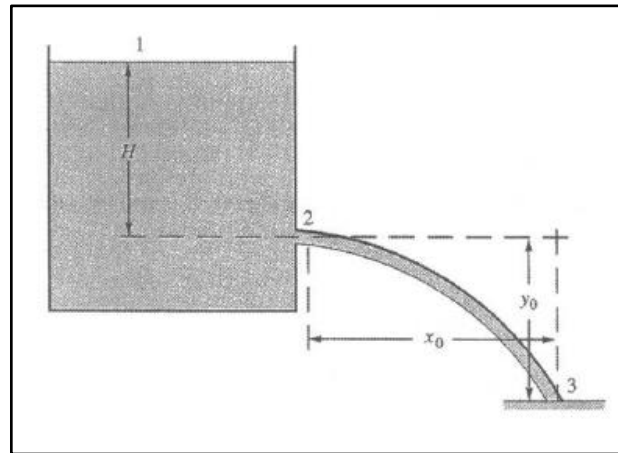


Figura 16. Flujo a través de un orificio

Fuente: (Streeter, Wylie, & Bedford, 2000)

Al multiplicar esta expresión de velocidad por el área del orificio se puede obtener el caudal que pasa a través del orificio. La expresión de caudal a través de un orificio de pared delgada tiene la siguiente expresión:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \quad (\text{Ec. 2.30})$$

Donde,

Q: Caudal a través de un orificio; C_d : Coeficiente de descarga; A: Área transversal del orificio; g: Aceleración de la gravedad; H: Carga de agua.

2.2.10 Túneles o alcantarillas

En ríos cuyos cauces son angostos o sus laderas posean una configuración abrupta, que imposibilite el trabajo en la cimentación de la presa sin desviar el cauce completamente de la zona donde se ubicarán las obras civiles, será inevitable el uso de túneles. Sin importar el tipo de presa.

Los túneles para desviar aguas trabajan hidráulicamente igual que las alcantarillas. Las alcantarillas son estructuras hidráulicas cuya función es la de conducir el agua a través de un terraplén o por las laderas de un río, como en este caso. Tienen la característica que se puede comportar como flujo a superficie libre o a presión, este último si la conducción se da con la alcantarilla llena (Chanson, 2004).

Estas estructuras están compuestas de tres componentes principales: obra de entrada, conducto y obra de salida. Son construidas generalmente de concreto, aunque existen también de acero, polietileno de alta densidad, PVC, entre otros.

Realizar un análisis teóricamente completo del comportamiento de una alcantarilla basado en las ecuaciones fundamentales puede ser de gran complejidad. Las condiciones de flujo varían con el tiempo para cualquier alcantarilla. Es por esto que la metodología de diseño consiste en analizar los distintos tipos de flujo que se puedan dar y diseñar para el control que genere el menor desempeño. Este procedimiento garantiza que haya un comportamiento adecuado incluso cuando se da el peor escenario posible (Federal Highway Administration, 2012).

2.2.10.1 Condiciones de flujo

La manera en que viaja el flujo de agua por la conducción variará a lo largo de su vida útil, dependiendo del caudal que fluya; la alcantarilla podría llegar a estar llena toda su longitud o parte de ella, es por esto que se deben calcular los perfiles de la superficie del agua para asegurar un adecuado desempeño. A continuación se explicará cada una de las condiciones de flujo que se pueden presentar:

Tubería totalmente llena

La condición hidráulica que sucede al darse la conducción con la tubería totalmente llena se denomina flujo a presión. Esta condición puede ocurrir ya sea por el alto nivel del agua aguas arriba o aguas abajo. Sin importar la razón, la capacidad de la tubería dependerá de las condiciones aguas abajo, aguas arriba y las características del conducto.

Tubería parcialmente llena

En este caso el flujo puede clasificarse según el número de Froude, tal y como se explica anteriormente. Para el análisis de las condiciones de flujo a superficie libre se debe identificar una sección donde exista una relación definida entre el caudal y el nivel de agua. Esta sección es conocida como sección de control.

2.2.10.2 Curva de desempeño

Al momento de diseñar los túneles o alcantarillas, una manera de asegurar un adecuado funcionamiento de la estructura a lo largo de su vida útil es la elaboración de curvas de desempeño. Las curvas de desempeño son una gráfica de la carga de agua aguas arriba de la entrada en función del flujo presente.

Según el caudal presente a través del conducto, la alcantarilla a la entrada podría considerarse que trabaja como un orificio si la carga es mayor que 1,2 veces el diámetro de entrada, de lo contrario actuará como un vertedero (Chanson, 2004).

Las curvas de desempeño tiene varias secciones de control posibles: a la entrada, a la salida o en el ducto. El tipo de control de flujo afectará la capacidad de la alcantarilla. A continuación se explica cada uno.

Control a la entrada

Este tipo se da cuando la sección de control se ubica justo a la entrada de la alcantarilla. Esto ocurre debido a que la capacidad de la conducción es superior a la capacidad que tiene la estructura de entrada a dejar ingresar el agua.

El perfil de flujo se caracteriza porque el flujo crítico ocurre cerca de la entrada y en el conducto el flujo es supercrítico. Dependiendo del nivel aguas abajo se puede generar un salto hidráulico en la conducción (Mays, 2004). A continuación se muestran algunas condiciones posibles:

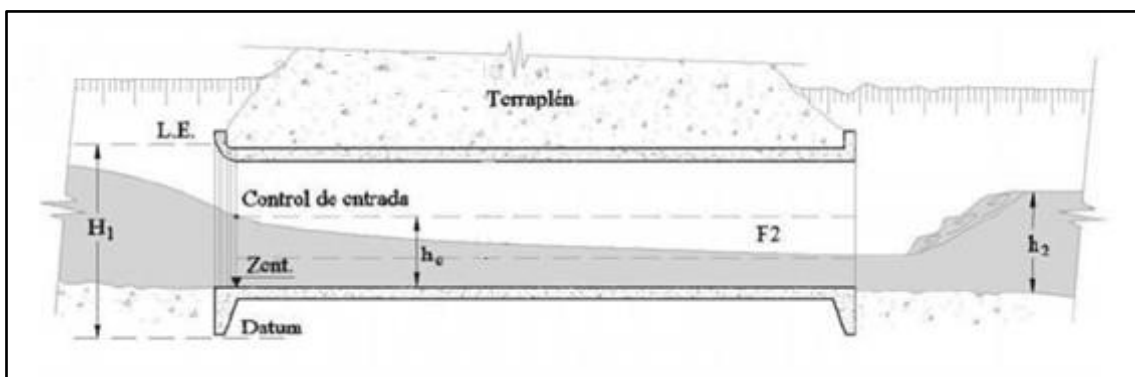


Figura 17. Control a la entrada y flujo supercrítico a lo largo de la tubería

Fuente: (Mery, 2013)

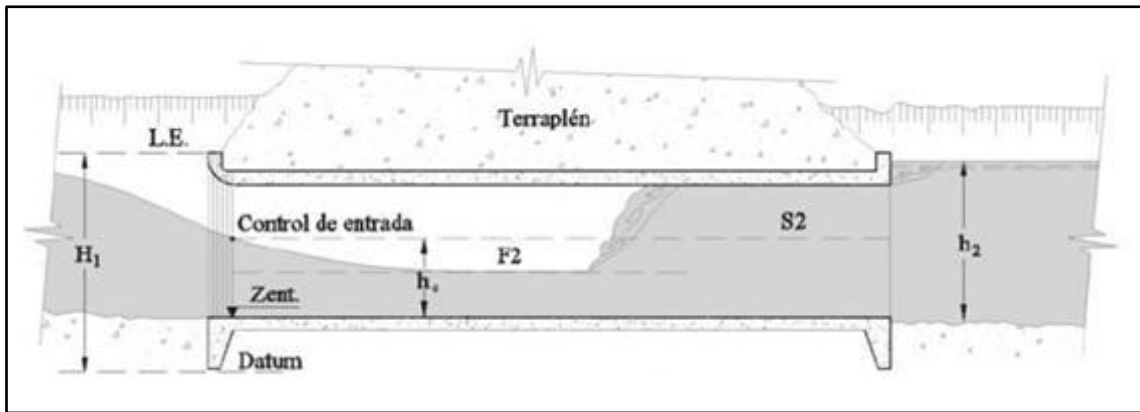


Figura 18. Control a la entrada y salto hidráulico en la tubería

Fuente: (Mery, 2013)

La capacidad de la alcantarilla dependerá principalmente en la configuración de la estructura de entrada, además de la carga de agua presente. Sin embargo, las características hidráulicas que existan aguas abajo de la sección de control no afectarán en la capacidad.

El rendimiento del control a la entrada está definido por tres regiones de flujo; esta puede actuar como un orificio, como un vertedor y existe una zona de transición entre las anteriores. Esta zona de transición se debe a que para cierto rango de caudales no existe un comportamiento claramente definido, por lo que se procede a conectar mediante una tangente la curva definida para un flujo no sumergido con la curva para un flujo sumergido.

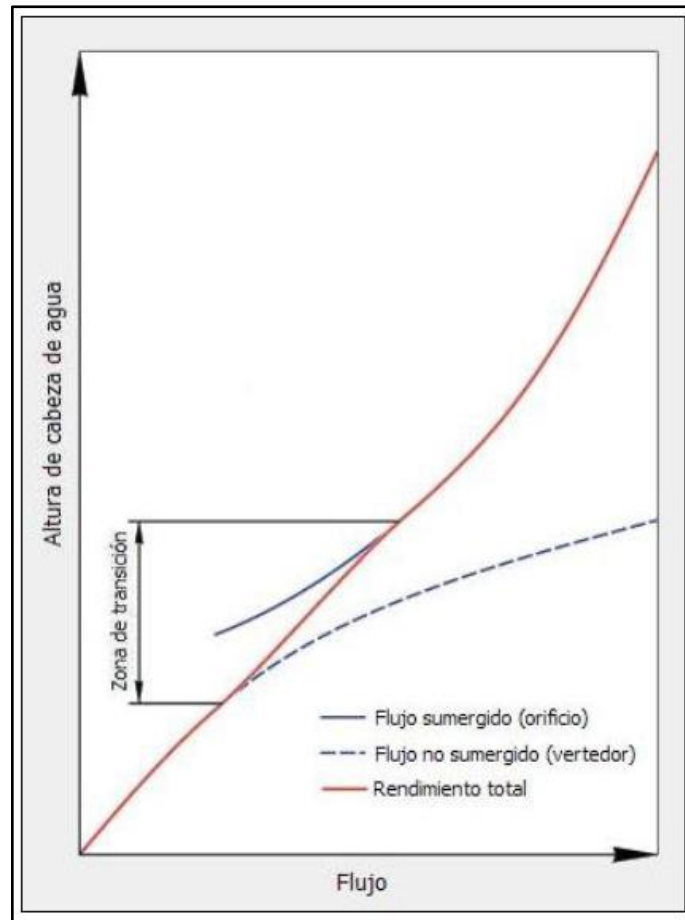


Figura 19. Curva de desempeño de una alcantarilla para control a la entrada

Fuente: (Federal Highway Administration, 2012)

Cuando la entrada no se encuentra sumergida, la FHWA recomienda el uso de las siguientes dos ecuaciones para determinar las curvas de desempeño. Se recomienda utilizar la Ec. 2.31, sin embargo la Ec. 2.32 es más sencilla de utilizar debido a que no implica conocer la altura crítica.

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left(\frac{K_u Q}{AD^{0.5}} \right)^M + K_s S \quad (Ec. 2.31)$$

$$\frac{HW_i}{D} = K \left(\frac{K_u D}{AD^{0.5}} \right)^M \quad (Ec. 2.32)$$

Donde

HW_i : Profundidad del agua aguas arriba de la sección de control medida desde la base del conducto (m).

D : Diámetro de la alcantarilla (m).

H_c : Profundidad crítica del agua (m).

Q : Caudal (m^3/s).

A : Área transversal de la alcantarilla (m^2).

S : Pendiente de fondo del conducto

K y M : Constantes que dependen de la configuración de la alcantarilla.

K_u : Factor de conversión con un valor igual 1,811.

K_s : Factor de corrección de pendiente con un valor de -0,5.

Cuando se trata de una alcantarilla con entrada sumergida, se aplica la ecuación siguiente:

$$\frac{HW_i}{D} = c \left(\frac{K_u Q}{AD^{0.5}} \right)^2 + Y + K_s S \quad (Ec. 2.33)$$

Donde,

c y Y : Constantes que dependen de la rugosidad del material, la forma de alcantarilla y la configuración de la entrada.

Control a la salida

Este tipo de control ocurre cuando la sección de control se localiza a la salida de la alcantarilla y se produce debido a que la capacidad de la conducción es inferior que la capacidad que posee la estructura de entrada para dejar ingresar agua.

El perfil de flujo aguas arriba de la salida de la tubería es subcrítico, si la conducción no se encuentra llena, mientras que el flujo crítico puede ocurrir justo aguas abajo de la salida o a varios metros aguas abajo del final de la tubería. Si la conducción se encuentra llena el flujo será a presión (Mays, 2004).

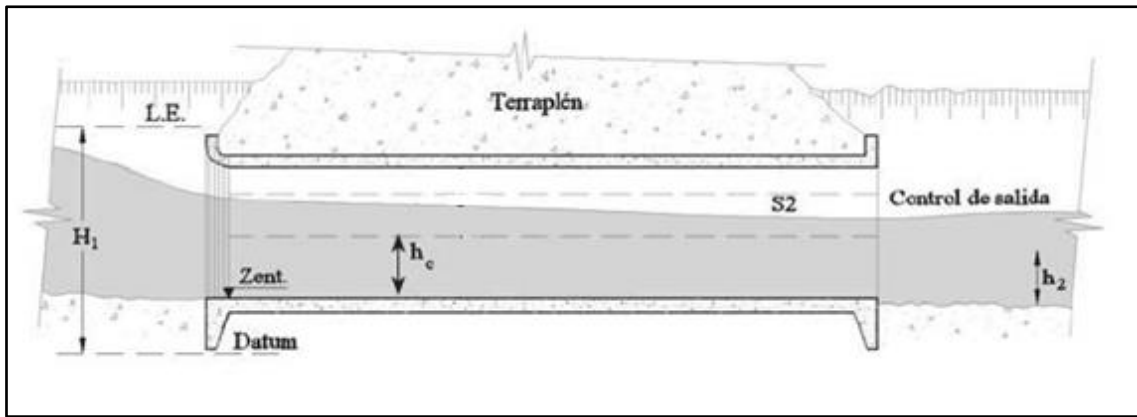


Figura 20. Control a la salida y flujo subcrítico a través de la alcantarilla

Fuente: (Mery, 2013)

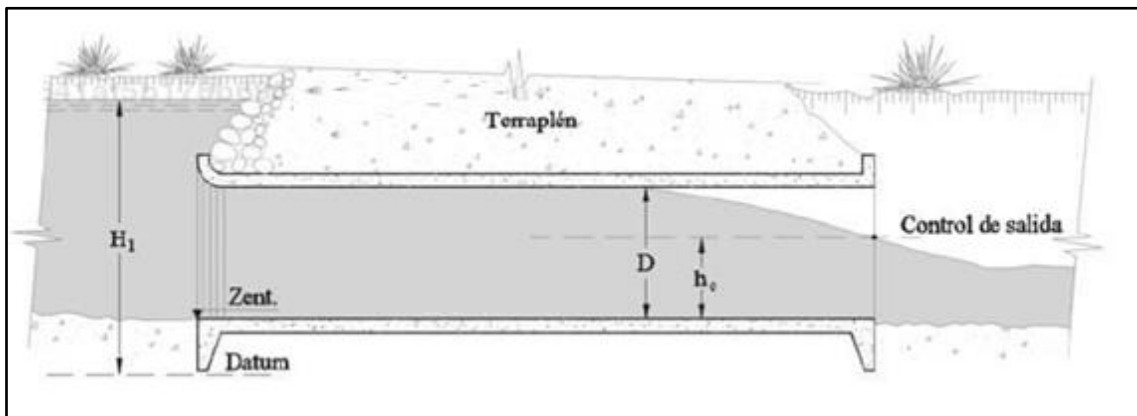


Figura 21. Control a la salida y tubería parcialmente llena

Fuente: (Mery, 2013)

En este caso, todas las características hidráulicas de la alcantarilla definirán la capacidad. Dentro de estas características se incluye las propiedades de las estructuras de entrada, de salida y todas las propiedades de la conducción (Federal Highway Administration, 2012). Las condiciones de flujo pueden ser calculadas a partir de un balance de energía, donde la energía total requerida para que se dé el flujo a través de la alcantarilla está compuesto por las pérdidas a la entrada, las pérdidas por fricción, las pérdidas a la salida y el nivel aguas abajo. Tal y como se indica en la siguiente expresión:

$$H_T = Tw + h_e + h_f + h_s \quad (\text{Ec. 2.34})$$

Donde,

H_T : Energía Total; h_e : Pérdidas a la entrada; h_f : Pérdidas por fricción; h_s : Pérdidas a la salida.

La velocidad del flujo a través de la alcantarilla se puede calcular con siguiente fórmula:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (\text{Ec. 2.35})$$

Donde,

V: Velocidad promedio en la alcantarilla (m/s); Q: Caudal (m³/s); A: Área transversal del flujo (m²).

En el Cuadro 3 se identifican los factores que determinan la capacidad de la alcantarilla dependiendo del tipo de control.

Cuadro 3. Factores que determinan la capacidad de la alcantarilla

Factor	Control a la entrada	Control a la salida
Carga de agua	X	X
Área de entrada	X	X
Forma	X	X
Configuración obra de entrada	X	X
Forma del conducto	-	X
Rugosidad del conducto	-	X
Longitud del conducto	-	X
Pendiente del conducto	-	X
Nivel aguas abajo	-	X

Fuente: (Federal Highway Administration, 2012)

2.2.10.3 Obras de entrada y de salida

Las estructuras de entrada y de descarga son componentes importantes de los sistemas de conducción, debido a que el desempeño del túnel o alcantarilla depende en gran medida de las características de estas obras. Como se mencionó en la sección anterior, la capacidad

que tenga la alcantarilla dependerá de factores como por ejemplo el área, la forma y configuración de las estructuras de entrada.

Son estructuras necesarias en caso de que se necesite derivar el agua a un conducto ubicado en una ladera, cuando el nivel de la superficie de agua en la ataguía está a poca altura.

La configuración usual de las obras de conducción que poseen un conducto enterrado o túnel, consisten en un canal de entrada que encauce el agua desviada por la ataguía al conducto y un canal de salida que retome el agua al cauce del río (Merino, 2002).

Se deben diseñar las obras de entrada con el objetivo de reducir la contracción del flujo, lo que aumenta el área efectiva de flujo y disminuye las pérdidas de energía. La mala distribución del agua en la estructura de entrada puede persistir a lo largo de la estructura de conducción y podría generar erosión del conducto. Es importante limitar las velocidades en la entrada para disminuir el riesgo de erosión.

En caso de ser necesario, estas obras se pueden diseñar con una depresión o caída hacia la entrada del conducto de tal manera que se incremente la carga de agua y de esta manera aumentar la energía del flujo.

Las estructuras de descarga generalmente consisten en un canal que conduce el agua que proviene del conducto al cauce del río. Si el flujo entra en el canal con un flujo supercrítico, este deberá permanecer de esta manera para evitar que se forme un resalto hidráulico.

El dimensionamiento del canal de descarga, así como el revestimiento o enrocado que se seleccione será en función de disminuir las posibilidades de erosión. Aunque se construyan estructuras amortiguadoras, es prácticamente imposible reducir las velocidades resultantes por debajo de la velocidad de corriente natural en el cauce original, por lo que no se podrá evitar al cien por ciento que se produzca la erosión en el cauce, por lo que dicho efecto debe preverse.

3. CAPÍTULO 3. Proyecto Hidroeléctrico Savegre

En este capítulo se presenta toda la información de relevancia del Proyecto Hidroeléctrico Savegre que tenga relación con el diseño de las obras de desvío. Se incluye información relacionada con el proyecto en sí, con la estructura de presa, información hidrológica, topográfica, geológica y geotécnica.

La información de este capítulo se obtuvo principalmente del Proyecto de Graduación *Diseño hidráulico del vertedero de excedencias del Proyecto Hidroeléctrico Savegre* realizada por Carlos Corrales Vargas (2013), que a su vez usa como referencia el *Resumen Ejecutivo del Avance de los Estudios de Factibilidad- Estudios Técnicos, visita #1 y #2* del panel de consultores de Banco Interamericano de Desarrollo (BID).

3.1 Información general Proyecto Hidroeléctrico Savegre

El PH Savegre está incluido en el Plan de Expansión de la Generación Eléctrica Periodo 2012-2024 (2012) del ICE y corresponde una de las cuatro fuentes de mayor potencial hidroeléctrico en conjunto con Diquís, Pacuare y Reventazón.

Las características del proyecto que se mencionarán a continuación no son definitivas, debido a que los diseños podrían sufrir modificaciones según los estudios técnicos y de factibilidad.

El proyecto se encuentra ubicado en la comunidad de Río Blanco a una elevación de 150 msnm. Según los estudios técnicos realizados por el ICE y consultores extranjeros, el tipo de presa más adecuado para este proyecto es un Enrocado con Pantalla de Concreto Impermeable (CFRD, Concrete Faced Rock Fill Dam). Su cresta se ubica a una elevación de 265 msnm.

El embalse de la represa tendrá un volumen total de 184,8 Hm³ en el nivel de aguas máximo de operación (NAMO) en la cota 260 msnm. Del total de este volumen, 120,8 Hm³, un 65%, serán utilizados para la generación de energía. El espejo de agua del embalse en el NAMO cubrirá un área total 470 Ha. El embalse operará para elevaciones del nivel de aguas entre las cotas 225 y 260 msnm (valores extremos de operación normal).

La toma de aguas se ubica en la margen izquierda del embalse, 3 km aguas arriba del sitio de presa, cerca de la desembocadura de la quebrada Peje al río Savegre. La estructura se dimensionará para un caudal de diseño de 86 m³/s.

Las obras de conducción corresponderán a un túnel de 7150 m de longitud y 6 m de diámetro. La tubería forzada será de 674 m de longitud con diámetros que varían entre los 4,8 y 4,6 m. Fueron diseñadas con un caudal de 86 m³/s.

Casa de máquinas se ubicará en la margen izquierda de la quebrada Culebra. Estará conformada por tres unidades turbo-generadoras de tipo Francis, diseñadas para una caída neta de 227 m, lo que permite una instalación de una potencia máxima de 178MW. El caudal máximo de cada una es de 27,33 m³/s y será capaz de operar con el 50% de este caudal. La energía promedio anual de la central principal se ha estimado en 747 GW-h. Se dispone de una mini central ubicada en el sitio de presa con una potencia de 2,1 MW. Anualmente, generará un total de 10,94 GW-h adicionales.

Las obras de restitución del proyecto están compuestas de una cámara y un canal de restitución. Para el caudal de diseño, el nivel del agua en la cámara estará en la cota 7,6 msnm. El canal será de concreto con una sección transversal trapezoidal con pendiente constante de 0,1%, el piso de 8 m de ancho y taludes inclinados con pendiente 1:2 (V:H). El canal tiene una longitud de 1500 m desde la cámara de restitución hasta el punto final de entrega al río Savegre, en la coordenada CRTM-05 (497 406,893 1 036 425,677).

Cuadro 4. Información general de PH Savegre

Nivel máximo de operación del embalse (msnm)	260
Nivel mínimo de operación del embalse (msnm)	225
Elevación de cresta (msnm)	265
Caída bruta media (m)	240,23
Caída neta (m)	227,32
Caudal de diseño (m ³ /s)	86
Potencia de diseño Central Principal (MW)	178,25
Energía media anual Central Principal (GW-h)	747,56
Caudal de diseño de la Mini-Central (m ³ /s)	2,5
Potencia de diseño Mini-Central (MW)	2,1
Generación de energía Mini-Central (GW-h)	10,94
Generación media total anual del proyecto (GW-h)	758,5
Energía firme (GW-h)	335,5
Energía ocasional (GW-h)	423

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

3.2 Información hidrológica

La cuenca hidrográfica del río Savegre se localiza en la Vertiente Pacífica de la Cordillera de Talamanca, en la región del Pacífico Central del país. Se localiza entre las coordenadas planas 888 000 y 1 240 000 metros norte; 280 000 y 650 000 metros este de la proyección Costa Rica Transversal Mercator (CRTM). En coordenadas geográficas se localiza entre las coordenadas **9°34' – 9°63' Latitud Norte y 83°71' -84°07' Longitud Oeste** (CATIE, 2010).

Limita al norte y al este con la Carretera Interamericana Sur; al sur limita con la Fila Barranco y la Fila Tierras Morenas; hacia el oeste de la cuenca se localizan Fila Mona y Fila Dota; al suroeste limita con el Océano Pacífico.

La cuenca tiene un área de 590 km², lo que representa un 1,15% del territorio nacional. Forma parte del Área de Conservación Pacífico Central, ACOPAC, que es una de las once regiones en que el Ministerio de Ambiente y Energía divide el territorio costarricense. Geopolíticamente, la cuenca comprende parte de los cantones de Aguirre, Tarrazú, Dota y Pérez Zeledón.

Los principales afluentes del río Savegre son: el río Brujo en la parte alta de la cuenca, el río Savegre y el río División, estos dos últimos confluyen en la parte media de la cuenca a una elevación de 212 msnm aproximadamente.

Existe la presencia de una estación hidrológica asociada al sitio de presa del PH Savegre denominada estación 29-04 Savegre, esta es la continuación de la estación 29-03 S.P. Savegre, la cual dejó de funcionar después del huracán César, en julio de 1996. Se ha registrado una precipitación promedio anual, en el sitio de presa, de 4322,5 mm, mientras que en el sitio de restitución se alcanza una magnitud de 4552,13 mm.

La información hidrológica disponible en el sitio de presa corresponde a caudales promedio mensuales, caudales mínimos, caudales máximos, avenida máxima probable y transporte de sedimentos. A continuación se mostrará dicha información.

3.2.1 Caudales promedio mensuales

Se cuenta con 27 años de registro de caudales para la estación 50-70 en el periodo de 1982 – 2009. El caudal promedio por mes para todos los años de registro se muestra en el cuadro siguiente. El caudal promedio en el periodo de estudio es de 45,6 m³/s.

Cuadro 5. Caudales promedio por mes sitio de presa. Periodo 1982-2009

Año hidrológico	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr
1982-83	59,5	38,2	40,1	38,8	52,7	64,8	32,5	16	9,4	8,4	11,4	13
1983-84	18,8	37,9	32,2	34,2	68,4	98,5	85,9	37,3	21,5	17,7	15,8	14,9
1984-85	49,4	65,4	60,5	56	97,2	103	78,3	29,6	14,1	10,2	8,4	9,8
1985-86	29,9	46,7	39	72,7	94,9	125	80	32,8	15,4	10,6	8,7	15,2
1986-87	59,4	53,9	37,1	26,5	54,1	94,3	50,9	27,4	12,7	9,6	8,3	13,8
1987-88	44,6	46,4	55,7	80,6	53,6	71,5	49,5	29,2	14,9	10,2	9	12,5
1988-89	33,3	55,5	58,8	99	160,5	160,8	66,4	29,2	14,8	8,8	7,2	8,6
1989-90	32,4	41,4	43,6	72,2	110,4	78,1	51,1	47,6	17,8	10,7	9,6	21,1
1990-91	40,9	46,7	44,6	56,9	62,9	110,8	65,4	30,5	19,6	11,1	8,1	11,4
1991-92	33,7	44	35,1	45,9	59,3	70,4	54,6	28	12,2	9,8	6,7	7,4
1992-93	16,2	39,3	38	29,8	76,6	72,6	59	29,5	17,8	11,4	9,5	16,9
1993-94	69,5	40,4	51,5	64,2	95,3	70,4	61	40,1	17,6	11	9,1	12,2
1994-95	30,7	34,9	35,8	53,3	64,7	75,8	68,1	27,8	14,2	9,7	10	26,9
1995-96	27,3	41,4	47,3	110,4	107,3	120,1	47,7	30,9	25,2	15,2	13,8	35,6
1996-97	89,5	73,2	131,3	134,8	139,6	162,2	64,1	26,1	21,1	17,4	12,5	12,6
1997-98	34,9	65,3	27,9	24,3	41,3	57,1	48,7	28,8	17,1	10,9	10,9	10,9
1998-99	16,5	42,5	68	59,5	96,3	113,9	79,3	60,9	26,8	21,3	16,3	17,7
1999-00	65,1	67,7	52,6	73,1	96,2	92	65,5	38,9	24	27,9	22,2	19,5
2000-01	45,7	61,3	43,3	41,9	94,4	82,2	62,4	22,5	7,2	11,3	11,7	15,5
2001-02	46	46,8	42,9	39,7	65,1	71,9	80,4	41	25,9	17,8	13,1	17
2002-03	32,1	44,5	54	42,2	83,8	83,4	58	26,9	14,8	10,4	10,2	17,8
2003-04	55,1	83,4	62,4	57,5	78,2	89,5	70,1	53,6	25,2	15,8	10,2	13
2004-05	59,1	47,5	55,3	51,3	88,5	114,2	67,8	26,8	17,3	11,2	14,9	24,2
2005-06	44,3	56,2	44,8	52,3	85,9	82,3	87,2	31,9	15,9	9	5,7	23,1
2006-07	45,9	57,9	46,2	42,6	52,5	89,1	79,7	36,4	18,3	10,4	9,8	25,9
2007-08	75,9	64,6	53,9	78,1	91,2	105,6	82,1	43,8	23,1	17,2	14,4	26,3
2008-09	86,1	77,2	81,7	85,2	71,1	120,6	72,7	35,3	24,3	15,2	13,3	15,6
Prom. mes	46	52,6	51,2	60,1	83	95,6	65,5	33,7	18,1	13	11,1	17
Máximo	89,5	83,4	131,3	134,8	160,5	162,2	87,2	60,9	26,8	27,9	22,2	35,6
Mínimo	16,2	34,9	27,9	24,3	41,3	57,1	32,5	16	7,2	8,4	5,7	7,4
Desv. Est.	19,7	13,2	19,9	26,1	27	26,7	13,6	9,6	5,2	4,6	3,6	6,6

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

A continuación se muestran figuras con las gráficas de la serie de datos anuales para el periodo de análisis, los caudales promedio anuales y los caudales promedio mensuales, para el sitio de presa. Basado en los datos de la estación 50-70 Savegre.

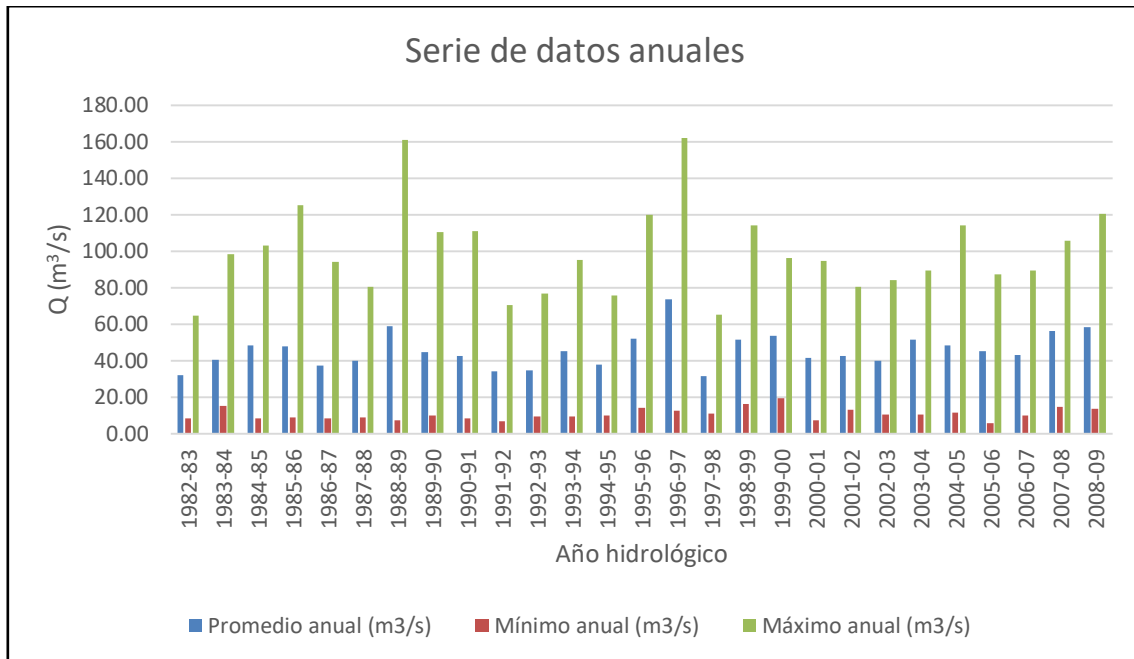


Figura 22. Serie de duración completa, sitio de presa. Periodo de 1982-2009

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

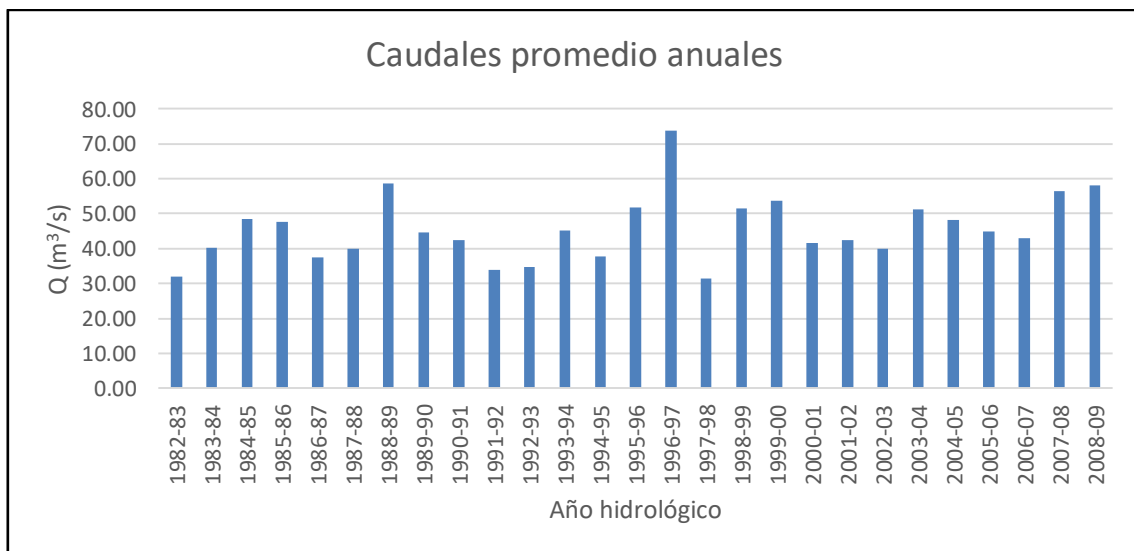


Figura 23. Caudales promedio anuales, sitio de presa. Periodo de 1982-2009

Fuente: ICE (2011)

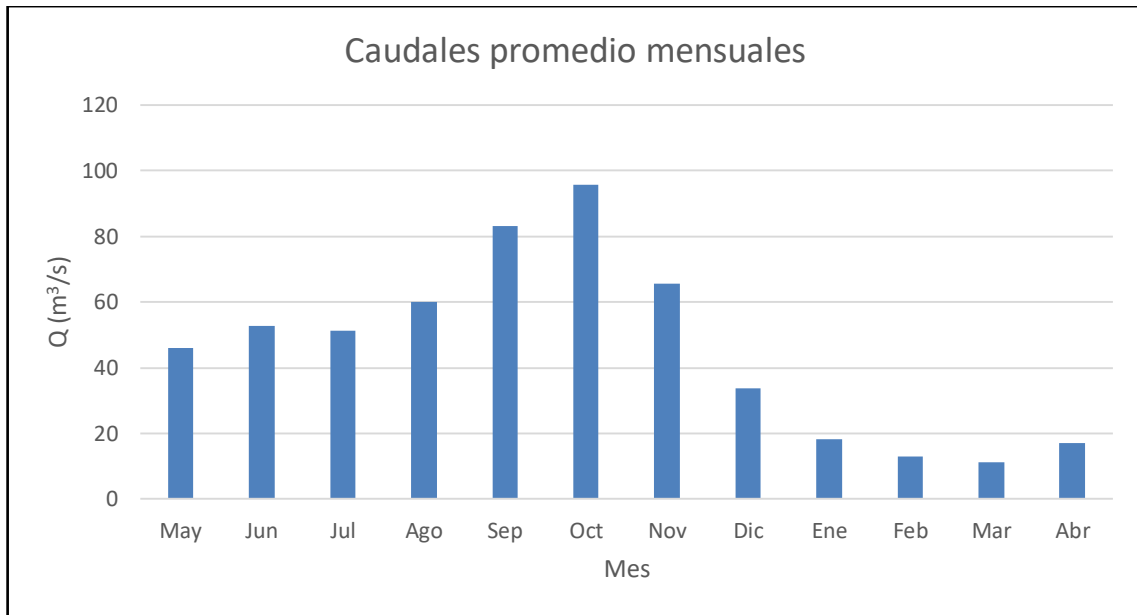


Figura 24. Caudal promedio mensual, sitio de presa.

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

El régimen de caudales que se observa en el sitio de presa es típico de la Vertiente del Pacífico Seco, con 5 meses de estación seca (diciembre – abril), mayo como mes de transición y 6 meses de estación lluviosa (junio – noviembre). El mes con el caudal promedio mayor corresponde al mes de octubre, mientras que marzo es el mes con el menor caudal promedio.

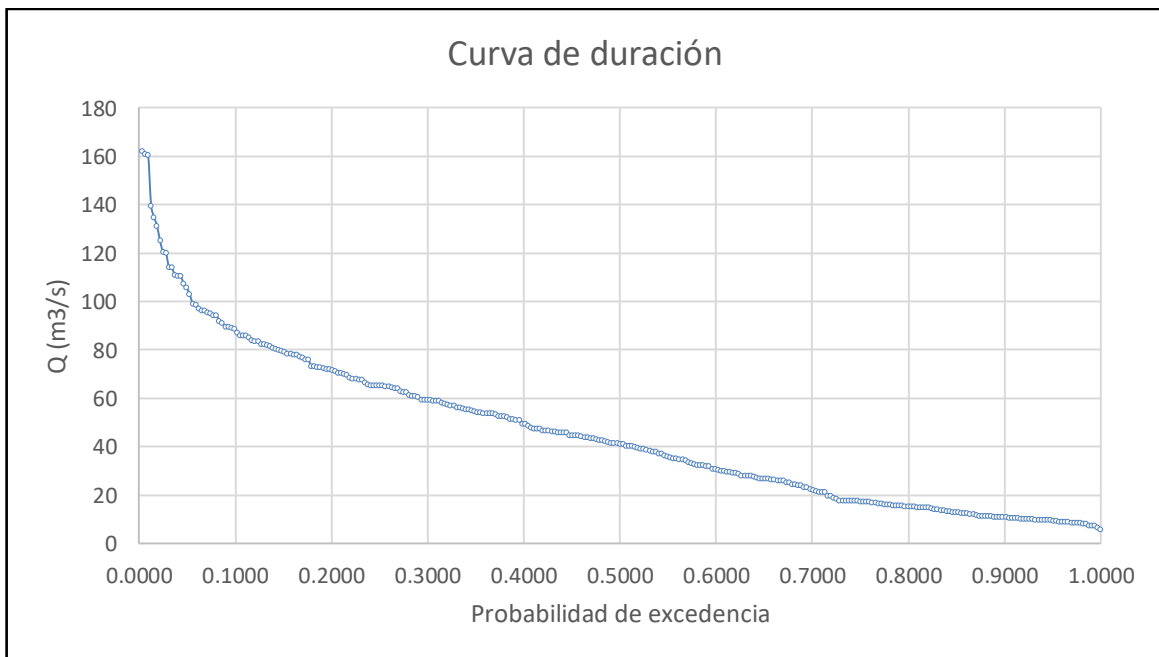


Figura 25. Curva de duración de caudales promedio mensuales

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

La curva de duración se obtuvo a partir del registro de caudales promedio mensuales de la estación 50 – 70 del Cuadro 5. Esta curva indica el porcentaje del tiempo durante el cual los caudales han sido igualados o excedidos. En la Figura 25 se muestra la curva de duración de caudales promedio mensuales y el Cuadro 6 presenta valores asociados a diferentes probabilidades de excedencia en el sitio de presa.

Cuadro 6. Valores de caudal según probabilidad de ocurrencia

Probabilidad de ocurrencia (%)	Caudal en sitio de presa (m ³ /s)
5	107,3
10	91,2
20	73,1
30	61,3
40	52,7
50	44
60	35,6
70	26,9
80	17
90	11,3
95	9,5

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

3.2.2 Caudales máximos

La información disponible sobre el análisis de caudales máximos son estudios realizados por el ICE, la cual se obtuvo del Proyecto de Graduación del ingeniero Carlos Corrales (2013).

El estudio de caudales máximos realizado por el departamento de hidrología del ICE incluye tres tipos de análisis: análisis regional de caudales máximos instantáneos, análisis individual de caudales máximos anuales y la avenida máxima probable. Los resultados de estos análisis serán presentados más adelante.

Los caudales mayores a los 1000 m³/s registrados en el sitio de presa del P.H. Savegre, en el periodo de 1982 a 2010, se presentan en el siguiente cuadro. Los cuales corresponden a los valores máximos más importantes registrados en el sitio de presa, los cuales son tomados en consideración durante el análisis de máximos instantáneos.

Cuadro 7. Caudales máximos instantáneos

Fecha	Huracán	Caudal máximo instantáneo (m ³ /s)
28/07/1996	César	2500
04/11/2010	Tomas	1750
27/10/1985	Centro de Baja Presión	1510
13/09/1988	Gilberth	1171
29/05/2008	Alma	1011

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

3.2.2.1 Análisis regional de caudales máximos instantáneos

Cuadro 8. Análisis regional de caudales máximos instantáneos

Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia (%)	Caudal (m ³ /s)	Intervalos de Caudal para Niveles de Confianza de 95%	
			Límite Inferior	Límite Superior
1,01	99,01%	348	315	377
1,05	95,24%	400	375	424
1,25	80,00%	495	478	511
2	50,00%	658	649	667
5	20,00%	966	925	1007
10	10,00%	1247	1167	1326
20	5,00%	1593	1461	1733
50	2,00%	2190	1937	2469
100	1,00%	2780	2385	3249
200	0,50%	3526	2949	4236
300	0,33%	4052	3308	4969
400	0,25%	4472	3617	5514
500	0,20%	4827	3845	6038
600	0,17%	5139	4051	6493
700	0,14%	5417	4300	6911
800	0,13%	5671	4478	7236
900	0,11%	5905	4564	7648
1000	0,10%	6122	4781	7851

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

Según el ingeniero Carlos Corrales (2013), el valor que se utiliza como alternativa a la avenida máxima probable en un análisis regional de la zona Pacífica es el correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años con un nivel de confianza del 95%, en este caso este caudal es de 7851 m³/s.

3.2.2.2 Análisis individual de caudales máximos anuales

Cuadro 9. Análisis individual de caudales máximos anuales

Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia (%)	Caudal (m ³ /s)	Intervalos de Caudal para Niveles de Confianza de 95%	
			Límite Inferior	Límite Superior
1.01	99,010	342	221	390
1.05	95,238	343	266	389
1.25	80,000	357	323	418
2	50,000	486	399	725
5	20,000	957	641	1384
10	10,000	1405	829	1928
15	6,667	1688	949	2300
20	5,000	1895	1058	2577
25	4,000	2059	1100	2800
30	3,333	2194	1150	3000
50	2,000	2581	1272	3428
100	1,000	3121	1456	4088
200	0,500	3672	1634	4849
300	0,333	3999	1715	5321
400	0,250	4233	1818	5606
500	0,200	4415	1837	5882
600	0,167	4565	1940	6082
700	0,143	4692	1939	6228
800	0,125	4802	1998	6337
900	0,111	4899	2021	6524
1000	0,100	4986	2140	6641
1500	0,067	5322	2169	7135
2000	0,050	5562	2302	7393
2500	0,040	5749	2247	7698
3000	0,033	5901	2366	7881
3500	0,029	6031	2325	8052
4000	0,025	6143	2464	8209
4500	0,022	6242	2287	8364
5000	0,020	6331	2508	8506
5500	0,018	6411	2468	8645
6000	0,017	6484	2380	8656
10000	0,010	6917	2602	9301

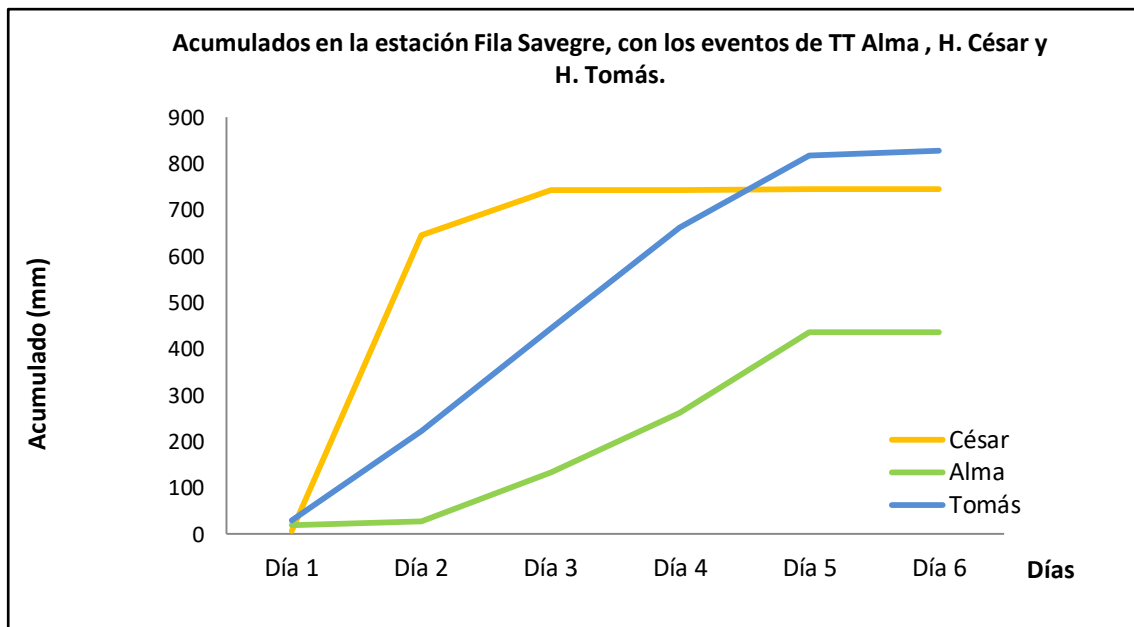
Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

Para un análisis individual de caudales máximos anuales, el caudal asociada a la avenida máxima probable es el correspondiente a un periodo de retorno de 10 000 años, en este caso es de 6 917 m³/s.

3.2.2.3 Avenida máxima probable

Para el cálculo de la avenida máxima probable es necesario la determinación previa de una tormenta máxima probable. Para esto, los ingenieros del ICE determinaron que el huracán Cesar iba a ser el seleccionado para el análisis. Esto debido a que este evento generó el pico crítico, al alcanzar en solamente dos días un acumulado mayor que los eventos de Alma y Tomás, como se observa en la siguiente figura. A pesar de que el huracán Tomás fue el que produjo los mayores montos acumulados en la zona (Corrales, 2013).

Figura 26. Acumulado de las tormentas máximas en la zona del PH Savegre



Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

El resultado de la avenida máxima probable es un valor único de caudal que no tiene un periodo de retorno asociado. En la siguiente figura se muestra la gráfica de la creciente de mayor volumen considerando un escenario crítico en pico y volumen.

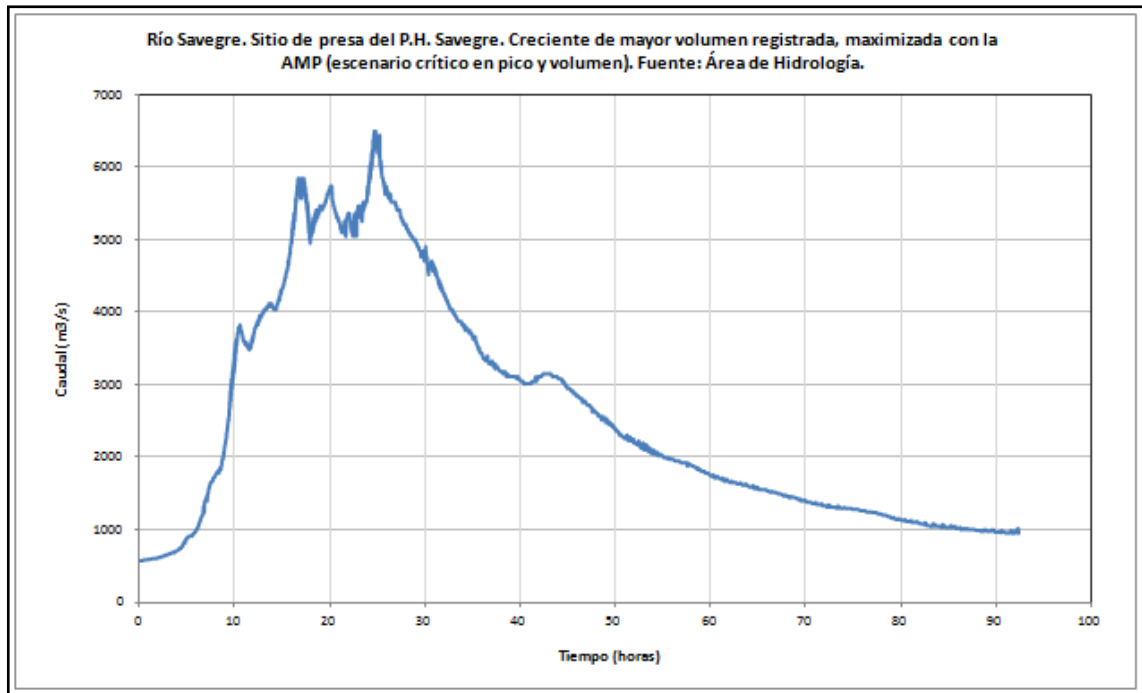


Figura 27. Avenida máxima de diseño para el sitio de presa

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

A partir de la figura anterior se determina que la avenida máxima de diseño corresponde a un valor de $6508 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.3 Información topográfica

Se cuenta con un levantamiento topográfico del sitio de presa que abarca un área de $948466,23 \text{ m}^2$, a partir del cual se realizarán los diseños de las estructuras de desvío respectivos. Las curvas de nivel generadas están separadas a cada 1 m. En la figura se muestra el levantamiento topográfico con las curvas a cada 5 m para que se aprecie mejor el relieve presente.

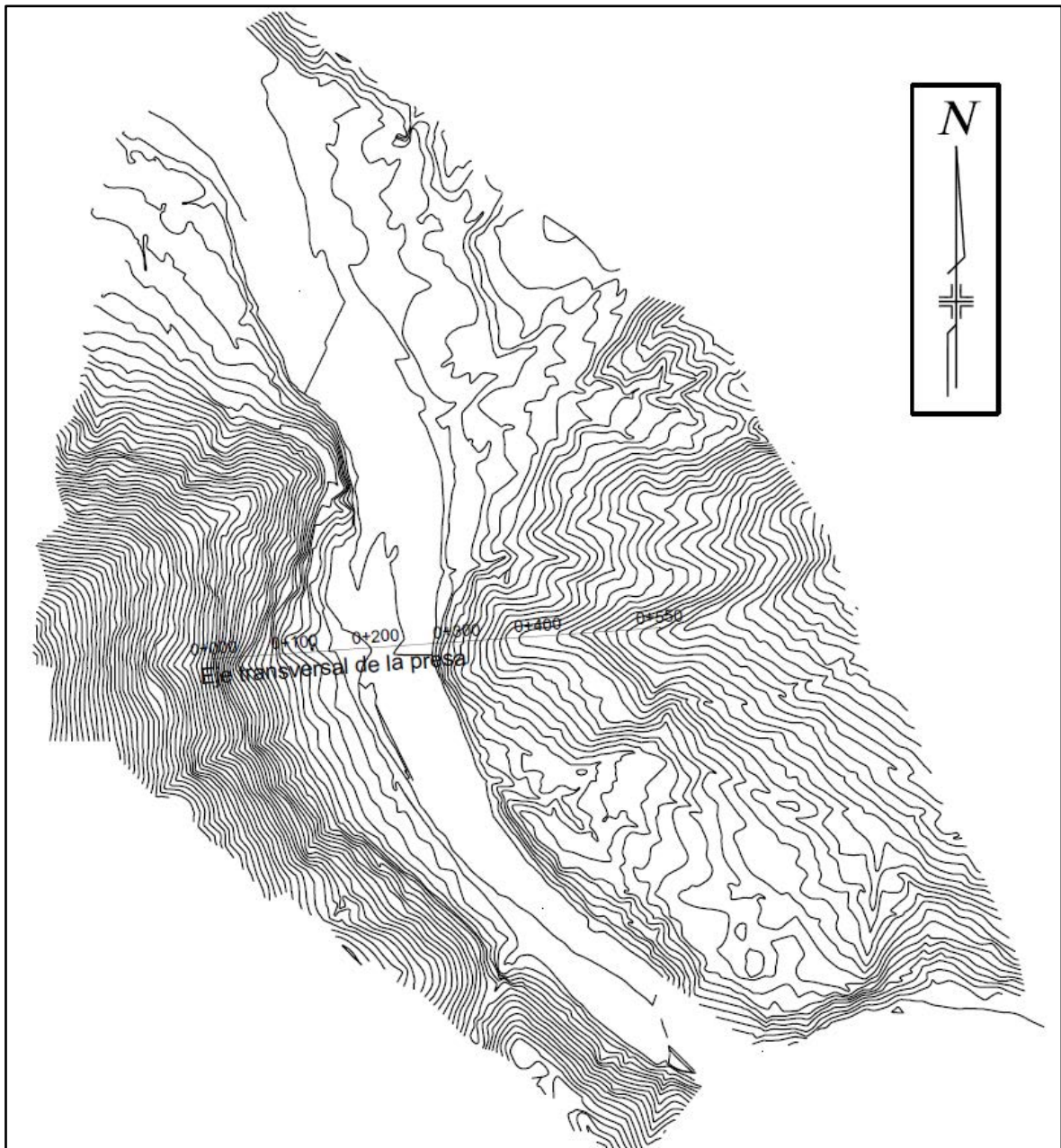


Figura 28. Levantamiento topográfico en sitio de presa. Curvas cada 5 m

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

3.4 Información geológica

Los estudios geológicos abarcan un área total aproximada a 200 km², para lo que se siguió un recorrido a lo largo de afloramientos en caminos, trochas y quebradas circunscritas al área del proyecto. Estos estudios incluyen un reconocimiento superficial de las litologías y estructuras tectónicas.

Para estos estudios se hizo uso de métodos subterráneos, los cuales incluyen perforaciones de investigación geológica, aplicación de métodos indirectos como prospección geofísica y apertura de trincheras, principalmente.

El PH Savegre se ubica sobre rocas sedimentarias de origen marino que datan del Terciario y se correlacionan con la cuenca sedimentaria Térraba. A partir de la cartografía geológica de superficie se han diferenciado 12 unidades litológicas, 5 de las cuales corresponden con depósitos de edad Terciaria y el resto de las unidades datan del Cuaternario.

En la siguiente figura se presenta el mapa geológico preliminar para el PH Savegre.

Propiamente en el sitio de presa, la margen derecha está constituida por un macizo de calidad geo-mecánica regular a baja, lo que corresponde con una sección del macizo muy descompresionado y con una aureola de meteorización profunda. Las perforaciones en la margen derecha indican que la condición del macizo rocoso es mala, mientras que en la margen izquierda se presenta un cambio de condición regular a buena.

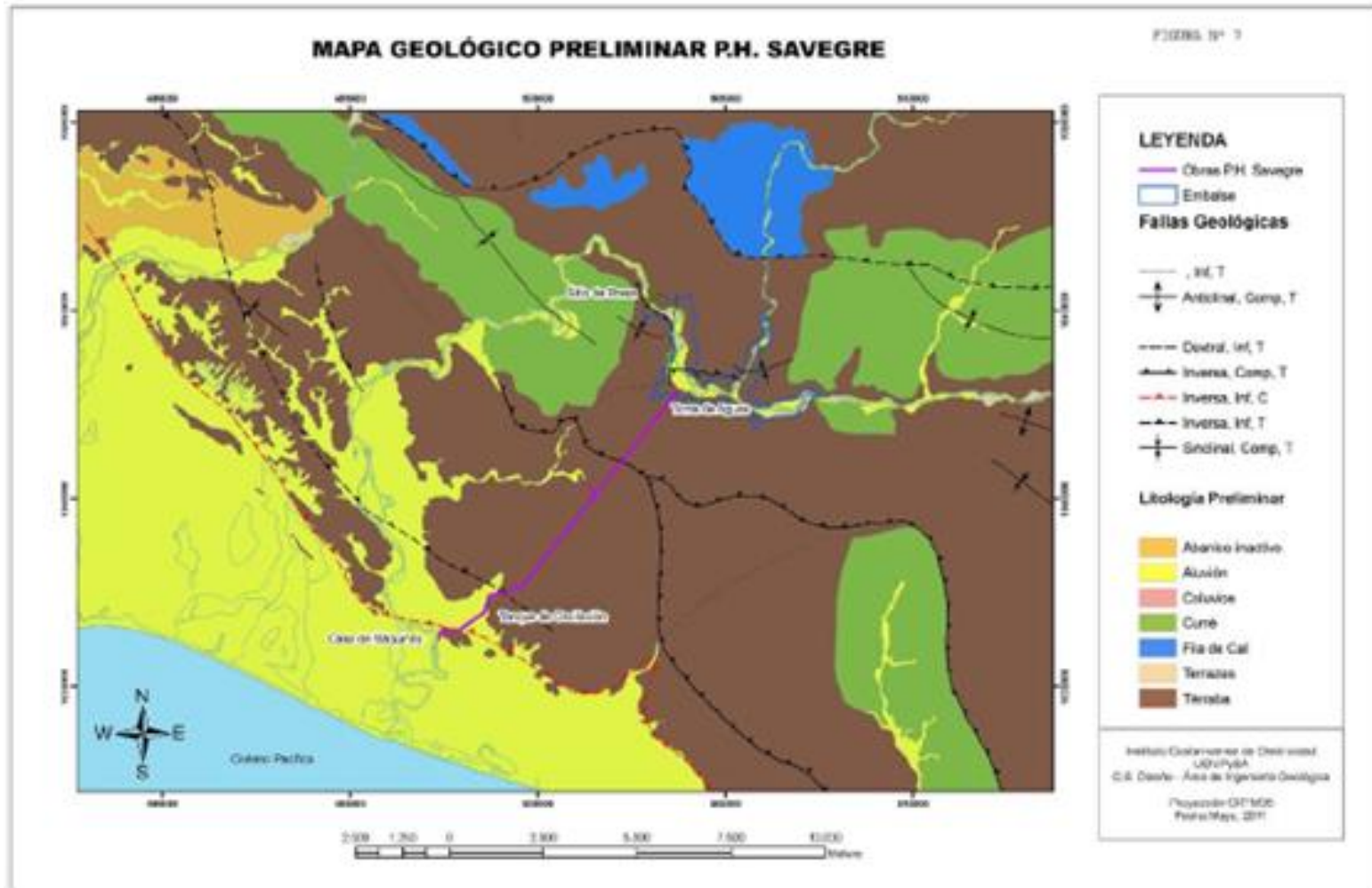


Figura 29. Mapa geológico preliminar PH Savegre

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

3.5 Información geotécnica

En el estudio geotécnico realizado por el ICE se hace diferencia entre las unidades litológicas y las unidades geotécnicas que están presentes en el macizo rocoso. En esta sección se hará enfoque únicamente en las unidades geotécnicas.

Para cada unidad geotécnica se determinaron propiedades geo-mecánicas específicas como lo son la resistencia a la compresión simple (σ_c), el módulo de deformación elástico al 50% del esfuerzo (E_{50}) y la resistencia a la carga puntual (S_c). En el siguiente cuadro se muestran las unidades definidas con sus respectivas propiedades.

Cuadro 10. Unidades geotécnicas definidas en el macizo rocoso

	Unidad geotécnica	σ_c (MPa)	E_{50} (MPa)	S_c (MPa)
UG1	Macizo rocoso meteorizado	-	-	32
UG2	Macizo rocos de areniscas fosilíferas de grano medio a grueso	27	3 802	-
UG3	Macizo rocoso de areniscas de grano fino a medio	56	6 380	-

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

Del cuadro anterior, se puede observar que existe una diferencia de casi el doble entre las unidades geotécnicas UG2 y UG3, siendo la UG3 la mejor entra ambas. Con respecto al módulo de deformación del macizo rocoso, para la unidad UG2 es de 2660 MPa en sentido vertical y 3010 MPa en sentido horizontal. Por su parte, la unidad UG3 tiene un módulo de deformación de 3965 MPa en sentido vertical y de 5225 MPa en sentido horizontal.

Las discontinuidades presentes en el macizo rocoso se caracterizaron geotécnicamente mediante los siguientes parámetros: espaciamiento, persistencia, rugosidad, apertura, tipo de relleno y grado de meteorización. La principal diferencia que se encontró entre las unidades UG2 y UG3 se dio en el tipo de relleno y su apertura. La unidad UG3 se caracteriza por la presencia de rellenos duros de mineral calcita en espesores entre 1 mm y 5 mm. Mientras que la unidad UG2 muestra con mayor frecuencia la presencia de pátinas o pequeñas capas de limos o arcillas arenosas en espesores entre 5 cm y 10 cm.

Se clasificó el macizo rocoso mediante el sistema de RMR (Rock Mass Rating) propuesto por Bieniawski (Bieniawski, 1976). En el siguiente cuadro se pueden observar los resultados de esta clasificación.

Cuadro 11. Clasificación RMR del macizo rocoso

Unidad	Rango de valores	Valor promedio	Clase	Calidad
UG1	20 - 48	32	IV	Mala
UG2	20 - 56	38	IV a III	Mala - media
UG3	37 - 63	49	III	Media

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

Por último, se hizo una evaluación de los parámetros geotécnicos de las unidades geotécnicas del macizo rocoso sano, bajo el criterio de Hoek & Brown (2002), como se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro 12. Parámetros de falla del macizo rocoso sano

Unidad	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (MPa)
UG2	29	1,24
UG3	32	3,1

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

4. CAPÍTULO 4. Selección de esquema de desvío

El análisis necesario para determinar la metodología de desvío que mejor se adapte a las condiciones del proyecto debe tomar en cuenta tanto las condiciones naturales específicas del sitio, el tipo de represa y costos económicos. Los principales esquemas de desvío se explicaron detalladamente en el CAPÍTULO 2. Marco Teórico.

Las condiciones naturales que afectan directamente en el análisis para seleccionar el sistema de desvío son la forma y ancho del cauce del río, las condiciones hidrológicas, las propiedades geológicas y geotécnicas de las laderas y el tipo de represa a construir.

La topografía de las laderas, así como sus propiedades geológicas y geotécnicas son determinantes para la selección del sistema de conducción que se encargará de desviar el cauce.

Con respecto al tipo de presa que se plantea, el factor más relevante es el material del que estará construida la presa, ya que los cuidados que hay que tener son muy diferentes si se trata de una presa materiales sueltos, enrocado o de concreto. Por ejemplo, las estructuras de materiales granulares son mucho más susceptibles a la erosión que genera el flujo de agua en comparación con las estructuras de concreto.

A partir de la información presentada en el CAPÍTULO 3. Proyecto Hidroeléctrico Savegre, se procede a realizar un análisis para determinar el sistema que se adapta mejor según los factores antes mencionados. Teniendo en cuenta que el objetivo principal de las obras de desvío consiste en proteger y asegurar un sitio seguro para llevar a cabo la construcción del proyecto durante el tiempo que así sea necesario.

En la Figura 30 y Figura 31 se muestran las condiciones morfológicas del cauce del río Savegre en el sitio de ubicación de la presa tanto en su vista en planta como en una sección transversal en el eje central, respectivamente.

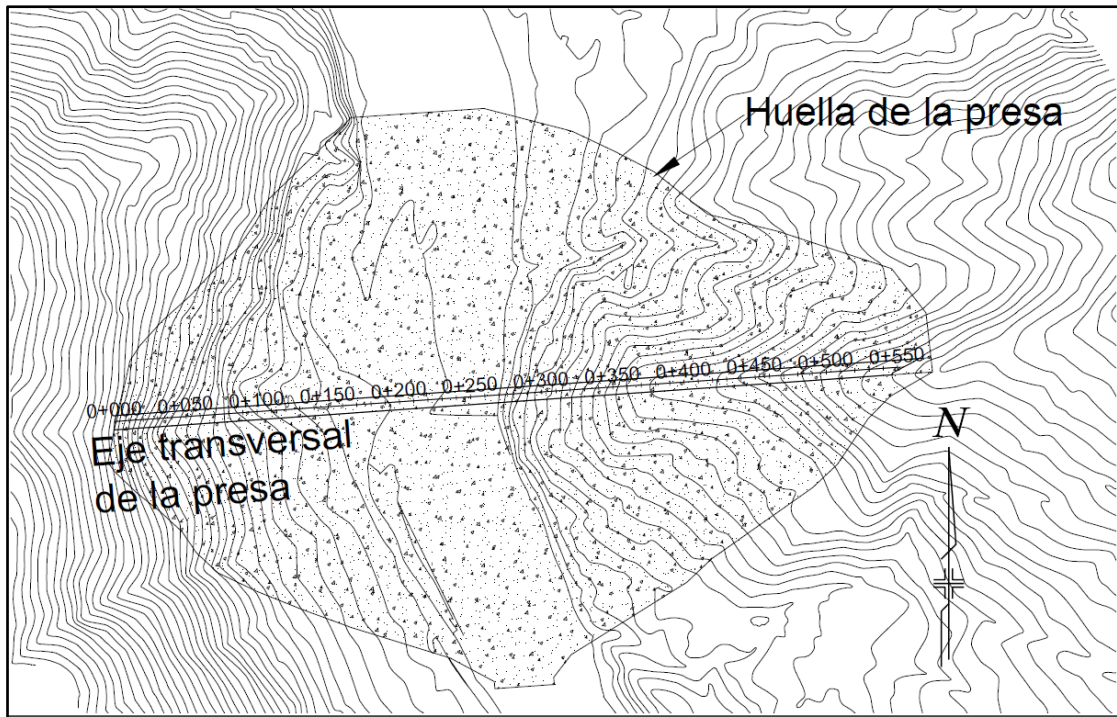


Figura 30. Sitio de presa

El ancho del cauce en la elevación de la cresta de presa es de 557,40 m y su base se expande hasta 365 m medidos longitudinalmente sobre el cauce principal del río. Al analizar la topografía del sitio se observa la presencia de laderas inclinadas, debido a la proximidad de las curvas de nivel. En la sección transversal del cauce se observa claramente la inclinación de las laderas.

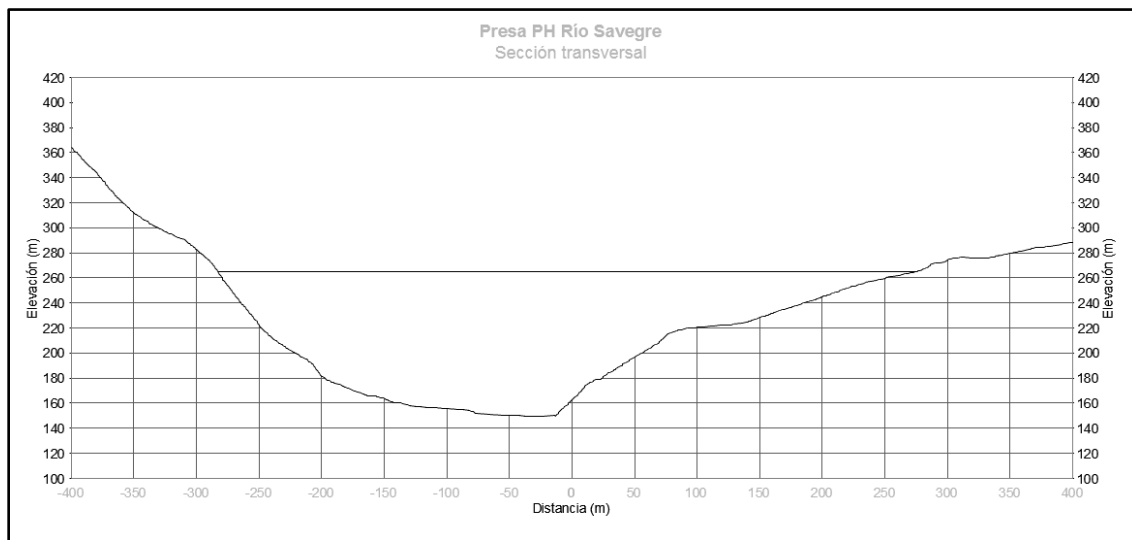


Figura 31. Sección transversal de la presa

En la Figura 32, se muestra un análisis de pendientes realizado en el sitio de presa del PH Savegre. El color rojo representa la pendiente más baja, mientras que el verde corresponde con las pendientes más fuertes. En el sitio de presa, las pendientes se encuentran entre un 49% y un 82%.

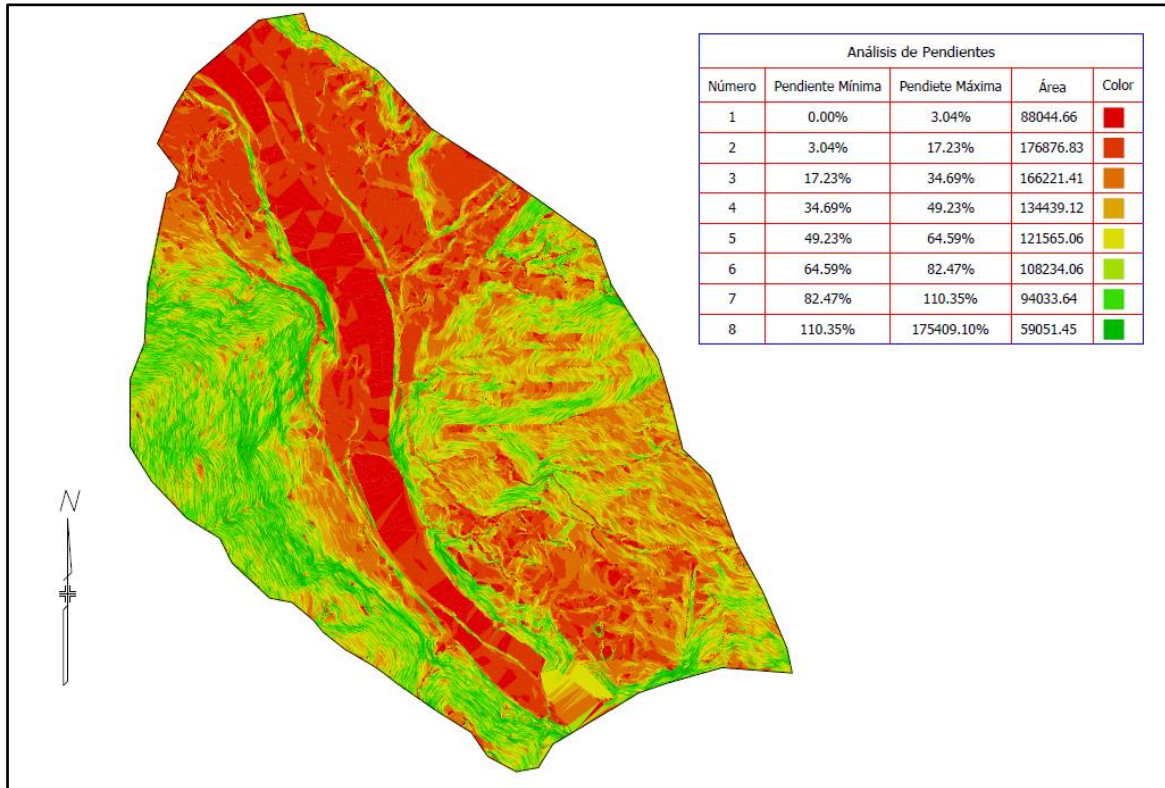


Figura 32. Análisis de pendiente del cauce del río Savegre en el sitio de presa

El cauce principal presenta una pendiente baja, como se puede observar más claramente en el perfil longitudinal mostrado en la Figura 33. Este perfil se obtuvo a todo lo largo del cauce del río con información topográfica. En este se muestra una elevación inicial de 165 msnm, una elevación final de 140,61 msnm y una distancia de 1325 m. La diferencia de elevaciones es de 24,39 m y la pendiente promedio del cauce del río a lo largo de ese tramo es de 1,84%.

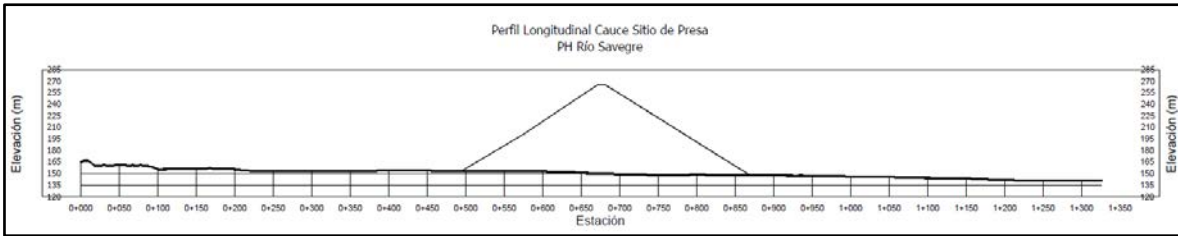


Figura 33. Perfil longitudinal cauce principal río Savegre

Para estas condiciones geofísicas presentes y la capacidad hidráulica requerida, el tipo de conducción recomendado es mediante túneles de desvío. Además, las condiciones de las laderas son favorables para la conformación de una ataguía que desvíe el flujo hacia los túneles. Se recomienda una ataguía de enrocado con pantalla de concreto, conocida como CFRD. Además se construirá una preataguía, una contraataguía, estructuras de entrada y disipadores de energía a la salida de los túneles. El esquema constructivo recomendado, considerando las condiciones presentes, así como el tipo de represa y su importancia, es en una sola fase.

5. CAPÍTULO 5. Análisis de capacidad de las obras de desvío

5.1 Generalidades para el diseño de obras de desvío

5.1.1 Ubicación de las obras de desvío

De acuerdo a lo analizado en el capítulo anterior, el sistema de desvío estará conformado por uno o más túneles, preatagüa, atagüa y contraatagüa. Estas obras serán construidas en un esquema de desvío de una sola fase. En la Figura 34 se muestra la ubicación de las obras, en el sitio de presa, determinadas en los estudios preliminares del PH Savegre.

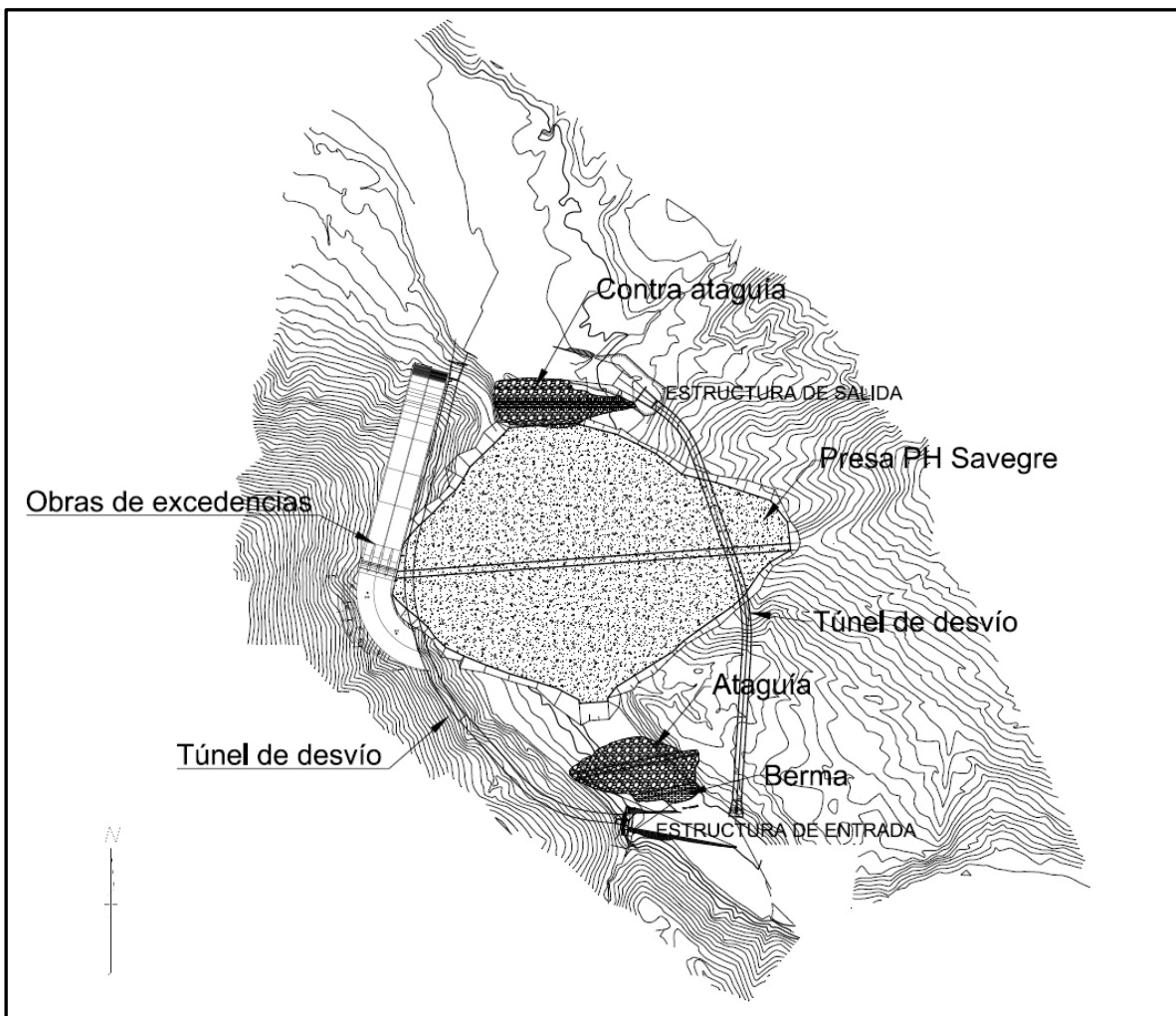


Figura 34. Ubicación de obras de desvío

Fuente: (Corrales Vargas, 2013). Modificado por autor.

En este proyecto se respetará las ubicaciones de las obras de desvío propuestas por el ICE, tanto de la presa, pre ataguía, ataguía y vertedor de excedencias. Con respecto a los túneles, se respetará el trazado horizontal de los túneles 1 y 2, mientras que el alineamiento vertical será determinado más adelante.

5.1.2 Tasa de colocación

El análisis de las obras de desvío, mediante la aplicación del método racional, contempla el riesgo que existe de que un caudal de cierto periodo de retorno sea sobrepasado al menos una vez a lo largo de la vida útil de la estructura, produciendo el colapso de las obras. Partiendo de este concepto, es necesario poder estimar cuánto tiempo durará la ataguía en operación.

La vida útil de las obras de desvío de un río es el tiempo de construcción necesario para que la presa alcance una altura igual a la de la ataguía. Ya que cuando la presa tenga este nivel, se supone que ya podrá ser capaz de resistir por sí sola una creciente que sobrepase el nivel de la ataguía y por ende las condiciones de diseño.

En este proyecto, para determinar la tasa de colocación de material para la conformación de la presa se usó como referencia el Trabajo Final de Graduación de Vega (Vega, 2015), la cual incorpora una gráfica que muestra como varía la cantidad de volumen colocado por mes a lo largo de toda la construcción de la presa del PH Reventazón realizada por el ICE. El uso de esta información es debido a que ambas presas presentan condiciones muy similares.

Esta gráfica presenta diferentes comportamientos a lo largo de todo el periodo registrado. Estas distintas velocidades de colocación de materiales se deben a distintos factores, como lo son las condiciones y accesibilidad a las zonas de trabajo. Cuando se inician las obras, la tasa de colocación es baja debido a las condiciones del sitio, que se encuentra con poca modificación y prácticamente se construye sobre el cauce del río. Conforme se colocan los primeros metros de altura, se mejoran las condiciones de trabajo lo que provoca que la tasa de colocación aumente hasta llegar al punto en que el área de trabajo se ha reducido de nuevo lo que provoca que la tasa de colocación baje.

Para el caso de la tasa de colocación de material para conformar la ataguía se usará el dato suministrado por el ICE sobre el promedio simple de colocación por día para el volumen total

colocado en la obra del Proyecto Hidroeléctrico Reventazón. La elección de usar datos de este proyecto, es por tratarse similarmente de presas de materiales sueltos.

Es importante mencionar que el tiempo de construcción no depende únicamente de la tasa de producción. Existen otros factores involucrados como lo son la limpieza del terreno, accesibilidad de material, maquinaria disponible, construcción de caminos de accesos, entre otras eventualidades que puedan presentarse a la hora de llevar a cabo el proceso constructivo.

5.1.3 Excavación y revestimiento de túneles

Para el análisis respectivo a los túneles, se usó como referencia los resultados obtenidos en el PH Reventazón, debido a que se supondrá que se seguirá un proceso constructivo similar. El método constructivo usado se compone de dos etapas principales: excavación y revestimiento.

La excavación de los túneles del PH Reventazón se realizó en su mayoría de manera convencional. Este método consiste en un proceso cíclico de perforación, carga de explosivo, voladura, ventilación, saneo, extracción y estabilización (Vega, 2015).

Se supondrá un revestimiento igual al del PH Reventazón el cual contempla el revestimiento de la clave, piso y los hastiales. La clave será revestida mediante concreto lanzado creando una capa de 20 cm. El piso y los hastiales serán revestidos con concreto colado en sitio con un espesor de 50 cm. Esto producirá diferencias en el acabado del concreto, lo que a su vez produce que la rugosidad del túnel sea variable.

5.1.4 Costos

El cálculo de los costos fue realizado mediante el uso de registros de costos de proyectos similares realizados por el ICE. Específicamente, se basó en los costos que se produjeron en el PH Reventazón ajustados mediante un proyección al año 2015, según tasas de inflación anuales del dólar estadounidense. La estimación de costos no se hizo mediante la elaboración de un presupuesto, debido a la complejidad que implica la construcción de un proyecto hidroeléctrico. La elección de usar el PH Reventazón como referencia es debido a las similitudes en cuanto al tipo de la presa y las ataguías, así como el uso de túneles como obras de conducción.

La estimación del costo de la construcción de la ataguía, la contra ataguía y la berma se hizo tomando en consideración el costo por metro cúbico de relleno, el acarreo de material, la colocación y la excavación de material. El costo de la presa fue calculado considerando los mismos aspectos. Sin embargo, los costos unitarios son mayores por tener especificaciones más rigurosas, al tratarse de la estructura de principal. Además, se adiciona el costo de las actividades preliminares.

Con respecto a los túneles de desvío, sus costos se estimaron mediante la consideración de los costos del refuerzo, costo de la excavación y el revestimiento. A partir de estos rubros se obtuvo una tendencia lineal que permite estimar el costo total del túnel a partir de la longitud y el diámetro.

El método racional que se emplea en el análisis hidrológico requiere como uno de sus insumos los costos de los posibles daños que se puedan generar si ocurre una avenida mayor a la de diseño. El total de estos costos fue considerado como la suma de los costos constructivos de la ataguía y de la presa, así como lo que debe invertir el país en energía térmica para abastecer el tiempo que se atrase la puesta en operación del PH Savegre. Para esto se usaron los costos de producción de la planta térmica Garabito.

Los costos por daños no consideran los costos constructivos de los túneles debido a que al ser construidos en concreto la obra no se pierde, como si ocurre con la presa y la ataguía. Estas estructuras al ser de materiales sueltos si son rebasadas por una crecida son lavadas hasta perder toda la obra.

5.1.5 Información hidrológica

Tal y como se presentó en el apartado 3.2, en el sitio de presa se localiza la estación 29-04 Savegre, la cual registra caudales promedio mensuales, caudales mínimos, caudales máximos, avenida máxima probable y transporte de sedimentos. Adicionalmente, en el apartado 3.2.2 se muestra los análisis de máximos regionales, individuales y el cálculo de avenida máxima probable.

En este caso, se hará el análisis de capacidad de las obras considerando el análisis de caudales máximos anuales, debido a que presenta valores ligeramente mayores al análisis regional. Posteriormente se realizará un análisis de sensibilidad para revisar la capacidad de las obras

bajo diferentes condiciones de diseño. En el siguiente cuadro se muestra los resultados del análisis individual de caudales máximos anuales, hasta un periodo de retorno de 100 años. Ya que por tratarse de obras temporales estas no son diseñadas con un periodo de retorno mayor a los 100 años.

Cuadro 13. Análisis individual de caudales máximos anuales hasta un periodo de retorno de 100 años

Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia (%)	Caudal (m ³ /s)
1,01	99,01	342
1,05	95,238	343
1,25	80	357
2	50	486
5	20	957
10	10	1405
15	6,667	1688
20	5	1895
25	4	2059
30	3,333	2194
50	2	2581
100	1	3121

Fuente: (Corrales Vargas, 2013)

5.2 Determinación de la capacidad de las obras de desvío

5.2.1 Condiciones de diseño

Para llevar a cabo el diseño de las estructuras se deben establecer previamente ciertas condiciones, las cuales fueron consideradas tanto en el proceso de análisis así como en el dimensionamiento final. A continuación se presentan estas consideraciones:

- Se establece un periodo de retorno entre 10 y 25 años para usar en el diseño.
- Se realizará el análisis para un riesgo de 1%, 5%, 10% Y 15%.
- El coeficiente de descarga que tendrán las estructuras de entrada será de 0,7.
- Se supone que la base de la ataguía está en la cota 153. A partir de esta elevación se mide la altura de la estructura.
- Para el análisis inicial se considera que el caudal se distribuye en cantidades iguales por los túneles de desvío.
- La velocidad máxima del flujo por los túneles de desvío será de 12 m/s.
- El coeficiente de rugosidad de Manning para el túnel, con recubrimiento de concreto, usado para el análisis hidráulico será de 0,017.
- La sección transversal del túnel será de herradura, debido a que es la forma que mejor distribuye los esfuerzos.

5.2.2 Trazado de los túneles

Como se mencionó anteriormente, para los túneles 1 y 2 se tomó la decisión de respetar el trazado horizontal propuesto en los estudios de factibilidad realizados por el ICE (Corrales Vargas, 2013). No obstante, se realizó una revisión previa de la cobertura mínima de los túneles para verificar que las condiciones sean adecuadas. Más adelante, cuando se detalle el trazado vertical, se explicará el concepto de cobertura mínima.

Para definir el trazado horizontal del tercer túnel, primero se debe seleccionar la margen del río con las mejores condiciones. En este caso, en la margen izquierda se ubican las estructuras de excedencias y el túnel 1, por lo tanto por cuestiones de seguridad para las dos estructuras,

se opta por realizar el trazado por la margen derecha, en la cual solo se tiene previsto la ubicación del túnel 2.

Se realizó un trazo paralelo al túnel 2, separado por una distancia de 40 m medidos desde los ejes centrales de cada túnel, lo que implica que si los túneles tuvieran un diámetro de 10m, la distancia libre entre ellos sería aproximadamente de 30 m, sin considerar anchos de recubrimientos.

En la siguiente figura se presenta el trazado horizontal de los tres túneles. Además, se muestra la enumeración de los túneles, la cual se respetará a lo largo de todo el proyecto cuando se haga mención a alguno de ellos. Adicionalmente, se presenta una sección transversal del río en el eje de la ataguía.

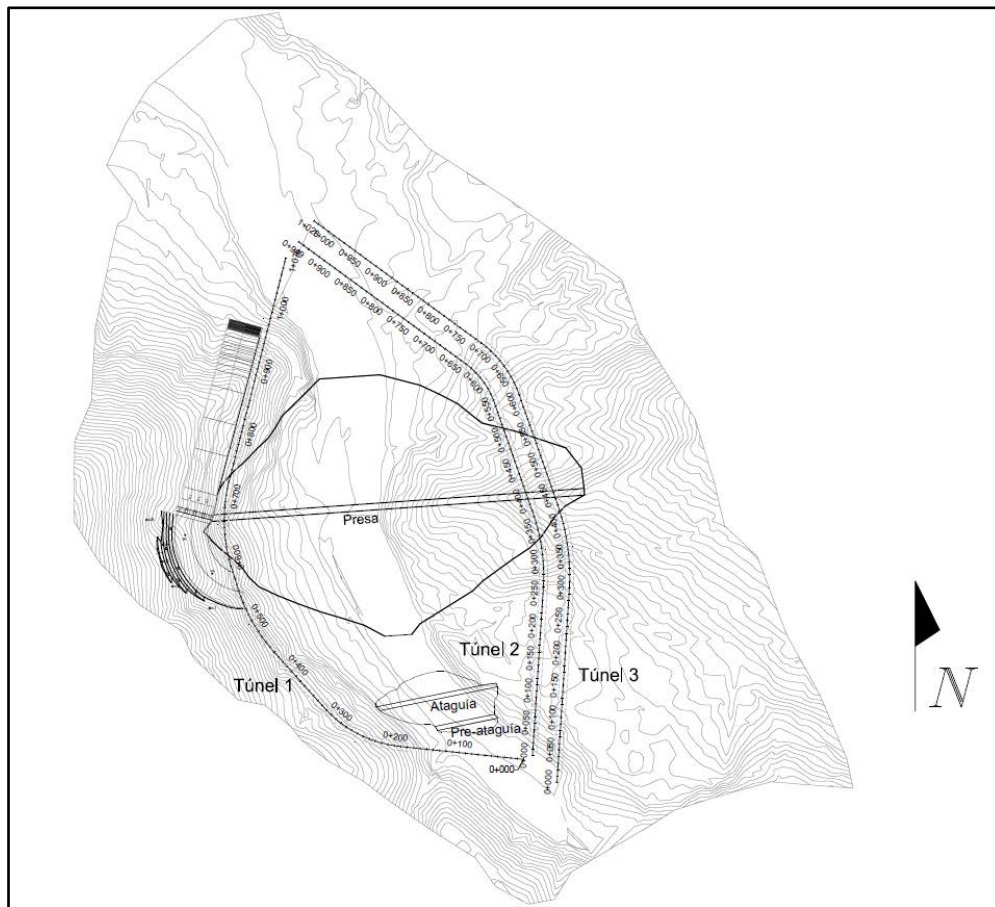


Figura 35. Trazado horizontal de los túneles de desvío

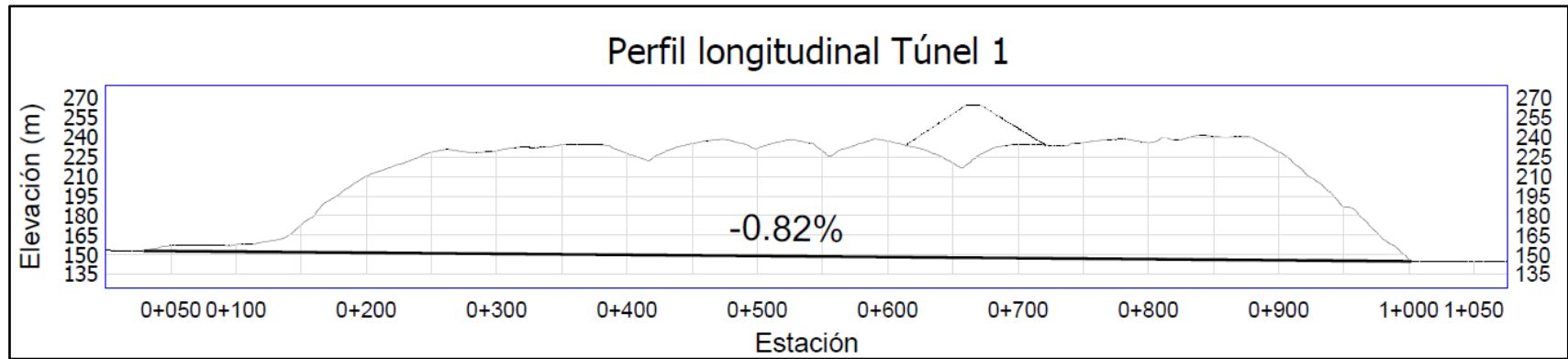


Figura 36. Perfil Longitudinal del Túnel 1

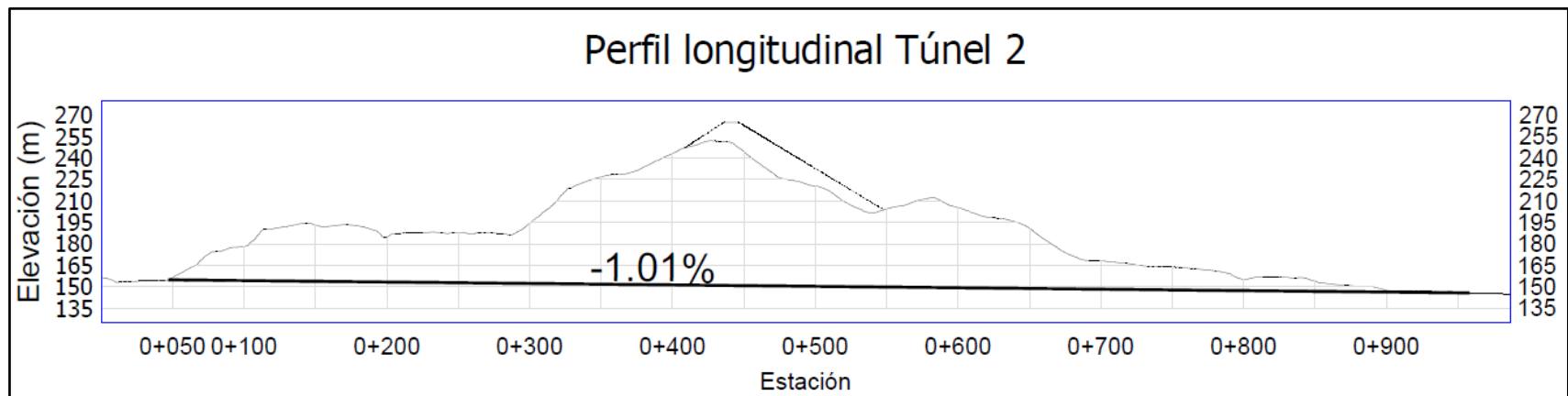


Figura 37. Perfil Longitudinal del Túnel 2

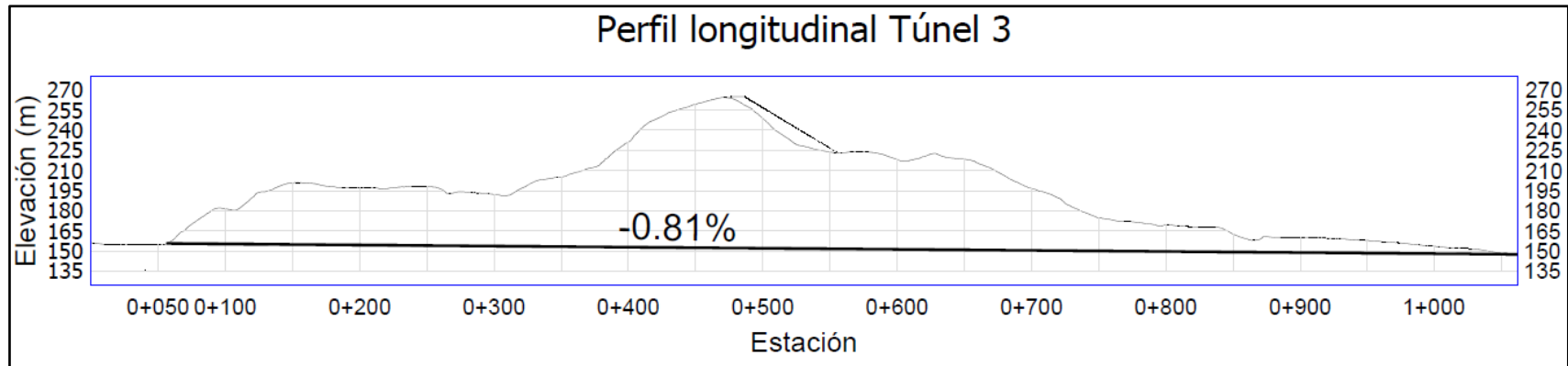


Figura 38. Perfil Longitudinal del Túnel 3

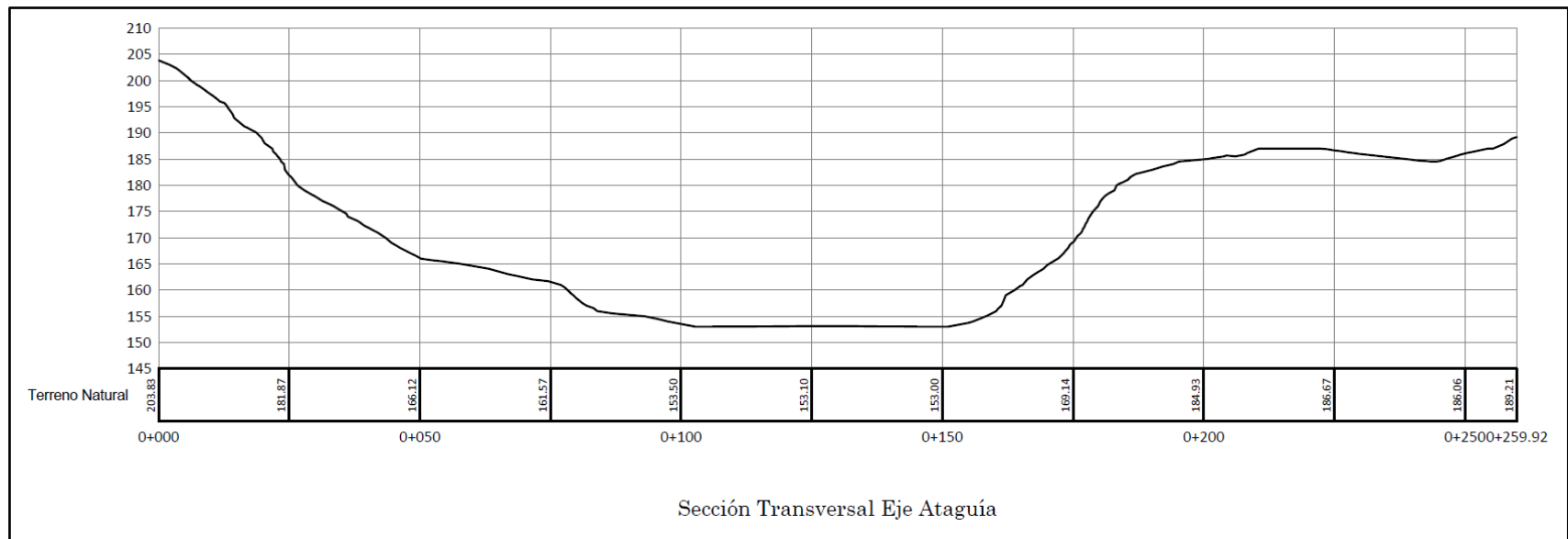


Figura 39. Sección transversal en el eje de la ataguía

Con respecto al trazado vertical, se consideró que la pendiente sería constante a todo lo largo de cada conducto, sin embargo, no necesariamente serán iguales entre sí. La pendiente de cada túnel dependerá de las elevaciones del terreno tanto en la entrada como en la salida de los túneles. En las figuras 35, 36 y 37, se muestran los perfiles longitudinales de cada túnel con su trazado vertical respectivo.

Una vez definido el trazado vertical de cada túnel, se procedió a obtener secciones transversales cada 50 m y en puntos críticos, para realizar una revisión de la cobertura mínima. La cobertura mínima se mide desde la cara de contacto entre la parte externa del túnel hasta la superficie del terreno más cercana. Se define como cobertura mínima una distancia de dos veces el diámetro para asegurar estabilidad y buena capacidad estructural de los suelos y estratos rocosos. En caso de que la cobertura sea menor que a lo requerido, se recomienda que el túnel trabaje como auto soportante.

A continuación se presenta una sección transversal de cada túnel con la revisión de cobertura mínima realizada.

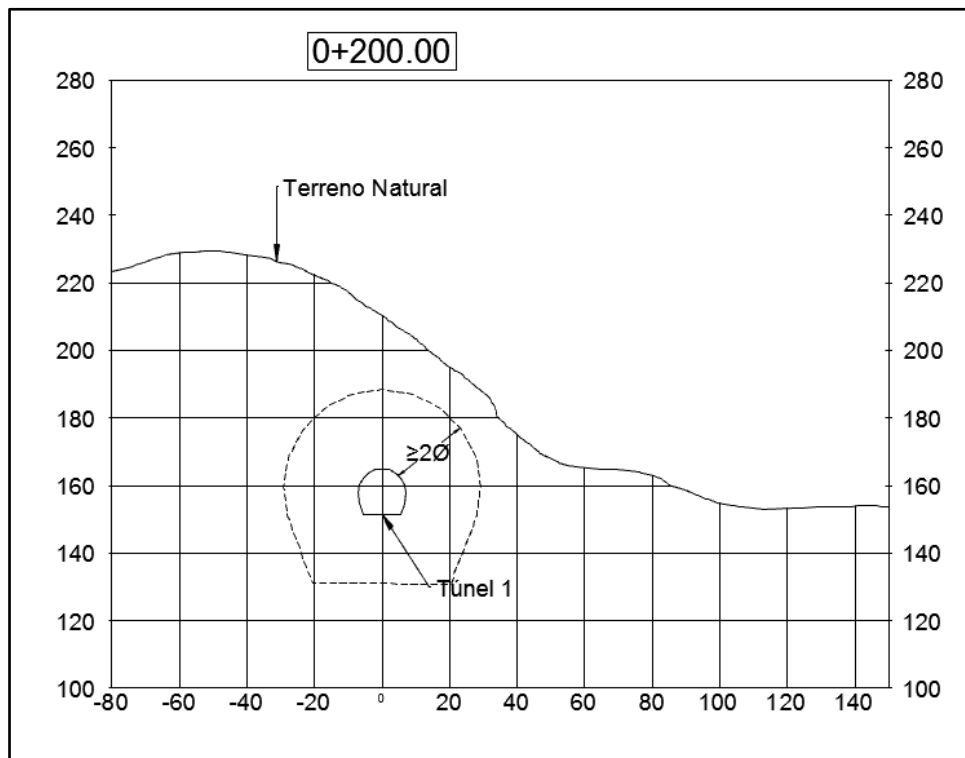


Figura 40. Revisión cobertura mínima túnel 1

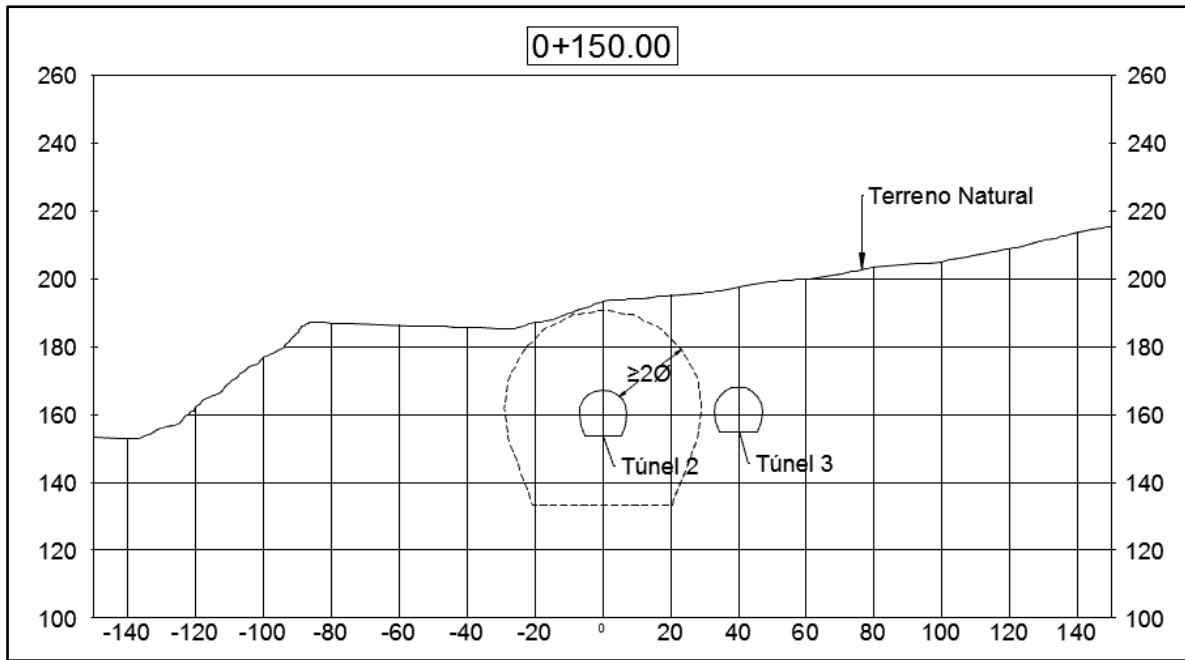


Figura 41. Revisión cobertura mínima túnel 2

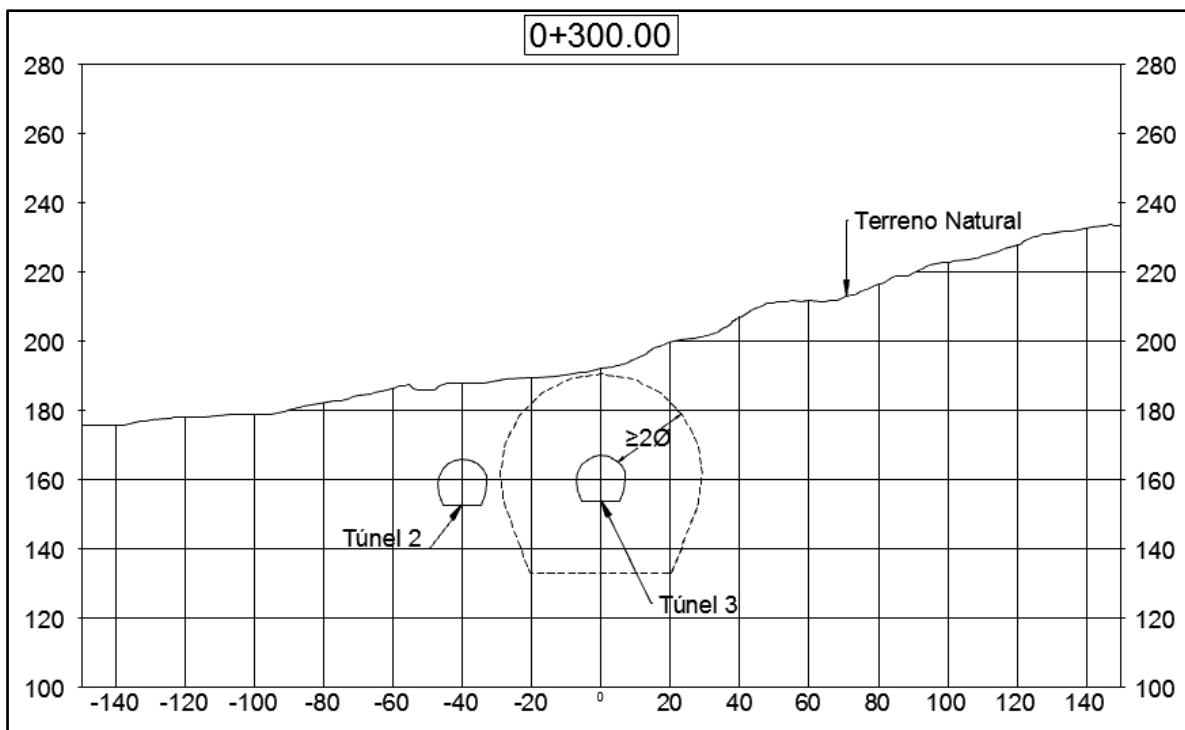


Figura 42. Revisión cobertura mínima túnel 3

En el siguiente cuadro se resumen los resultados del trazado preliminar de los túneles.

Cuadro 14. Resultados del trazado de los túneles de desvío

	Túnel 1	Túnel 2	Túnel 3
Elevación Inicial (msnm)	154,00	154,18	155,00
Elevación Final (msnm)	146,40	148,68	150,33
Δ Elevación (m)	7,60	5,50	4,67
Longitud (m)	786,51	544,94	576,27
Pendiente	0,82%	1,01%	0,81%

5.2.3 Análisis hidrológico

Como se explicó en la sección 2.2.1, el proceso iterativo consiste en establecer distintas alturas de ataguía. Para este análisis se realizaron un total de 10 iteraciones para cada nivel de riesgo considerado (1%, 5%, 10 y 15%); estas iteraciones se realizaron a partir de establecer alturas entre los 15 m y los 60 m con un incremento de 5 m entre cada valor, para un total de 40 escenarios diferentes. Es importante aclarar que la altura que aquí se hace referencia se trata de la altura efectiva, es decir, no toma en cuenta el volumen requerido para la cimentación.

Para obtener los volúmenes de ataguía y de la presa se usó el programa de cómputo de AutoDesk, AutoCAD CIVIL 3D, a partir de la comparación de superficies TIN creadas con base en las curvas de nivel, en el caso del terreno natural. La superficie de la ataguía fue generada **a partir de la construcción de terrazas y taludes, utilizando la herramienta "Grading" del programa**. La ataguía se definió con un ancho de cresta de 9 m y taludes con una inclinación de 2H:1V. Este volumen es necesario más adelante para el cálculo de los costos y definir la vida útil de la ataguía.

En cada iteración se calcula el volumen de presa considerando un nivel en el cual la altura de presa está en la misma elevación que la altura de ataguía, esto debido a que corresponde al caso crítico relacionado a los costos por daños. Se consideró que la presa tendrá un ancho de cresta de 10 m y taludes con una inclinación de 1.5H:1V en la cara aguas arriba y 1.6H:1V en la cara de aguas abajo.

Una vez obtenido estos volúmenes, se procede a calcular la vida útil que tendrá la ataguía. Esta depende del tiempo de duración que tome la construcción de la presa hasta llegar al nivel de altura de ataguía y de las tasas de colocación de cada estructura. En el siguiente cuadro muestra un resumen de los resultados obtenidos hasta el momento.

Cuadro 15. Resultados de volúmenes de presa, de ataguía y vida útil de ataguía

Altura de ataguía (m)	Volumen ataguía (m ³)	Volumen presa (m ³)	Vida útil (días)	Vida útil (años)
15	40125,31	799011,55	72,64	0,20
20	70204,87	1090608,47	99,15	0,27
25	112720,06	1398682,39	127,15	0,35
30	167840,74	1719407,73	156,31	0,43
35	238015,36	2048281,82	186,21	0,51
40	327772,85	2365723,74	215,07	0,59
45	440193,76	2720690,31	247,34	0,68
50	579681,57	2850765,22	259,16	0,71
55	751339,65	3145144,42	285,92	0,78
60	955425,30	3512003,44	319,27	0,87

A partir del análisis individual de caudales máximos anuales se obtiene una gráfica en la cual se tiene la relación que existe entre el periodo de retorno y los caudales estimados. Se hizo un análisis para determinar el mejor ajuste y se determinó una curva logarítmica para el periodo entre 1 y 300 años. El coeficiente de determinación obtenido es de 0,9836, por lo que se acepta como una buena aproximación. En la figura siguiente se muestra la curva de mejor ajuste, así como la ecuación correspondiente y su coeficiente de determinación.

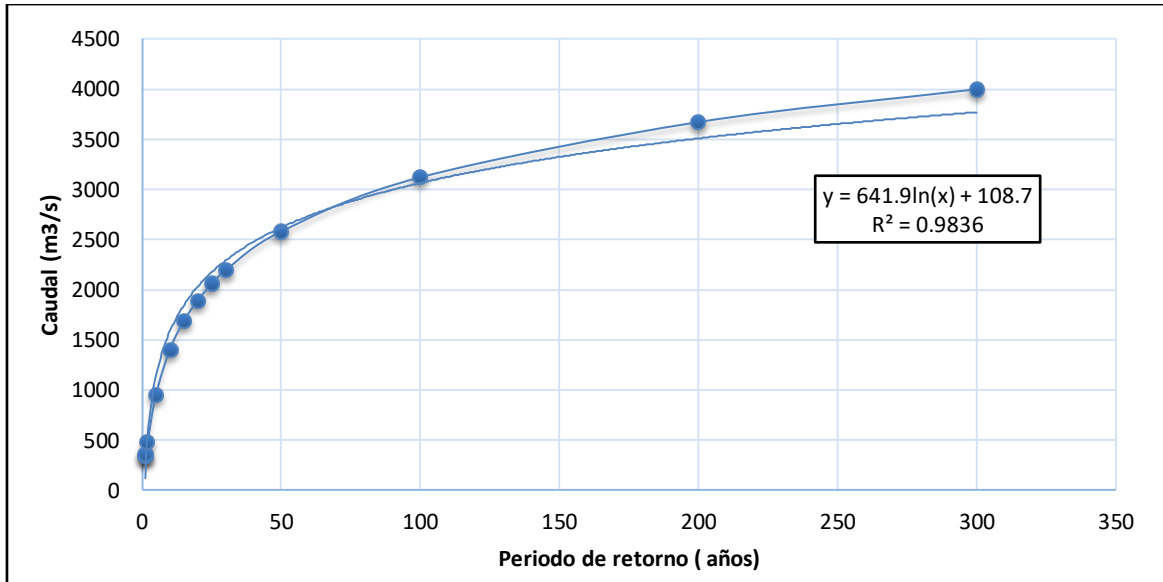


Figura 43. Ajustes a la curva de análisis individual de máximos anuales, para periodos de 1 a 300 años.

El siguiente cuadro muestra una comparación de los caudales que se obtienen a partir del análisis individual de máximos anuales contra los calculados a partir de los ajustes de tendencias. Se puede observar que los errores relativos son relativamente bajos en el rango de periodos de retorno de 10 a 25 años; varía entre 12,93% y 5,63%.

Cuadro 16. Comparación de caudales calculados junto con su respectivo error relativo

Periodo de retorno (años)	Caudal (m³/s)	Caudal calculado (m³/s)	Error Calculado (%)
1,01	342	115,09	66,35
1,05	343	140,02	59,18
1,25	357	251,94	29,43
2	486	553,63	13,92
5	957	1141,80	19,31
10	1405	1586,73	12,93
15	1688	1847,00	9,42
20	1895	2031,66	7,21
25	2059	2174,90	5,63
30	2194	2291,93	4,46
50	2581	2619,83	1,50
100	3121	3064,76	1,80
200	3672	3509,69	4,42
300	3999	3769,96	5,73

Ahora, para cada nivel de riesgo se determina el periodo de retorno de la tormenta que podría ocurrir al menos una vez en un tiempo igual a la vida útil de la ataguía mediante la ecuación 2.2, esto para cada iteración. En el siguiente cuadro se muestran los caudales obtenidos para cada iteración.

Cuadro 17. Caudales obtenidos para cada nivel de ataguía, según el riesgo asumido

Riesgo	1%		5%		10%		15%	
	Periodo retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Periodo retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Periodo retorno (años)	Caudal (m ³ /s)	Periodo retorno (años)	Caudal (m ³ /s)
Altura ataguía (m)								
15	20	2041,38	4	1059,92	2	679,36	2	483,08
20	28	2236,78	6	1238,33	3	837,09	2	620,90
25	35	2393,89	7	1385,06	4	970,95	3	742,04
30	43	2524,69	9	1508,96	5	1086,19	3	848,59
35	51	2635,83	10	1615,25	5	1186,33	4	942,52
40	59	2727,47	12	1703,47	6	1270,21	4	1021,96
45	68	2816,49	14	1789,61	7	1352,67	5	1100,65
50	71	2846,25	14	1818,50	7	1380,43	5	1127,25
55	78	2908,91	16	1879,43	8	1439,16	5	1183,71
60	88	2979,30	18	1948,08	9	1505,56	6	1247,80

Tal y como se menciona en las consideraciones de diseño, se trabajará con caudales asociados a periodos de retorno entre 10 y 25 años, el cual corresponde al rango usual de considerado en obras de desvío, las cuales son temporales y por lo general no duran más de 10 años en su construcción. Como se observa en el Cuadro 17, con un riesgo del 1% únicamente para una ataguía con altura de 15 m se obtiene un periodo de retorno dentro del rango establecido; con valores que van desde los 20 años hasta los 88 años para alturas de ataguía de 15 m y 60 m, respectivamente. Esto se traduciría en caudales de diseño entre 2041,38 m³/s y 2979,30 m³/s. Como los periodos de retorno obtenidos para este nivel de riesgo se salen del rango considerado no será tomando en cuenta en el diseño.

Para un riesgo del 5%, a partir de una altura de ataguía de 35 m se obtienen periodos de retorno dentro del rango establecido. Para alturas de entre los 15 m y los 30 m se obtienen

periodos de retorno entre los 4 y 9 años; para alturas entre los 35 m y 60 m los periodos de retorno son de 10 a 18 años, respectivamente. Esto se traduce en posibles caudales de diseño entre los rangos de 1615,25 m³/s y 1948,08 m³/s.

Si se asumen riesgos de 10% y 15%, los periodos de retorno obtenidos no entran dentro del rango establecido, entre los 10 y 25 años. Los periodos de retorno calculados son menores de los 9 años para el caso de un riesgo del 10% y menores a 6 años al asumir un riesgo del 15%.

En la Figura 44, se puede observar gráficamente la diferencia entre los caudales de diseño para los distintos niveles de riesgo analizados. Se observa que si se desea reducir el riesgo hasta un 1%, la capacidad de las obras de desvío deberá ser considerablemente mayor.

Para el diseño se asumirá un riesgo del 5% debido a que los periodos de retorno que implica se encuentran dentro del rango establecido. Además, los costos son moderados en comparación a los generados si se asume un 1% de riesgo.

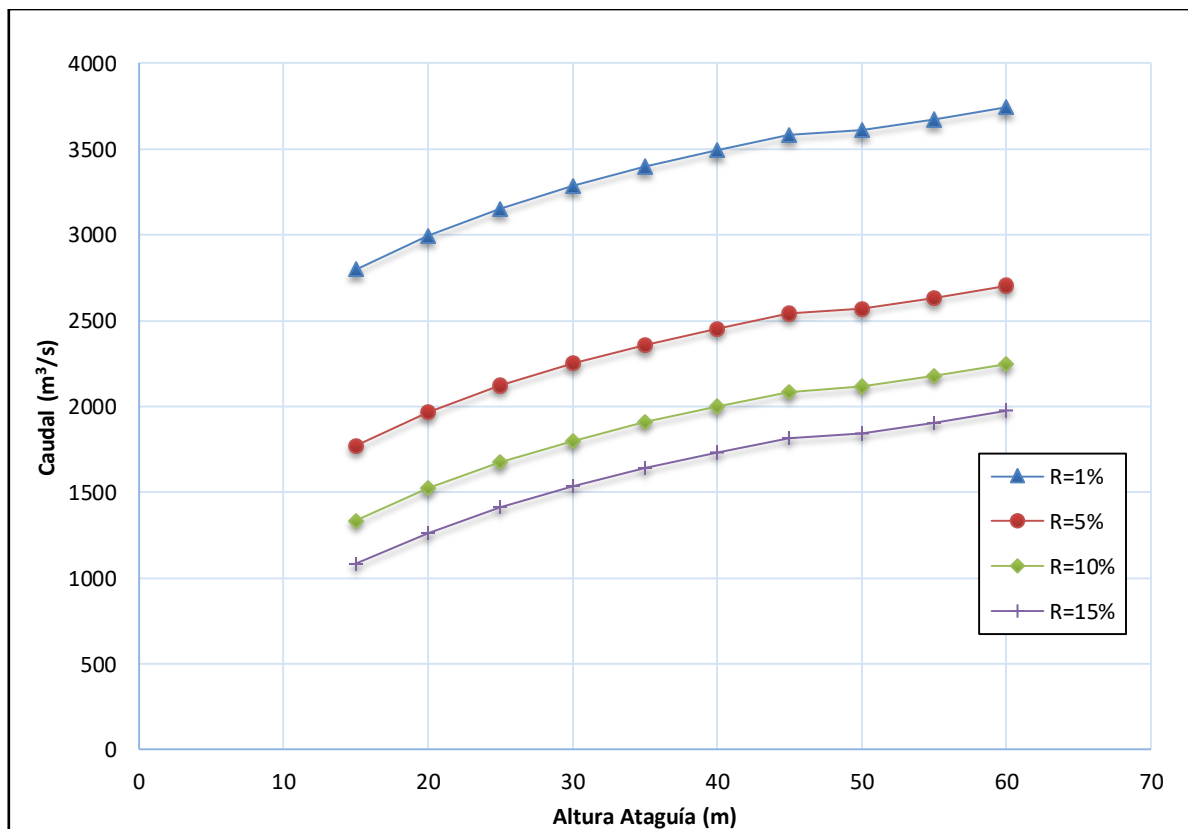


Figura 44. Comparación de caudales según el nivel de riesgo asociado

5.2.4 Análisis hidroeconómico

Para realizar una adecuada selección del caudal del diseño se deben considerar los costos involucrados. En este caso se realiza un análisis hidroeconómico de manera que se analicen tanto los costos de capital o de inversión, así como los posibles costos por daños.

La determinación de los costos requiere conocer el número de túneles a emplear, así como los diámetros que tendrán. Debido a esto se realiza una primera aproximación considerando que la entrada es sumergida y mediante la teoría de descarga de un orificio se determinan los diámetros. En teoría, conforme aumenta la altura de la ataguía, el diámetro del túnel podrá ser menor debido a que el embalse tendrá más capacidad, y así el flujo que deberá pasar por el túnel podrá ser menor. Sucede análogamente lo contrario si se disminuye la altura de ataguía. Posteriormente, se realiza un análisis más profundo para dimensionar los túneles analizando las condiciones hidráulicas presentes.

Los diámetros de los túneles son calculados con respecto a los caudales mostrados en el Cuadro 17. El coeficiente utilizado es de 0,70, este depende de las condiciones de la entrada del túnel. La altura de carga de agua será la misma altura libre de ataguía, como aproximación inicial. A partir de estos valores, es posible determinar los costos asociados para cada iteración. Para el cálculo de la velocidad se asume que los conductos están trabajando a tubo lleno y se utiliza la fórmula de caudal entre área.

Los costos por daños son considerados como la suma de los costos constructivos de la ataguía, de la presa y túneles de concreto, además de considerar el costo por energía sustitutiva que deba invertir el país en la producción energía térmica. Para obtener el costo anual daños se utiliza la *Ec. 2.18*, la cual toma en cuenta la probabilidad de que ocurra un evento dado.

A continuación se presentarán los resultados obtenidos de los análisis hidroeconómicos realizados para un nivel de riesgo del 5% de los tres escenarios estudiados; un túnel, dos túneles y tres túneles. En los anexos se encuentran los cuadros con los resultados para los restantes niveles de riesgos analizados.

En el Cuadro 18 se muestran los resultados obtenidos para el caso de emplear un solo túnel. Por aspectos económicos, se selecciona el túnel con la menor longitud, en este caso se trata del túnel 2 con una longitud de 544,94 m. Los diámetros requeridos, para este nivel de riesgo,

van desde los 9,95 m hasta los 10,59 m. Los cuales se encuentran debajo del máximo teórico permitido de 15 m.

Cuadro 18. Análisis hidroeconómico en caso de emplear el túnel 2. Nivel de riesgo de 5%

Altura de ataguía (m)	Diámetro (m)	Área túnel (m ²)	Velocidad (m/s)	Costo de inversión (USD/año)	Costo por daños (USD/año)	Costo total (USD/año)
15	10,59	93,04	11,39	\$4.300.671	\$30.162.967	\$34.463.638
20	10,58	92,85	13,34	\$4.762.876	\$24.893.477	\$29.656.353
25	10,54	92,15	15,03	\$5.406.288	\$20.369.431	\$25.775.720
30	10,48	91,16	16,55	\$6.238.793	\$16.389.400	\$22.628.193
35	10,42	90,01	17,95	\$7.300.768	\$12.835.434	\$20.136.202
40	10,33	88,54	19,24	\$8.659.208	\$9.758.208	\$18.417.417
45	10,27	87,51	20,45	\$10.378.423	\$6.614.595	\$16.993.018
50	10,08	84,22	21,59	\$12.465.075	\$5.500.952	\$17.966.027
55	10,00	82,87	22,68	\$15.094.581	\$2.990.400	\$18.084.981
60	9,95	82,14	23,72	\$18.240.966	\$0	\$18.240.966

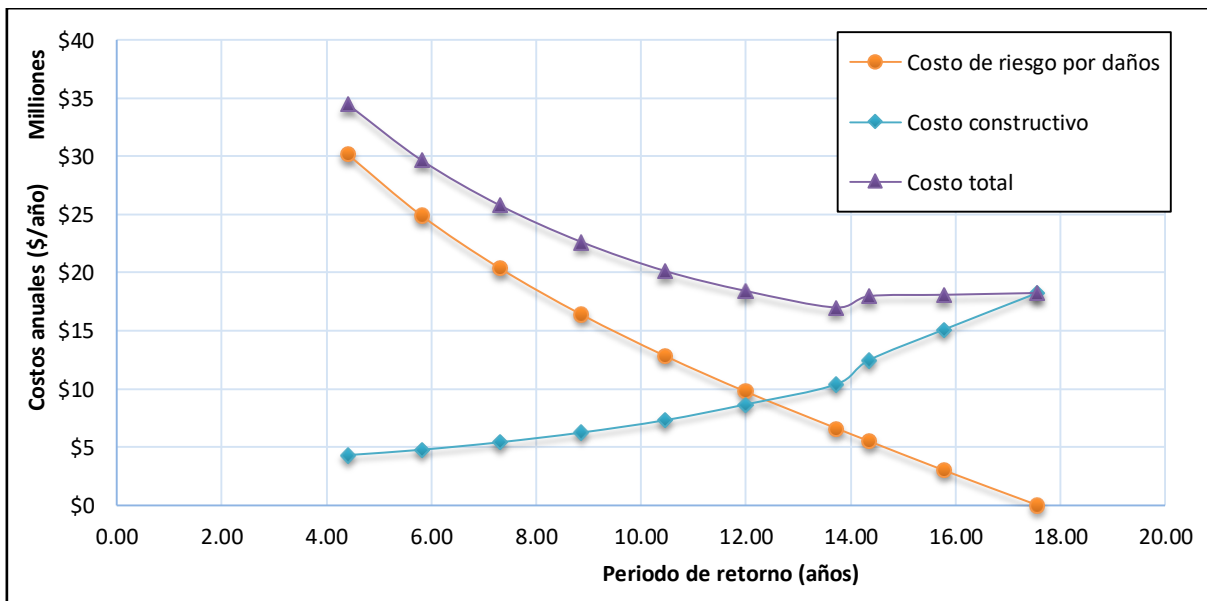


Figura 45. Análisis hidroeconómico en caso de emplear el túnel 2. Nivel de riesgo de 5%

En la Figura 45 se muestran las gráficas de los costos mostrados en el Cuadro 18. Se observa como los costos constructivos aumentan conforme el periodo de retorno de la tormenta asociada es mayor. Por otro lado, los costos por los daños son altos si se seleccionan periodos de retorno bajos, sin embargo, estos disminuyen para periodos de retorno mayores. De la gráfica de costos totales, se observa que existen una combinación óptima que implica los costos menores, en este caso corresponde a un periodo de retorno de 13,72 años y un costo total de \$16 993 018.

Al analizar las velocidades obtenidas, se observa que solamente para el primer caso, la velocidad calculada a tubería llena es menor que la velocidad máxima establecida anteriormente. Esto para un diámetro de túnel de 10,59m.

El empleo de un túnel para desviar el río implica que el diámetro que este deberá tener será mucho más grande al que resultaría de usar dos o tres túneles. Esto implica mayor refuerzo para la estabilidad de la obra, más si las condiciones geotécnicas son pobres. Mayores diámetros, a su vez, requieren de compuertas de cierre más grande lo que aumenta la dificultad de transporte y aumenta los costos. En general, entre más grandes sean los diámetros, mayores serán las dificultades constructivas que se puedan generar.

Cuadro 19. Análisis hidroeconómico en caso de emplear los túneles 2 y 3.

Nivel de riesgo de 5%

Altura de ataguía (m)	Diámetro (m)	Área túnel (m ²)	Velocidad (m/s)	Costo de inversión (USD/año)	Costo por daños (USD/año)	Costo total (USD/año)
15	7,49	46,52	11,39	\$5.726.404	\$30.402.161	\$36.128.565
20	7,48	46,43	13,34	\$6.186.777	\$25.054.115	\$31.240.892
25	7,45	46,07	15,03	\$6.823.105	\$20.480.128	\$27.303.233
30	7,41	45,58	16,55	\$7.645.664	\$16.466.165	\$24.111.829
35	7,37	45,00	17,95	\$8.695.935	\$12.888.065	\$21.584.000
40	7,31	44,27	19,24	\$10.039.455	\$9.793.794	\$19.833.249
45	7,26	43,76	20,45	\$11.748.067	\$6.635.785	\$18.383.852
50	7,13	42,11	21,59	\$13.800.418	\$5.517.804	\$19.318.222
55	7,07	41,44	22,68	\$16.415.735	\$2.998.869	\$19.414.603
60	7,04	41,07	23,72	\$19.554.412	\$0	\$19.554.412

Para llevar a cabo el análisis al emplear dos o tres túneles, se considera que el caudal que pasa por cada ducto es el resultado de obtener el caudal total entre el número de túneles a emplear, tal y como se menciona en las consideraciones de diseño. Debido a esta razón y por el método utilizado para calcular las velocidades, es que para cada altura de ataguía, la velocidad en los túneles será la misma sin importar si se trata de uno, dos o tres.

En el Cuadro 19 se muestran los resultados del análisis hidroeconómico al emplear dos túneles como medios de conducción, para un riesgo del 5%. En este caso se presentan los resultados para los túneles 2 y 3, debido a que se trata de la combinación con los túneles con longitudes más cortas por lo que implican costos menores.

El rango de diámetros obtenidos se encuentra entre los 7,04 m y los 7,49 m. Nuevamente, todos los diámetros obtenidos son menores que el máximo teórico permitido de 15m. Además, como era de esperarse los costos totales son mayores al compararse con los obtenidos al usar un solo ducto. Con respecto a las velocidades, solamente una iteración cumple con el máximo permitido, cuando se analiza a tubo lleno.

Al observar la Figura 46, esta presenta la misma forma que la vista anteriormente para un solo túnel. En este caso la opción óptima corresponde a un periodo de retorno de 13,72 años y los costos totales son \$18 383 852.

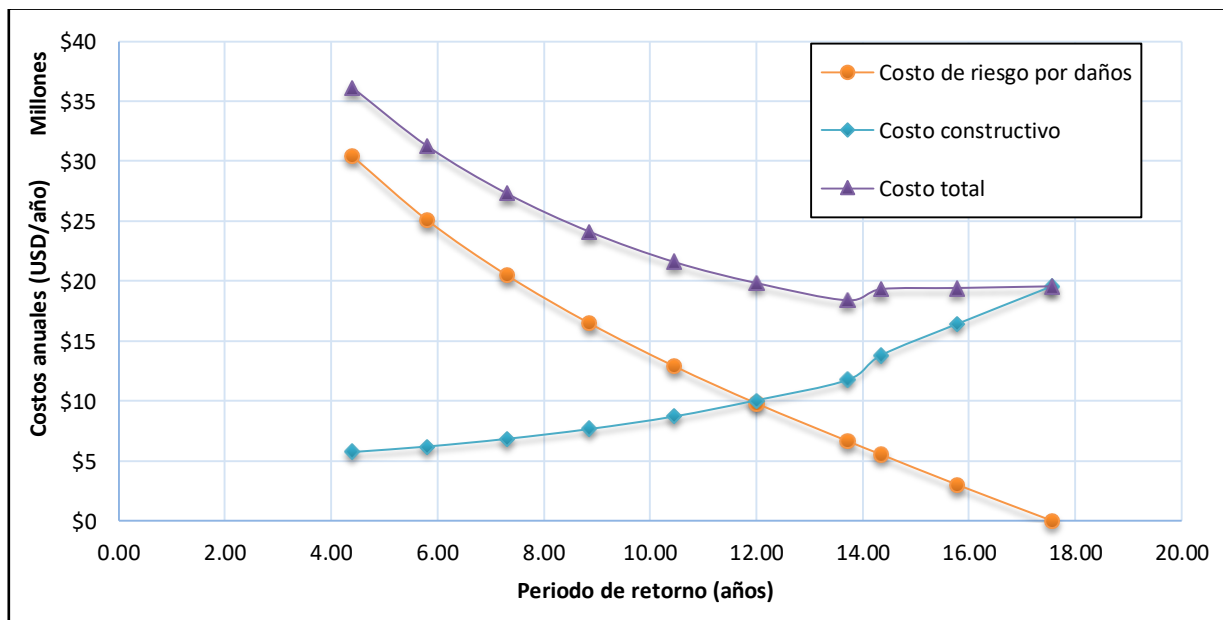


Figura 46. Análisis hidroeconómico en caso de emplear los túneles 2 y 3. Nivel de riesgo de 5%

Para el análisis de tres túneles, se toman los caudales obtenidos en el Cuadro 17 y se dividen entre tres. Los resultados obtenidos de diámetros, velocidad y costos se presentan en el Cuadro 20 y en la Figura 47 se observa cómo se comportan los distintos costos para cada iteración realizada, para un nivel de riesgo asumido del 5%.

Cuadro 20. Análisis hidroeconómico en caso de emplear los túneles 1, 2 y 3.

Nivel de riesgo de 5%

Altura de ataguía (m)	Diámetro (m)	Área túnel (m ²)	Velocidad (m/s)	Costo de inversión (USD/año)	Costo por daños (USD/año)	Costo total (USD/año)
15	6,12	31,01	11,39	\$7.447.573	\$30.690.790	\$38.138.363
20	6,11	30,95	13,34	\$7.905.667	\$25.247.912	\$33.153.579
25	6,09	30,72	15,03	\$8.533.185	\$20.613.641	\$29.146.826
30	6,05	30,39	16,55	\$9.343.372	\$16.558.728	\$25.902.101
35	6,01	30,00	17,95	\$10.379.085	\$12.951.510	\$23.330.595
40	5,97	29,51	19,24	\$11.704.047	\$9.836.678	\$21.540.725
45	5,93	29,17	20,45	\$13.399.471	\$6.661.309	\$20.060.780
50	5,82	28,07	21,59	\$15.409.158	\$5.538.099	\$20.947.257
55	5,77	27,62	22,68	\$18.006.826	\$3.009.066	\$21.015.892
60	5,75	27,38	23,72	\$21.135.918	\$0	\$21.135.918

En este caso, se obtienen diámetros desde los 5,75 m hasta los 6,12 m, los cuales son mucho menores que el máximo establecido de 15 m. De igual manera, los costos son mayores a las dos opciones analizadas anteriormente.

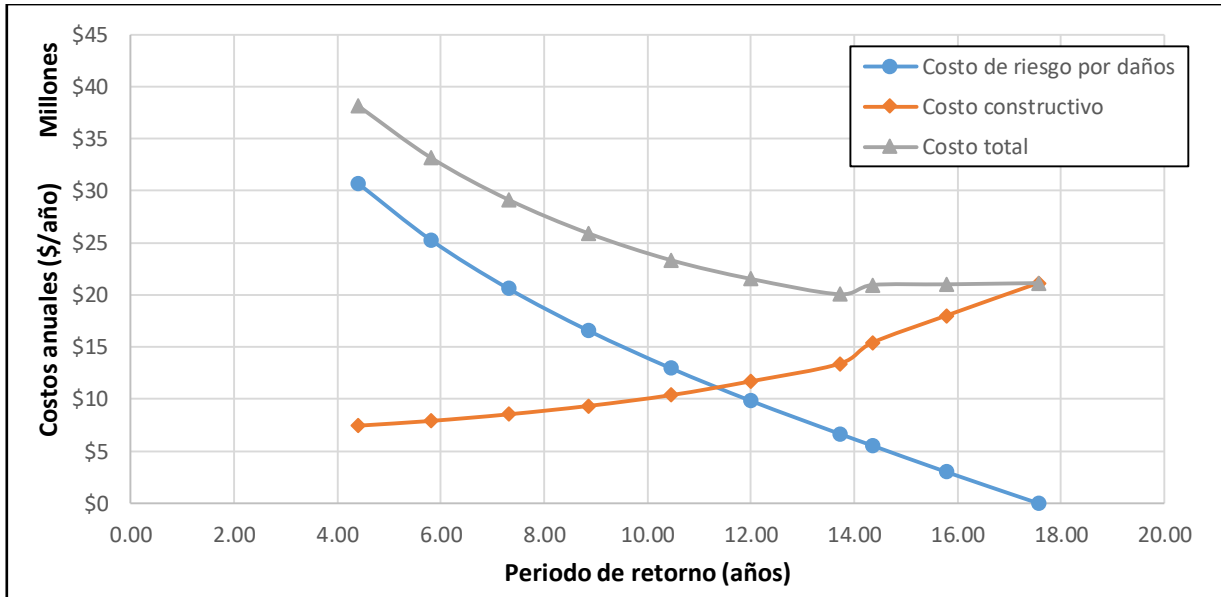


Figura 47. Análisis hidroeconómico en caso de emplear los túneles 1, 2 y 3.

Nivel de riesgo de 5%

Como se mencionó anteriormente, el uso de un solo túnel como sistema de conducción implica la necesidad de túneles con mayor diámetro para lograr las condiciones de flujo adecuadas. Esto implica una disminución en la cobertura del túnel, la cual se encuentra cerca del valor mínimo establecido en el caso del túnel 2. Esto provocaría un aumento en los costos del túnel para lograr un adecuado funcionamiento.

Además, el uso de un túnel de un diámetro más grande, puede llegar a ser más caro incluso que el uso de dos túneles con diámetros de menor tamaño, como es en el caso de utilizar un túnel de 14 m de diámetro.

Al observar el análisis hidroeconómico de emplear dos túneles, se observa que los costos no son mucho mayores a los de utilizar un solo túnel, los periodos de retorno se encuentran dentro de los rangos establecidos y aunque las velocidades son altas, se podría aumentar el diámetro sin comprometer la cobertura ni los costos. Es importante recordar, que los diámetros determinados para este punto en el análisis son una primera aproximación, ya que no se han considerado las condiciones hidráulicas como las velocidades y niveles de agua máximos.

En el caso de utilizar tres túneles, los costos se elevan considerablemente a pesar de necesitar diámetros menores. En la siguiente figura se muestran las gráficas de los costos totales de las obras de desvío para un riesgo del 5% donde se puede apreciar las diferencia entre utilizar ya

sea el túnel 2 ó 3, dos túneles (túnel 2 y túnel 3, por ser la opción más económica) y tres túneles.

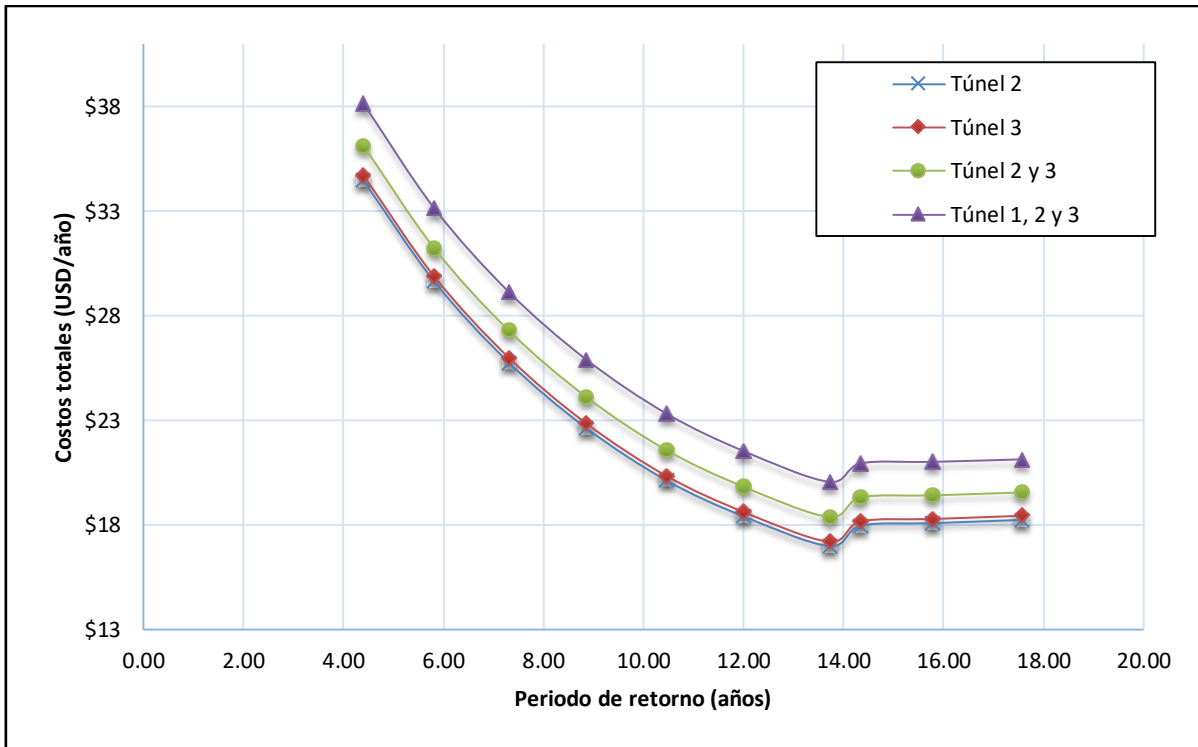


Figura 48. Costos totales de obras de desvío para uno, dos o tres túneles

El periodo de retorno a determinar deberá estar entre el rango de 10 y 25 años, según se ha indicado anteriormente. Se hace referencia a los resultados del análisis hidroeconómico de utilizar el túnel 2 y 3. Como se observa en la Figura 46, la solución óptima equivale a un periodo de retorno de 13,72 años, debido a esto se determina un periodo de 14 años para realizar el análisis de sensibilidad y evaluar las condiciones hidráulicas. Un periodo de retorno de 14 años corresponde a una ataguía de 45 m y un caudal de diseño de 1790 m³/s. Esta altura de ataguía corresponde a la efectiva, sin considerar el nivel de desplante.

5.2.5 Análisis hidráulico

Con el fin de establecer las dimensiones finales de las obras de desvío, es importante evaluar las condiciones hidráulicas que pueden ocurrir en distintas condiciones de operación. Es por esta razón que se realiza un análisis de sensibilidad al variar el diámetro de los túneles, manteniendo los factores fijos. A partir de este análisis será posible determinar cuál será la combinación adecuada desde el punto de vista hidráulico.

El análisis de sensibilidad consiste en variar el diámetro de los conductos cada 0,50 m y así determinar cómo varía la velocidad del flujo y el tirante dentro del conducto. Se estudiará cómo se comporta cada túnel por separado, todas las combinaciones al usar dos túneles y el uso de los tres túneles como sistema de conducción. El caudal será de 1790 m³/s, que corresponde a un periodo de retorno de 14 años para un riesgo de 5% y un nivel de ataguía de 45 m.

Para realizar el cálculo de los niveles de agua y velocidad se hizo uso de la ecuación de Manning (Ec. 2.29) y de la curva característica de la Figura 15. Para los casos que hay más de un conducto se dividió el caudal entre dos o tres, según sea el caso, de manera que se supone que el caudal se distribuye de manera uniforme entre los túneles. El coeficiente de rugosidad de Manning utilizado fue de 0,017, el cual es el valor intermedio entre el correspondiente al concreto conformado con formaleta y concreto lanzado. Las características de los túneles utilizadas corresponden con lo mostrado en el Cuadro 14.

En esta sección solo se mostraran los resultados más económicos de los tres escenarios planteados. Estos son el túnel 2, el túnel 2 y 3 y el uso de los tres túneles. El resto de resultados se puede encontrar en los anexos.

En el Cuadro 21 se muestra el resumen de resultados al emplear el túnel como único conducto para la conducción del desvío del río Savegre. El túnel dejará de trabajar a presión para diámetros mayores a los 13 m, sin embargo, las velocidades calculadas son mayores al máximo establecido de 13 m/s. Con respecto al tema de velocidad, se puede decir que el túnel 2 será conducto que experimentará mayores magnitudes, debido a tener una mayor pendiente de fondo.

Cuadro 21. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 2. Un túnel

D (m)	$AR_H^{2/3_0}$	Q_0 (m ³ /s)	Q/Q ₀	y (m)	% Ahogamiento	V (m/s)
10,00	154,33	912,34	1,96	-	-	-
10,50	175,77	1039,12	1,72	-	-	-
11,00	198,99	1176,36	1,52	-	-	-
11,50	224,03	1324,40	1,35	-	-	-
12,00	250,96	1483,58	1,21	-	-	-
12,50	279,82	1654,19	1,08	-	-	-
13,00	310,67	1836,57	0,97	11,31	87%	13,63
13,50	343,56	2031,03	0,88	10,8	80%	13,71
14,00	378,55	2237,85	0,80	10,36	74%	13,49

Para el escenario de utilizar dos túneles como sistema de desvío, el análisis se realiza considerando una distribución de caudales uniforme para cada túnel. Debido a esto los cálculos se realizan para un caudal de 895 m³/s, el cual es la mitad de la magnitud del evento de diseño.

Se presentan los resultados de emplear los túneles 2 y 3. Se analiza esta combinación debido a que corresponden a los túneles con menor longitud, lo que implica menores costos. Además, se recomienda ubicar los túneles en la margen derecha para no interferir con las obras de excedencias.

Cuadro 22. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 2. Dos túneles

D (m)	$AR_H^{2/3_0}$	Q_0 (m ³ /s)	Q/Q ₀	y (m)	% Ahogamiento	V (m/s)
9,50	134,60	795,70	1,12	-	-	-
10,00	154,33	912,34	0,98	8,8	88%	11,44
10,50	175,77	1039,12	0,86	8,19	78%	11,36
11,00	198,99	1176,36	0,76	7,92	72%	11,25
11,50	224,03	1324,40	0,68	7,705	67%	11,23
12,00	250,96	1483,58	0,60	7,44	62%	11,18
12,50	279,82	1654,19	0,54	7,125	57%	11,11
13,00	310,67	1836,57	0,49	7,02	54%	11,01
13,50	343,56	2031,03	0,44	6,885	51%	11,02
14,00	378,55	2237,85	0,40	6,72	48%	11,01

En el Cuadro 22 se resumen los resultados del túnel 2 al utilizar dos túneles en simultáneo. En este caso el túnel empezaría a trabajar bajo presión para diámetros menores a los 10 m. Las velocidades calculadas se encuentran entre 11,01 m/s y 11,44 m/s, las cuales son menores a la máxima permitida. El flujo de diseño generaría tirantes desde los 6,72 m hasta los 8,8 m para diámetros de 14 m y 10 m, respectivamente. Esto corresponde a porcentajes de ahogamiento entre 88% y 48%.

Como se muestra en el Cuadro 23, el túnel 3 trabajará a presión para diámetros menores a los 10,50 m. Las velocidades calculadas son menores a las que se presentan en el túnel 2, esto debido a una menor pendiente de fondo. La velocidad máxima es de 10,58 y se genera en caso de usar diámetros de 10,50 m o menores, sin embargo son mucho menores a la máxima establecida. Los tirantes calculados corresponden a porcentajes de ahogamiento entre un 51% y un 87%. Por ende, se determina que la combinación de los túneles 2 y 3 como sistema de conducción, cumple con los requisitos hidráulicos establecidos.

Cuadro 23. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 3. Dos túneles

D (m)	$AR_H^{2/3_0}$	Q_0 (m ³ /s)	Q/Q ₀	y (m)	% Ahogamiento	V (m/s)
9,50	134,60	712,58	1,26	-	-	-
10,00	154,33	817,04	1,10	-	-	-
10,50	175,77	930,56	0,96	9,135	87%	10,58
11,00	198,99	1053,47	0,85	8,58	78%	10,50
11,50	224,03	1186,05	0,75	8,17	71%	10,38
12,00	250,96	1328,59	0,67	8,04	67%	10,35
12,50	279,82	1481,38	0,60	7,75	62%	10,29
13,00	310,67	1644,71	0,54	7,41	57%	10,21
13,50	343,56	1818,85	0,49	7,29	54%	10,11
14,00	378,55	2004,07	0,45	7,14	51%	10,23

Cuadro 24. Análisis de sensibilidad al emplear los tres túneles

D (m)	TÚNEL 1		TÚNEL 2		TÚNEL 3	
	% Ahogamiento	V (m/s)	% Ahogamiento	V (m/s)	% Ahogamiento	V (m/s)
9,50	77%	10,29	71%	10,21	87%	9,55
10,00	70%	10,22	65%	10,12	77%	9,52
10,50	64%	10,12	60%	9,43	70%	9,36
11,00	59%	9,98	55%	9,96	64%	9,26
11,50	55%	10,04	51%	10,02	60%	8,71
12,00	51%	10,09	48%	9,94	55%	9,19
12,50	48%	9,99	44%	9,83	51%	9,23
13,00	44%	9,87	41%	9,83	48%	9,15
13,50	42%	9,86	39%	9,81	44%	9,04
14,00	40%	9,97	37%	9,77	42%	9,03

En el Cuadro 24 se muestra los porcentajes de ahogamiento y las velocidades en el caso de utilizar los tres túneles en simultáneo para desviar el río. Para los diámetros analizados, entre 9,50 m y 14 m, los túneles trabajan en condición de superficie libre. Con porcentajes de ahogamiento máximos de 77%, 71% y 87% para los túneles 1, 2 y 3, respectivamente, ocurren para un diámetro de 9,50 m.

Al observar los resultados anteriores se observa que hidráulicamente se podría emplear el uso de dos o tres túneles como sistema de desvío, debido a que la velocidades que se estiman son menores a los 13 m/s establecidos en las condiciones de diseño. Sin embargo, al complementar los resultados del análisis de sensibilidad con los del análisis hidroeconómico se puede determinar la opción de los dos túneles, específicamente los túneles 2 y 3, como la opción a emplear en el diseño definitivo de las obras de desvío del PH Savegre. Esto debido a que corresponde a la opción con menores costos y con capacidad hidráulica adecuada.

Una vez determinada la decisión del número de túneles, se deben dimensionar de tal manera que la combinación de los dos túneles tenga una capacidad para conducir un caudal de al menos 1790 m³/s, sin que el nivel del agua en el embalse generado por la ataguía sobrepase los 45 m de altura efectiva. Por esto se seleccionan los diámetros de menor dimensión que tengan la capacidad necesaria para conducir el caudal requerido y que trabajen en condición

de flujo libre. Las características de los túneles seleccionados se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 25. Dimensiones finales de los túneles y resultados para $Q_D=1790 \text{ m}^3/\text{s}$

	TÚNEL 2	TÚNEL 3
Diámetro (m)	10,50	10,50
Tirante (m)	8,19	9,135
% de Ahogamiento	78%	87%
Velocidad (m/s)	11,36	10,58

Si bien es cierto, los porcentajes de ahogamientos son mayores a lo recomendado para obras de conducción (70%), en este caso se consideran como aceptables, debido a que el caudal de diseño para las obras de desvío ocurre en eventos extraordinarios, lo que significa que esta condición será experimentada muy pocas veces a lo largo de la vida útil de los túneles. Además, según los registros de los eventos máximos, este caudal determinado se mantiene por periodos cortos de tiempo.

5.3 Comportamiento de los túneles

5.3.1 Curvas de desempeño

Al determinar los diámetros de los túneles se procede a realizar un análisis de capacidad mediante el cálculo de las curvas de desempeño, con el fin de evaluar el comportamiento de los túneles para distintos caudales, tal y como se explica en la sección 2.2.10.2.

Las curvas de desempeño son calculadas utilizando la metodología el FHWA. Para el caso de control a la entrada, se utiliza la Ecuación 2.29 y la Ecuación 2.30 para los escenarios no sumergido y sumergido, respectivamente. Cuando se trata de control a la salida se utiliza la Ecuación 2.33. Las constantes que se emplean en las ecuaciones de control a la entrada para el caso no sumergido se determinan al asumir la entrada de los túneles como circular de concreto con aristas suavemente biseladas ($K=0,519$; $M=0,64$; $c=0,0210$ y $Y=0,90$).

Los niveles de aguas abajo necesarios para la Ecuación 2.33 se determinaron mediante el uso del programa HEC-RAS (River Analysis System del Hydrologic Engineering Center del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos). Este modelo unidimensional se basa en el

análisis de flujo gradualmente variado mediante la ecuación de energía específica en una dirección. Para el caso de determinar los niveles para los caudales a analizar, el uso del modelo hidráulico unidimensional es suficiente y adecuado.

El modelo HEC-RAS requiere de la geometría de las secciones transversales, a partir de las cuales se obtienen los parámetros hidráulicos de las secciones para el cálculo de las condiciones de flujo analizadas. Para esto, se hizo uso nuevamente de la topografía del sitio y se establecieron secciones transversales en el tramo desde la salida de los túneles hasta el donde lo permite el levantamiento topográfico disponible, tal y como se observa en la siguiente figura. El tramo de análisis tiene una longitud de 492,55 m. La dirección de flujo va en dirección contrario al sentido de avance del alineamiento mostrado en la figura. El nivel del agua aguas abajo se determinó según los resultados obtenidos en la sección 0+ 450.

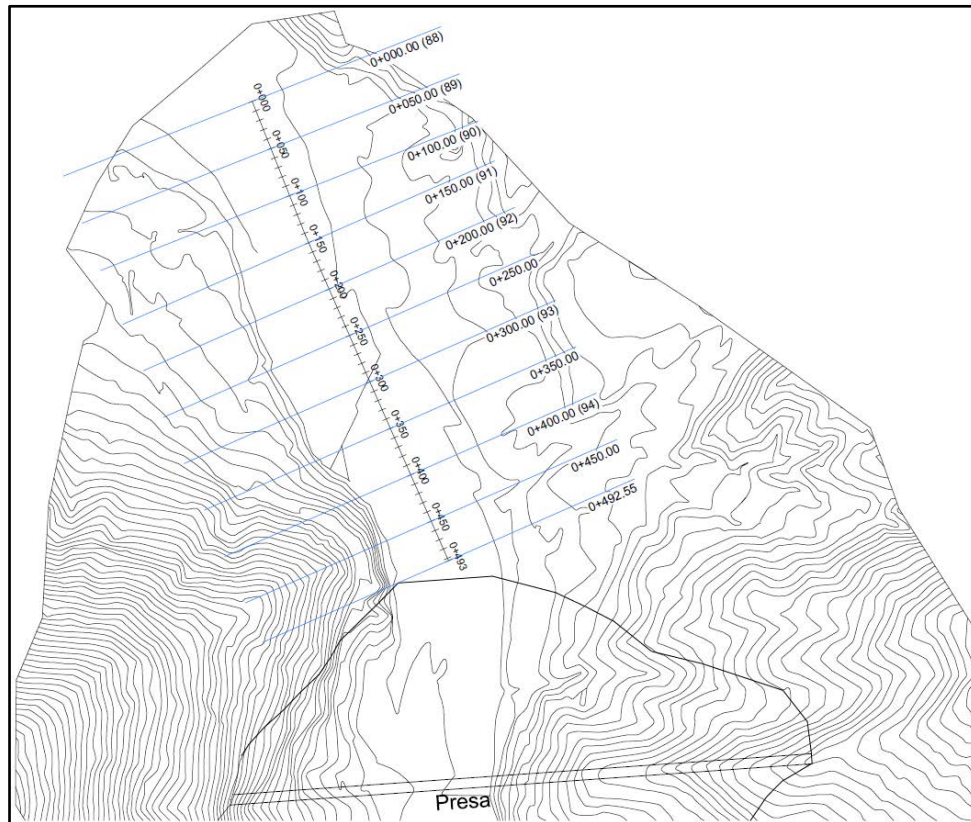


Figura 49. Vista en planta del eje y secciones transversales para la modelación en HEC-RAS de los diferentes caudales para el cálculo de las curvas de descarga

Como parte de los datos de entrada que requiere el modelo HEC-RAS, se requiere indicar las condiciones de frontera aguas arriba y aguas abajo del tramo. En este caso, se establece la

condición crítica aguas arriba, por tratarse de la condición de flujo con control a la salida. Para el caso de aguas abajo, no existen obstrucciones físicas que definan un control hidráulico por lo que se define una condición con flujo normal con una pendiente de 1,03%, la cual es la pendiente promedio del tramo analizado y se supone que continúa aguas abajo con un valor similar.

Con respecto al coeficiente de rugosidad de Manning, se basó en el determinado por el Ing. Carlos Corrales (2013), el cual determinó un valor de $n=0,05$. Para esto se basó en el uso de fotografías del sitio donde se comparaba vegetación, tipo de río, diámetro y forma de las rocas, contra ríos con coeficientes ya estudiados. A partir de esta modelación, fue posible determinar la curva de descarga que ocurre aguas abajo de la salida de los túneles, la cual se muestra en la siguiente figura y cuyos datos se resumen en el Cuadro 26.

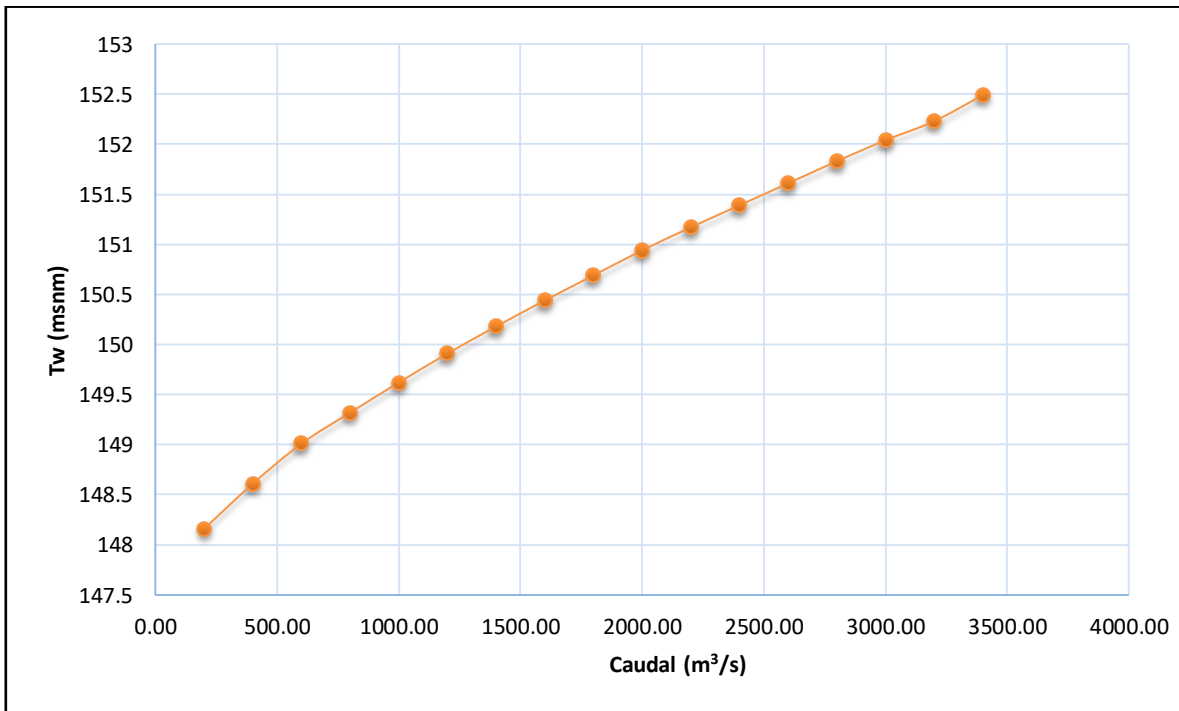


Figura 50. Curva de descarga aguas abajo del sitio de presa

Cuadro 26. Tirante del río a la salida de los túneles para distintos caudales

Caudal (m ³ /s)	Tw (msnm)	Y (m)
600,00	149,01	0,33
800,00	149,32	0,64
1000,00	149,62	0,94
1200,00	149,91	1,23
1400,00	150,18	1,5
1600,00	150,44	1,76
1800,00	150,69	2,01
2000,00	150,94	2,26
2200,00	151,17	2,49
2400,00	151,39	2,71
2600,00	151,61	2,93
2800,00	151,83	3,15
3000,00	152,04	3,36

En el Cuadro 27 presentan el resumen de resultados cuando el control se da a la entrada, tanto para las condiciones sumergida y no sumergida. Posteriormente, en el Cuadro 28 se presentan los resultados cuando el control se da a la salida del túnel.

Cuadro 27. Resumen de resultados para la determinación de la curva de desempeño de los túneles para el caso de control a la entrada

Condición	Túnel 2			Túnel 3		
	Caudal (m ³ /s)	HWi (m)	HWi (msnm)	Caudal (m ³ /s)	HWi (m)	HWi (msnm)
No sumergida	91,23	3.99	158.17	109,45	4,21	159,21
	182,47	6.22	160.40	200,69	6,21	161,21
	273,70	8.06	162.24	291,92	7,89	162,89
	364,94	9.69	163.87	383,16	9,40	164,40
	456,17	11.18	165.36	474,39	10,77	165,77
	-	-	-	565,62	12,05	167,05
Sumergida	638,64	13.48	167.66	656,858	12,96	167,96
	729,87	14.73	168.91	748,092	14,02	169,02
	821,11	16.15	170.33	839,326	15,21	170,21
	912,34	17.73	171.91	930,56	16,54	171,54
	1003,57	19.48	173.66	1021,794	18,01	173,01
	1094,81	21.40	175.58	1113,028	19,61	174,61
	1186,04	23.48	177.66	1204,262	21,36	176,36
	1277,28	25.74	179.92	1295,496	23,24	178,24
	1368,51	28.15	182.33	1386,73	25,25	180,25
	1459,74	30.74	184.92	1477,964	27,40	182,40
	1550,98	33.49	187.67	1569,198	29,70	184,70
	1642,21	36.40	190.58	1660,432	32,12	187,12
	1733,45	39.49	193.67	1751,666	34,69	189,69
	1824,68	42.74	196.92	1842,9	37,39	192,39
	1915,91	46.16	200.34	1934,134	40,23	195,23
2007,15	49.74	203.92	2025,368	43,21	198,21	
2098,38	53.49	207.67	2116,602	46,32	201,32	

Cuadro 28. Resumen de resultados para la determinación de la curva de desempeño de los túneles para el caso de control a la salida

Caudal (m ³ /s)	Tw (msnm)	Túnel 2		Túnel 3	
		HWi (m)	HWi (msnm)	HWi (m)	HWi (msnm)
1000,00	150,94	5.49	159.67	5,80	160,80
1100,00	151,17	8.71	162.89	9,08	164,08
1200,00	151,39	12.20	166.38	12,64	167,64
1300,00	151,61	15.98	170.16	16,49	171,49
1400,00	151,83	20.04	174.22	20,63	175,63
1500,00	152,04	24.38	178.56	25,05	180,05
1600,00	152,23	28.98	183.16	29,74	184,74
1700,00	152,49	33.94	188.12	34,80	189,80
1800,00	152,71	39.14	193.32	40,10	195,10

A partir de estos resultados, se pueden graficar las curvas de desempeño de los túneles 2 y 3, las cuales se muestran en la Figura 51 y en la Figura 52, respectivamente. Al analizar las dos curvas, se determina que el túnel 3 será el que presente la condición crítica, debido a que los valores de la carga de agua localizada aguas arriba de los conductos son mayores al ser comparados con el túnel 2.

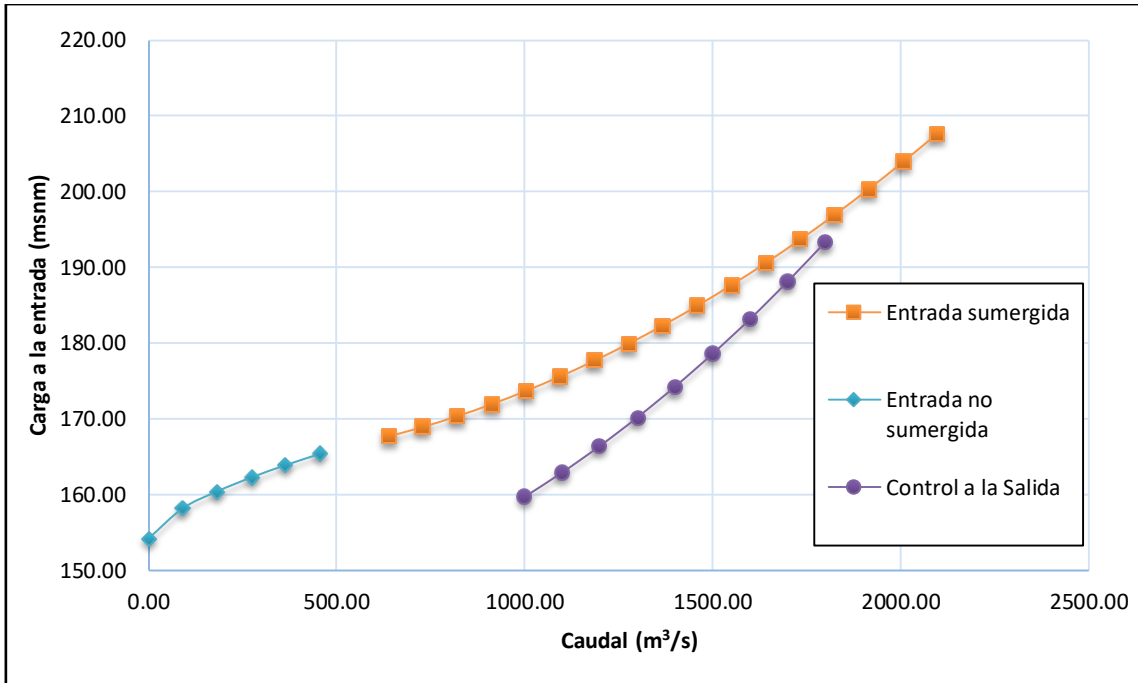


Figura 51. Curva de desempeño del túnel 2

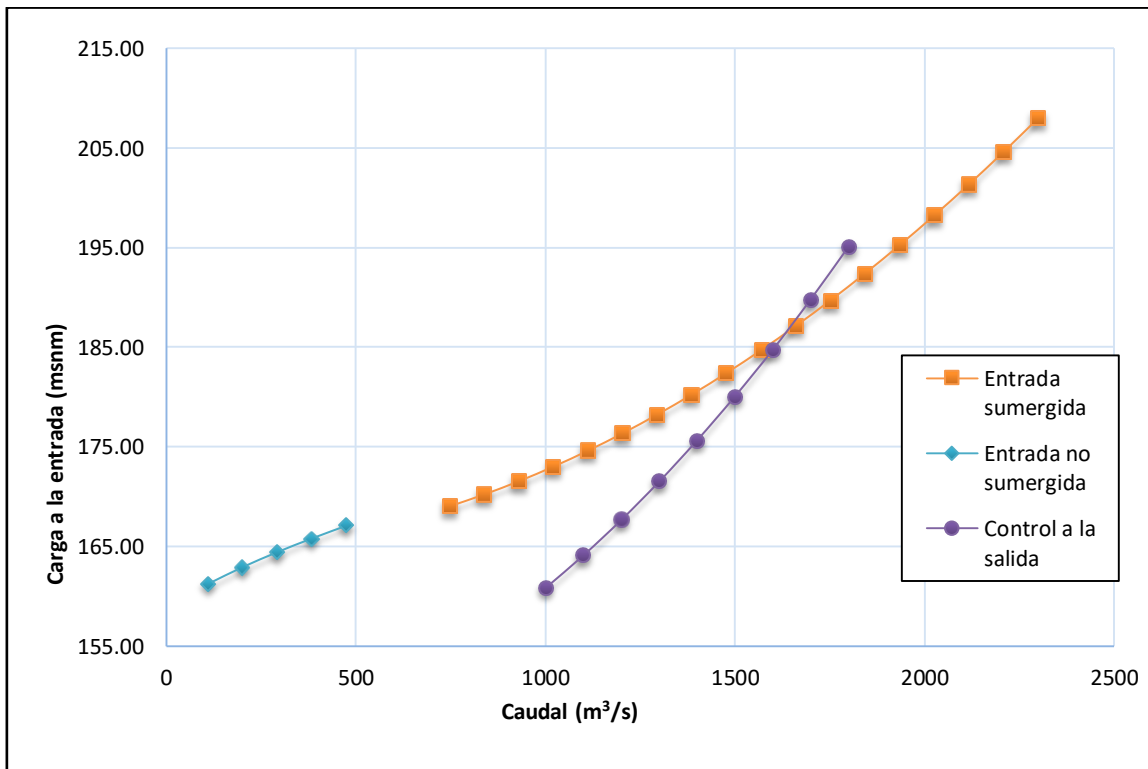


Figura 52. Curva de desempeño del túnel 3

Para el análisis del desempeño se considera que el caudal del flujo se distribuye uniformemente por los túneles de desvío. Por esta razón, las curvas de desempeño de cada túnel son analizadas para un caudal de 895 m³/s.

A partir de las curvas se puede identificar que los dos túneles trabajarán con la entrada ahogada y regirá el control a la entrada, debido a que las cargas de agua calculadas son mayores para cuando se da el control a la salida, esto cuando ocurra el caudal de diseño.

Adicionalmente, se puede observar que los niveles de la carga de agua a la entrada de los túneles obtenidos en las condiciones de diseño se encuentran entre los niveles 171,01 msnm y 171,15 msnm. Estos resultados hacen indicar que la altura de ataguía establecida previamente de 45 m, con un nivel de cresta en la cota 198 msnm, mediante el análisis hidroeconómico, esta sobre diseñada.

Debido a que no se cuenta con los valores de velocidades del viento en el sitio del embalse, no es posible realizar cálculos para aproximaciones más precisas del borde libre que debe tener la ataguía por lo que se estima un valor de 3 m.

En consecuencia, a partir de este análisis de desempeño de los túneles es posible ajustar la altura de ataguía a una elevación de 175 msnm, debido a que se demostró que los túneles tienen la capacidad para conducir el flujo sin generar una carga de agua tan elevada como se había previsto.

5.3.2 Análisis de sensibilidad al variar la pendiente de fondo y rugosidad

5.3.2.1 Análisis de sensibilidad al variar la pendiente de fondo

Para lograr obtener un mejor panorama de las condiciones presentes en conjunto con las obras diseñadas y con el objetivo de prever posibles modificaciones que se puedan generar conforme avance el proyecto, es adecuado realizar un análisis de sensibilidad de los túneles al variar alguno de sus factores.

Inicialmente se analiza el comportamiento de los túneles al variar su pendiente de fondo manteniendo un caudal de constante. Para esto se varía la pendiente desde un 0,7% hasta 1,5%, cada 0,1% y se obtiene el tirante en cada túnel y su velocidad respectiva. Los casos en

que la altura normal sea mayor al diámetro de los túneles no se analizaron debido a que las tuberías que trabajen a presión no son recomendadas por los altos costos que pueden generar.

Cuadro 29. Análisis de sensibilidad al variar la pendiente de fondo

Pendiente de fondo (m/m)	Túnel 2			Túnel 3		
	Altura normal (m)	Porcentaje de ahogamiento	Velocidad (m/s)	Altura normal (m)	Porcentaje de ahogamiento	Velocidad (m/s)
0,007	9.45	90%	10.26	9,87	94%	10,95
0,008	8.93	85%	10.76	9,14	87%	11,60
0,009	8.40	80%	11.19	8,61	82%	12,06
0,01	8.09	77%	11.68	8,30	79%	12,47
0,011	7.77	74%	12.01	7,98	76%	12,95
0,012	7.56	72%	12.41	7,77	74%	13,38
0,013	7.35	70%	12.65	7,46	71%	13,65
0,014	7.25	69%	13.13	7,35	70%	14,01
0,015	6.93	66%	13.31	7,25	69%	14,35

En el Cuadro 29 se muestran las condiciones de flujo resultantes al variar la pendiente de fondo de los túneles previamente diseñados. En el caso del túnel 2, se observa que si la pendiente de fondo es mayor a 0,011, la velocidad del flujo sería mayor a 12,01 m/s y estaría sobrepasando la máxima establecida. Con respecto al tirante, se obtiene un porcentaje de ahogamiento del 90% con una pendiente de 0.007.

Esto quiere decir que el túnel 2 podría aumentarse ligeramente su pendiente, por ejemplo a un 0,011 m/m y obtener un tirante del 74%, el cual es más adecuado en comparación con la condición de diseño. Sin embargo, la velocidad aumenta a 12,01 m/s, la cual sobrepasa el límite máximo. En la Figura 53 se observa gráficamente la variación de la altura normal en cada túnel al variar la pendiente de fondo.

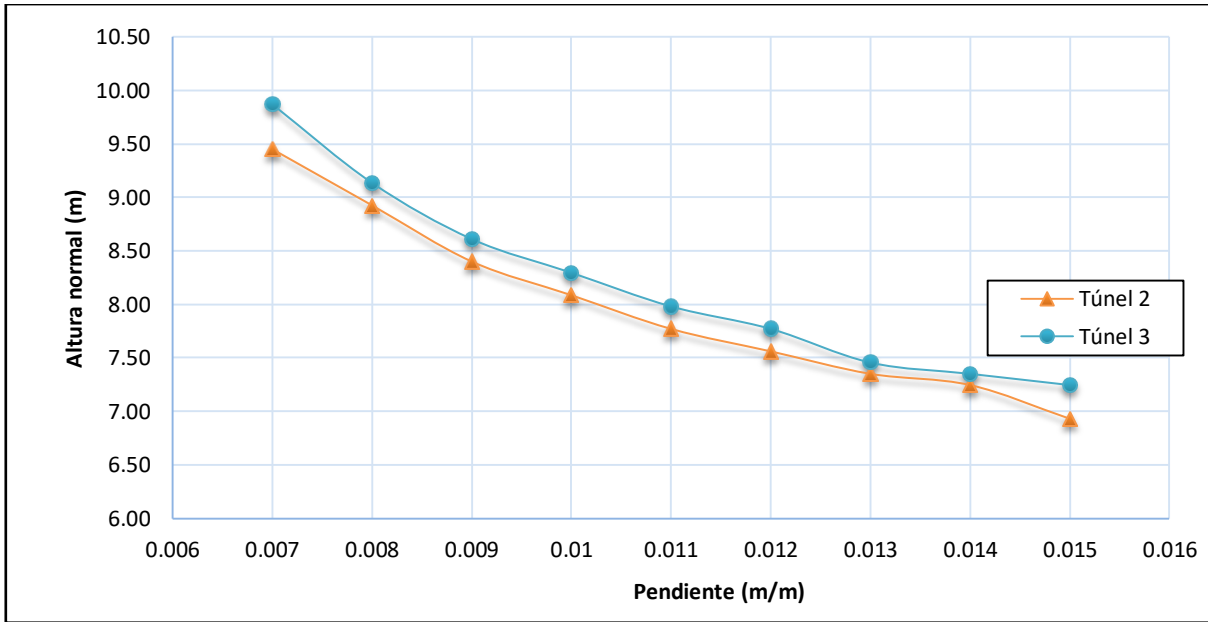


Figura 53. Cambio en la altura normal al variar la pendiente de fondo

En el caso del túnel 3, se obtiene que si la pendiente de fondo se disminuye a valores menores que 0,006, el conducto trabajara con un porcentaje de ahogamiento del 100%. Por otro lado, si se aumenta a valores mayores a 0,01, se obtendrán velocidades mayores a las establecidas y podrían causar afectaciones al momento que ocurra el evento de diseño o uno más extremo.

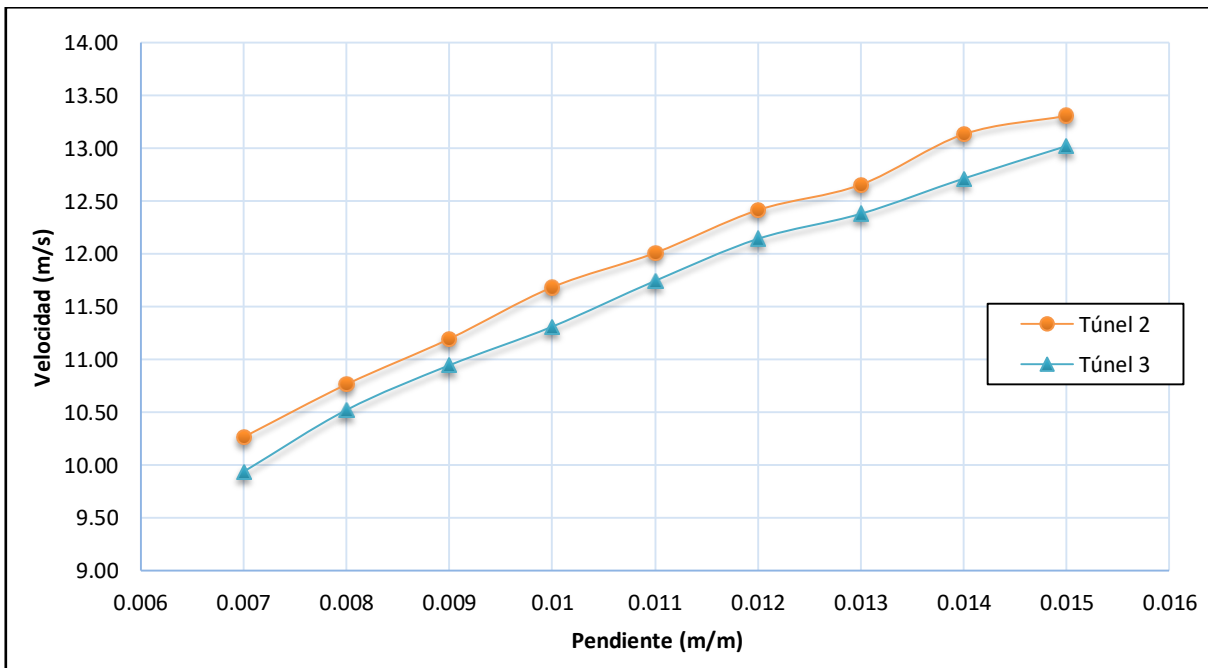


Figura 54. Cambio de la velocidad al variar la pendiente de fondo

5.3.2.2 Análisis de sensibilidad al variar la rugosidad de los túneles

Ahora, se analiza las implicaciones que se pueden generar en las condiciones de flujo si se varía la rugosidad de los túneles, manteniendo los demás factores constantes, tales y como se diseñaron previamente.

Para este análisis de sensibilidad se varió la rugosidad, mediante el cambio de la n de Manning. Se analiza un intervalo de valores entre 0,013 y 0,021, los cuales son los valores usuales para distintos acabados de concreto (Chow, 1994).

Cuadro 30. Análisis de sensibilidad al variar la rugosidad

n de Manning	Túnel 2			Túnel 3		
	Altura normal (m)	Porcentaje de ahogamiento	Velocidad (m/s)	Altura normal (m)	Porcentaje de ahogamiento	Velocidad (m/s)
0,013	6.72	64%	14.12	7,35	70%	13,94
0,015	7.35	70%	12.64	8,19	78%	12,72
0,017	7.98	76%	11.62	8,82	84%	11,78
0,019	8.82	84%	10.82	9,14	87%	10,44
0,021	9.87	94%	9.98	-	-	-

En el Cuadro 30, se muestran los resultados obtenidos para los túneles 2 y 3. Se puede observar que conforme se aumenta la rugosidad de los conductos, la velocidad se ve disminuida y por ende el tirante de agua debe aumentar. En el caso del túnel 2, si se aumentara la rugosidad a valores mayores a 0,021 el ducto estaría cerca de trabajar a presión, lo mismo ocurre para el túnel 3.

En caso de lograr mejores acabados en los túneles y con esto bajar los valores de n de Manning, se podría tener mejores condiciones de flujo en el aspecto del tirante, pero las velocidades podrían superar el máximo establecido. Por ejemplo en el caso del túnel 2, si se obtiene un valor de Manning de 0,015 el tirante se reduce a un 70% de ahogamiento, sin embargo la velocidad sobrepasaría los 12 m/s. En la Figura 55 y Figura 56, se muestran las gráficas que presentan como varía tanto la altura normal como la velocidad en cada túnel.

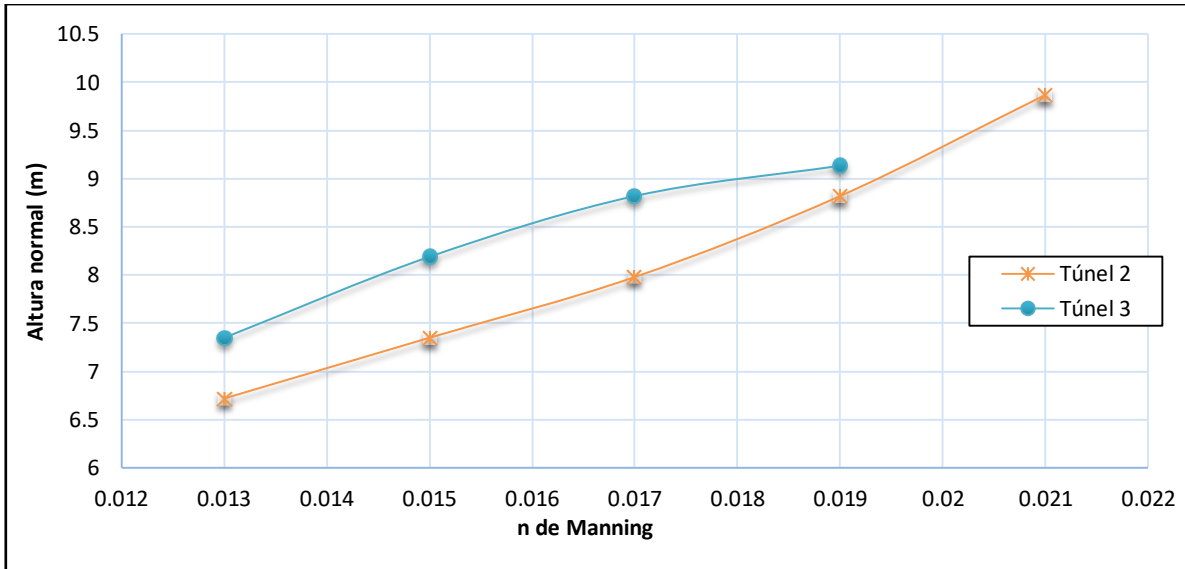


Figura 55. Cambio de la altura normal al variar la rugosidad

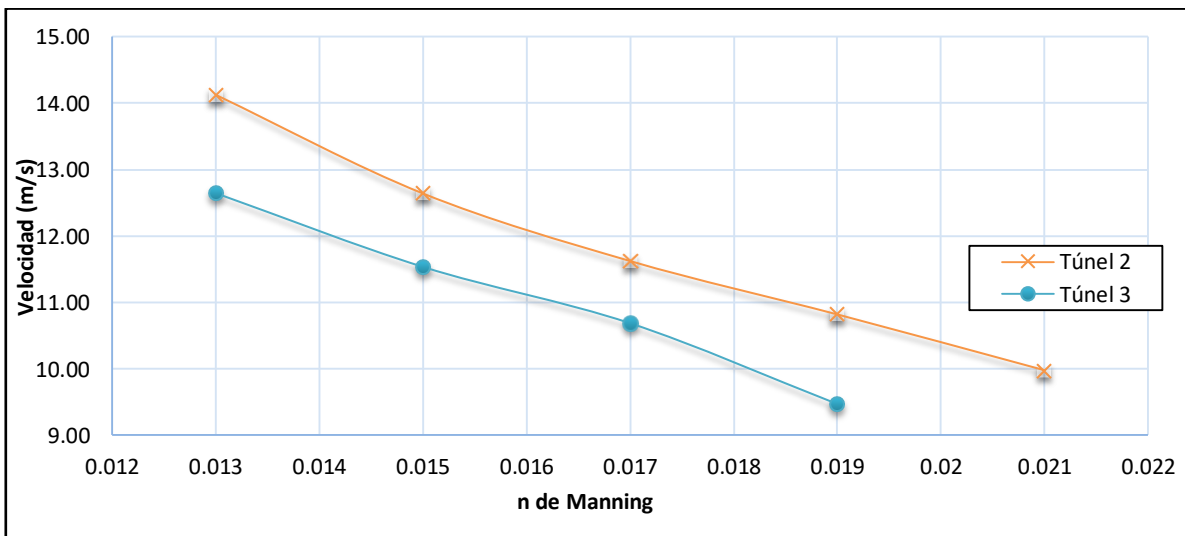


Figura 56. Cambio de la velocidad al variar la rugosidad

5.4 Diseño obras complementarias

Como se explicó en el Capítulo 3, el sistema de desvío a emplear lo complementan una serie de obras que se requieren para un adecuado funcionamiento. Estas obras complementarias son la preatagüa, la contraatagüa, el dique de protección para la entrada de los túneles y los disipadores de energía a la salida de la conducción. A continuación se presenta el análisis y dimensionamiento para cada una de estas obras.

5.4.1 Preatagüa

La preatagüa es la encargada de desviar el flujo del río hacia los túneles de desvío de manera que la construcción de la atagüa se pueda realizar en condiciones seguras y sin presencia de agua. Lo ideal es que la construcción de la preatagüa se realice en época de verano, de manera que los caudales sean de menor magnitud y por ende, la capacidad requerida de las estructuras sea menor. La preatagüa será de material aluvial extraído del sitio de presa y demás excavaciones del proyecto. Para el diseño de la preatagüa se sigue la misma metodología de análisis que se realizó para definir la altura de la atagüa.

Al realizarse la construcción en época de estiaje, el análisis hidrológico se puede realizar con los caudales máximos registrados en la época seca, que corresponde con los meses entre diciembre y abril. Sin embargo, en este caso solo se cuenta con un registro con los caudales promedios de cada mes, los cuales son valores relativamente bajos, como se observa en el Cuadro 5, lo que podría subestimar el diseño. Debido a esto, el análisis hidrológico se realizará con base en la curva ajustada que se muestra en la Figura 43, misma con la que se diseñó la atagüa.

El análisis hidroeconómico de la preatagüa consistió en establecer 11 iteraciones con elevaciones de cresta desde la cota 158 msnm hasta la cota 168 msnm, lo que se traduce en alturas desde los 5 m hasta los 15 m. A partir de estas alturas se calculan los volúmenes de las obras de preatagüa y de la atagüa hasta el nivel respectivo, así como el tiempo de vida útil de la preatagüa. La preatagüa se consideró con un ancho de cresta de 9 m y taludes con relación 1,5:1.

En el Cuadro 31 se muestran los resultados obtenidos para cada iteración junto con los periodos de retorno y caudales respectivos. Además, se muestran los tiempos de construcción estimados de la preatagüa, estos van desde menos de un día para la preatagüa de 5 m de altura hasta casi los 9 días para la de 15 m de altura. El hecho de que estos tiempos sean cortos es deseable, debido a que la idea es construir la preatagüa en el menor tiempo posible y así disminuir riesgos de ocurrencia de crecientes.

Cuadro 31. Resultados de volúmenes de preatagüa, de atagüa y vida útil de la preatagüa

Altura de preatagüa (m)	Volumen preatagüa (m ³)	Volumen atagüa (m ³)	Tiempo construcción preatagüa (días)	Vida útil preatagüa (días)	Periodo de retorno (años)	Caudal (m ³ /s)
5	1916,99	43793,73	0,58	13,27	1,32	288,21
6	4658,55	54662,33	1,41	16,56	1,48	359,05
7	6202,4	65593,66	1,88	19,88	1,64	425,87
8	7985,13	76570,85	2,42	23,20	1,81	488,09
9	10028,91	87689,34	3,04	26,57	1,98	546,39
10	12340,99	99093,82	3,74	30,03	2,16	601,70
11	14955,03	110751,93	4,53	33,56	2,34	654,10
12	17853,73	122759,00	5,41	37,20	2,53	704,20
13	21069,54	131136,59	6,38	39,74	2,66	737,09
14	24616,52	147712,60	7,46	44,76	2,93	797,78
15	28505,26	160316,99	8,64	48,58	3,13	840,49

Para determinar los periodos de retorno se utiliza la Ecuación 2.2, asumiendo un riesgo del 5%. Los tiempos de vida útil de la preatagüa se encuentran entre los 13 y 40 días, esto da como resultado periodos de retorno entre los 1,32 años y los 3,13 años. Las magnitudes de los caudales se encuentran entre los 288,21 m³/s para una preatagüa de 5 m de altura y los 840 m³/s para una altura de 15 m.

Una vez calculado los volúmenes de las obras se pueden estimar los costos asociados tanto de la inversión de capital como de los costos por daños, según el riesgo asumido, para realizar el análisis hidroeconómico de la preatagüa. En el Cuadro 32 se presenta el resumen de los costos anuales obtenidos para cada iteración.

Cuadro 32. Análisis hidroeconómico para el diseño de la preatagüa

Altura preatagüa (m)	Periodo de retorno (años)	Costo constructivo total (\$USD)	Costo de riesgo de daño (\$/año)	Costo total (\$/año)
5	1,32	\$ 708.516,16	\$9.843.001	\$10.551.517
6	1,48	\$ 919.473,64	\$8.724.316	\$9.643.789
7	1,64	\$ 1.112.838,93	\$7.729.745	\$8.842.584
8	1,81	\$ 1.310.617,69	\$6.731.046	\$8.041.664
9	1,98	\$ 1.514.632,88	\$5.738.106	\$7.252.739
10	2,16	\$ 1.727.239,56	\$4.748.503	\$6.475.742
11	2,34	\$ 1.948.457,88	\$3.771.330	\$5.719.788
12	2,53	\$ 2.179.497,32	\$2.802.509	\$4.982.006
13	2,66	\$ 2.359.195,02	\$2.147.052	\$4.506.247
14	2,93	\$ 2.671.101,36	\$900.537	\$3.571.638
15	3,13	\$ 2.926.744,88	\$0	\$2.926.745

En la Figura 57 se muestran las gráficas de los costos de riesgo por daños, costos constructivos y costos totales anuales. En este caso, los costos constructivos totales son considerados como el costo de la preatagüa y la atagüa con la cota de elevación igual a la preatagüa. El costo de daños por riesgos, al igual que en el análisis hidroeconómico de la atagüa, considera el costo por las obras perdidas así como el costo por utilizar búnker como energía de sustitución el tiempo que se atrase el proyecto. En la figura se puede observar que el comportamiento de los costos totales no sigue la tendencia esperada y que se muestra en la Figura 9, en la que existe la presencia de un punto bajo evidente. En este caso, los costos totales disminuyen prácticamente de manera lineal y el costo total más bajo equivale a la altura de preatagüa mayor y con los daños por costos menores.

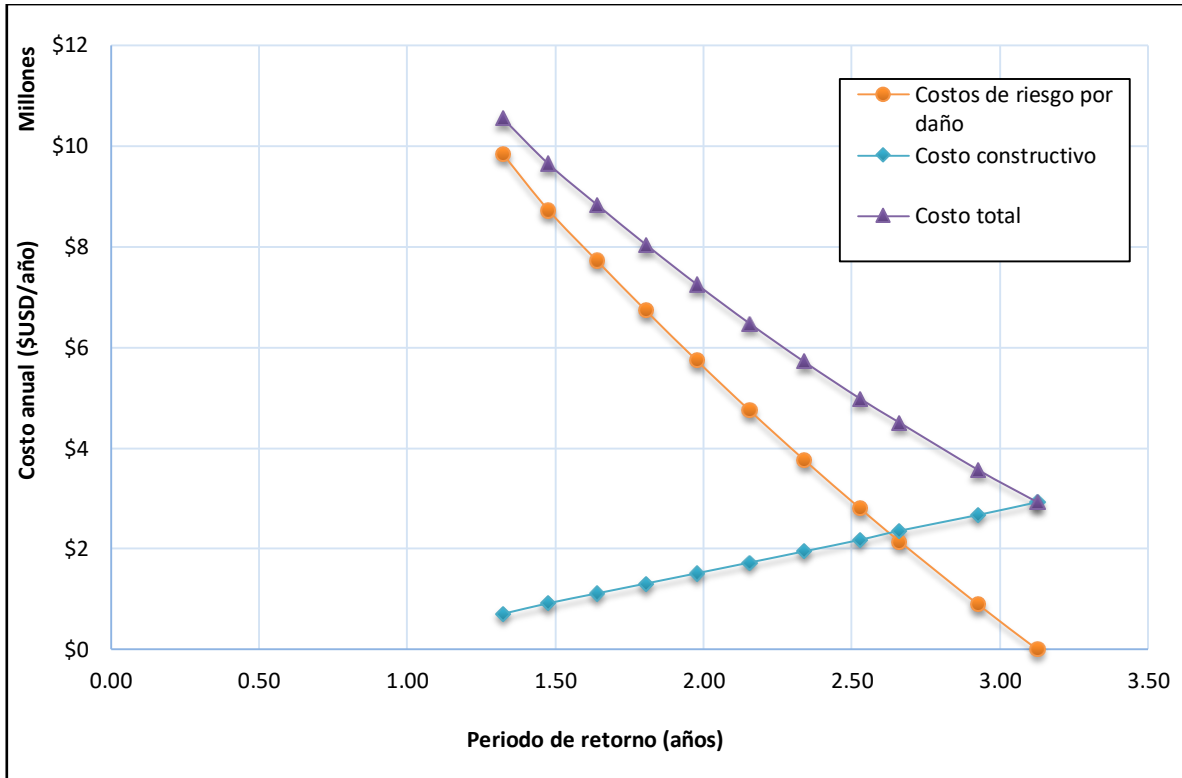


Figura 57. Análisis hidroeconómico para el diseño de la preatagüa

Al considerar los distintos factores que afectan la construcción de la preatagüa como lo son tiempos de construcción y costos de las obras, se determina una altura de preatagüa de 15 m debido a que corresponde con los menores costos y el tiempo previsto para su construcción es corto y puede realizarse en menos de dos semanas en el mes con menor incidencia de lluvias.

5.4.2 Contra atagüa

La estructura de la contra atagüa se ubica aguas abajo de la presa del PH Savegre y su objetivo es retener las aguas que podría devolverse, ya sea por remanso, y afectar las obras en el sitio de presa. Por tratarse de una estructura con características, dimensiones y costos parecidos a la preatagüa, los resultados de un análisis hidroeconómico serán similares, en el sentido que la obra que implique menor riesgo de daños será la opción más rentable.

Por lo tanto, los criterios para definir la elevación de cresta de la contraatagüa serán la capacidad hidráulica y el tiempo constructivo. La altura de la contra atagüa deberá ser la mínima capaz de proteger el sitio de presa del tirante que produzca el caudal de diseño de la

obras de desvío, en este caso se trata de 1790 m³/s. En el diseño se considera la base de la contra ataguía en la cota 148 msnm.

Para determinar el tirante que se genera al ocurrir la creciente de diseño se puede consultar la curva de descarga de la Figura 50, la cual se calculó para definir las elevaciones a la salida de los túneles. Se puede observar que la cota de elevación mayor es la 152,5 msnm para un caudal mayor a los 3000 m³/s, por lo que se puede determinar una altura mínima de contra ataguía de 4,5 m.

Una vez determinado la altura mínima de la contra ataguía, se procede a realizar un análisis de tiempos constructivos, para lo cual se definieron 4 alturas mayores a los 4,5 m con el fin de calcular los volúmenes necesarios y así obtener los tiempos de construcción. Estos resultados se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 33. Tiempos de construcción para diferentes alturas de contra ataguía

Altura de contra ataguía (m)	Volumen contra ataguía (m ³)	Tiempo construcción preataguía (días)
6	12903,00	3,91
8	20309,22	6,15
10	29618,34	8,98
12	47881,41	14,51

Al comparar los resultados con los de la preataguía, se determina que un tiempo menor a una semana es apropiado para la construcción de la contra ataguía. Según el cuadro anterior, una contra ataguía con una altura de 8 m (156 msnm) se tomaría un poco más de 6 días en construirse, por lo que se determina como opción definitiva.

5.4.3 Dique de protección

El dique de protección tiene como objetivo proteger el área que se encuentra entre el cauce principal del río Savegre y la entrada a los túneles con el fin de que se pueda realizar la construcción de las obras de entrada a los túneles, además de una adecuada puesta en operación de los conductos. Es una obra temporal cuya utilidad se da justo antes de empezar la construcción de la preatagüa. En la siguiente figura se muestra la ubicación en planta de dicho dique.

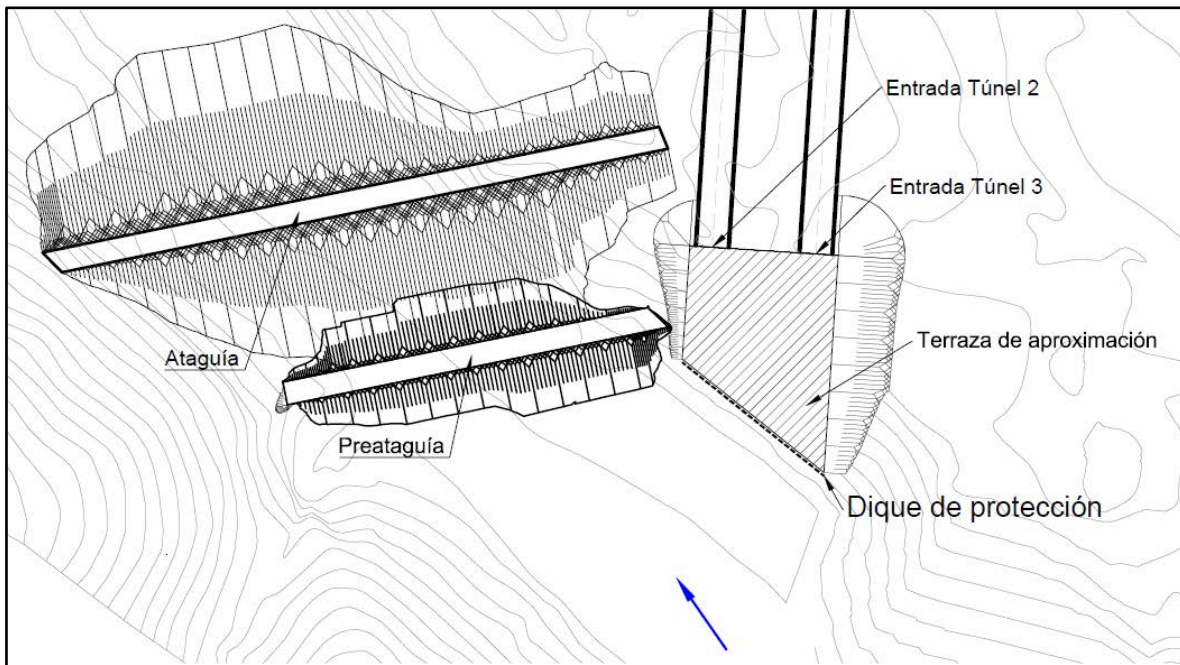


Figura 58. Ubicación del dique de protección de la terraza de aproximación

Para un adecuado dimensionamiento del dique se realizó una modelación hidráulica en el programa HEC-RAS para determinar el tirante de agua y las velocidades, de esta manera definir la altura de la estructura. Para esta modelación se consideró el caudal de diseño de la preatagüa, $840 \text{ m}^3/\text{s}$, que corresponde a un periodo de retorno de 3,13 años.

Se establecieron secciones transversales cada 25 m, a lo largo del cauce del río y con una extensión de 100 m en la margen izquierda y 150 m en la margen derecha, para un total de 10 secciones. Debido a las condiciones de flujo y características hidráulicas del río, el tramo definido es suficiente para el modelado hidráulico.

Con respecto a las condiciones de frontera, se definió una condición de flujo normal con pendiente promedio 1,84%, la cual corresponde a la pendiente promedio a lo largo del cauce en el sitio de presa, para la condición aguas abajo, la cual es la condición que prevalece por el régimen subcrítico del flujo.

El coeficiente de rugosidad de Manning se utiliza el mismo valor seleccionado para definir la curva de descarga aguas del sitio de presa. Este corresponde a un valor de n de 0,05. Se estima que las condiciones de rugosidad del cauce se mantienen a todo lo largo del tramo analizado, por lo que se utiliza un valor general para todas las secciones transversales.

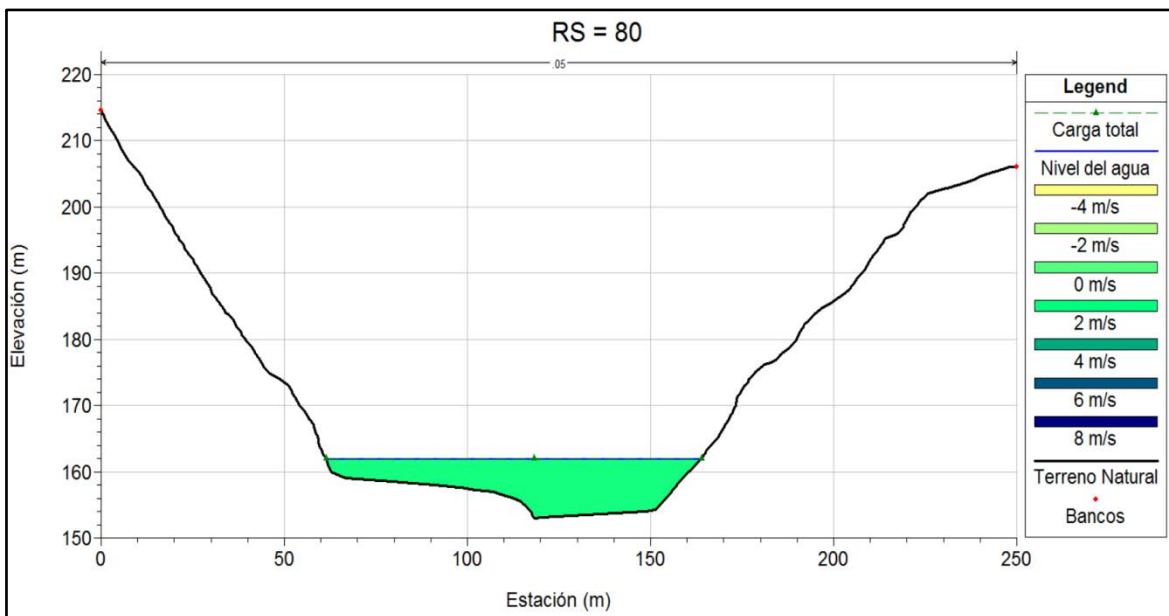


Figura 59. Sección transversal del modelado hidráulico para diseño del dique de protección

En la Figura 59 se presenta una sección transversal con el resultado de la modelación hidráulica. El tirante del río en el sitio de ubicación del dique de protección se calcula en la cota 161,89 msnm y la velocidad media del flujo es de 1,52 m/s.

Mediante los resultados anteriores y al considerar que un borde libre de 1 m es adecuado para la estructura se define que la cota de la cresta del dique de protección deberá ser la 163 msnm. Si se asume el fondo del cauce en este punto en la cota 153 msnm, el dique tendrá una altura efectiva de 10 m.

Para las condiciones de diseño se presentan altas velocidades en los túneles, lo que puede causar erosiones y socavaciones a la salida de los ductos si no se definen estructuras de control.

5.4.4 Disipador de energía

La salida de los túneles debe de estar provistos de estructuras que permitan que la reincorporación del flujo al cauce principal se haga de la manera suave posible. Estas estructuras se denominan disipadores de energía y existen distintos tipos dependiendo de la cantidad de energía que se deba disipar.

Generalmente a la salida de los túneles se da la transición de flujo supercrítico a flujo subcrítico, lo que podría producir saltos hidráulicos, según el número de Froude del flujo a la salida del conducto. En este caso los números de Froude son menores a 1,7 por lo que la transición entre los dos tipos de flujo se da de manera suave, la superficie del agua muestra ondulaciones y ocurre un salto ondular.

Al tratarse de este tipo de salto de hidráulico, únicamente se debe de dotar del espacio necesario para que se lleve a cabo la transición. Es por esto que se propone un canal rectangular a la salida de cada túnel con una pendiente horizontal y con una base de 15 m. En el siguiente cuadro se muestran las dimensiones.

Cuadro 34. Canal a la salida de los túneles

Descripción	Valor
Tipo de canal	Rectangular
Ancho de cada canal	15 m
Pendiente de fondo	Horizontal
Longitud	65 m
Altura de paredes	15 m

5.5 Dimensiones finales

En esta sección se presentará un resumen de las principales características correspondientes al diseño de las obras analizadas y diseñadas anteriormente. Estas obras corresponden a las estructuras que conforman el sistema de desvío y a pesar de ser estructuras temporales, contemplan un dimensionamiento óptimo en términos de costos y condiciones hidráulicas.

5.5.1 Ataguía

La ataguía es la estructura encargada de desviar el río hacia los túneles de desvío, lo que permite dotar de un área segura y libre de agua para la construcción de la presa del PH Savegre. Se respetó la ubicación propuesta en el anteproyecto realizado por el ICE para los análisis de pre factibilidad.

Se propone una ataguía conformada de enrocado y con un recubrimiento de concreto en la cara aguas arriba. El ancho de cresta definido es de 9 m, para una adecuada movilización de maquinaria. Los taludes tendrán una inclinación de 1,5 en ambos casos. En el Cuadro 35 se muestran las dimensiones finales de la ataguía.

Cuadro 35. Dimensiones finales Ataguía

Descripción	Valor
Tipo de estructura	Ataguía CFRD
Periodo de retorno (años)	14
Caudal de diseño (m ³ /s)	1790
Elevación de la base (msnm)	153
Elevación de cresta (msnm)	175
Altura efectiva (m)	22
Ancho de cresta (m)	9
Longitud de cresta (m)	310
Inclinación talud aguas abajo	1,5:1
Inclinación talud aguas arriba	1,5:1
Volumen de relleno (m ³)	91 462,47
Costo total (USD)	\$1 417 668

La primera aproximación del diseño se hizo basado en un análisis hidroeconómico que dio como resultado que la opción óptima económicamente corresponde a un periodo de retorno de 14 años. Si bien es cierto, aunque este valor se encuentra cercano al límite inferior establecido, aumentar la capacidad de las obras implica un incremento considerable en los costos constructivos. Además, emplear un periodo de retorno mayor implica que las obras serán de mayor magnitud y por ende se aumentarían los tiempos constructivos. Esto quiere decir, que aunque se estaría diseñando obras con mayor capacidad para resistir una creciente, al aumentar los tiempos de construcción aumentan la probabilidad que un evento extremo ocurra antes de terminar las obras de desvío.

Sin embargo, una vez realizado el análisis de desempeño de los túneles se pudo notar que esta primera aproximación no es la opción más eficiente, según la capacidad de conducción de los túneles. Por esta razón, se opta por reducir considerablemente el nivel de ataguía propuesto originalmente. Esto genera una disminución importante en los costos constructivos sin comprometer la capacidad de las obras.

5.5.2 Preataguía

La preataguía es la estructura encargada de desviar el río por los túneles para poder llevar a cabo la construcción de la ataguía hasta un nivel en el que tenga capacidad para resistir la creciente de diseño respectivo. El eje central de la estructura se desplazó 20 m hacia aguas arriba del sitio propuesto originalmente por el ICE. Esto debido a que la ataguía diseñada en este proyecto presenta una mayor altura a la establecida en el análisis de pre factibilidad, lo que implica que la preataguía se deba alejar del eje de la ataguía de manera que pueda ser efectiva para elevaciones mayores a los 5 m.

El diseño de la preataguía se basó en un análisis hidroeconómico, similar al realizado para el dimensionamiento de la ataguía. Se tomó en consideración los costos involucrados, los tiempos constructivos y las condiciones hidráulicas.

Se propone una preataguía construida de material aluvial extraído del sitio de presa o de otras obras del proyecto. Tendrá un ancho de cresta de 9 m y sus taludes tendrán una inclinación de 1,5H:1V. Las características finales del diseño se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 36. Dimensiones finales Preatagüa

Descripción	Valor
Tipo de estructura	Presa de materiales sueltos
Periodo de retorno (años)	3,13
Caudal de diseño (m ³ /s)	840,49
Elevación de base (msnm)	153
Elevación de cresta (msnm)	168
Altura efectiva (m)	15
Ancho de cresta (m)	9
Longitud de cresta (m)	147
Inclinación talud aguas abajo	1,5:1
Inclinación talud aguas arriba	1,5:1
Volumen de relleno (m ³)	28 505
Tiempo estimado de construcción (días)	8,64
Costo total (USD)	\$441 832

5.5.3 Túneles

Los túneles son las estructuras encargadas de la conducción del desvío del río Savegre para la construcción del PH Savegre. Para su diseño, se respetó el trazado del túnel 1 y 2 de acuerdo al previamente establecido por los ingenieros del ICE. El túnel 3 se trazó paralelamente al eje del túnel 2, con una distancia de separación medida de centro a centro de 40 m.

El diseño se basó en establecer la capacidad hidráulica adecuada de los túneles para el caudal de diseño definido al realizar el análisis hidroeconómico para el dimensionamiento de la atagüa.

Las dimensiones preliminares de los túneles obtenidas del análisis hidroeconómico se ajustaron a los requisitos hidráulicos mínimos establecidos en las condiciones de diseño. A partir de este ajuste se determinó el uso de dos túneles como sistema de desvío. Las dimensiones finales de los túneles así como sus principales características hidráulicas se resumen en el siguiente cuadro.

Cuadro 37. Dimensiones finales Túneles 2 y 3

Descripción	Valor	
	Túnel 2	Túnel 3
Periodo de retorno	14	
Caudal de diseño (m ³ /s)	1790	
Longitud (m)	544,94	576,27
Elevación de la base a la entrada (msnm)	154,18	155,00
Elevación de la base a la salida (msnm)	148,68	150,33
Pendiente (%)	1,01	0,81
Diámetro	10,50	10,50
Coefficiente de rugosidad	0,017	0,017
Capacidad según Manning (m ³ /s)	1039,12	930,56
Porcentaje de ahogamiento (%)	78	87
Velocidad (m/s)	11,36	10,58
Número de Froude	1,27	1,12
Condición de flujo	Supercrítico	Supercrítico
Costo total (USD)	\$3 643 301	\$3 852 764

Los túneles fueron diseñados para porcentajes de ahogamiento del 78% y 87%. Las velocidades que se originan al momento del caudal de diseño son altas, de 11,36 m/s y 10,58 m/s, sin embargo se encuentran por debajo del máximo establecido. Estas características hidráulicas implican condiciones de flujo supercrítico. Sin embargo, los números de Froude calculados son ligeramente mayores a 1. Esto quiere decir que cercano al caudal de diseño existirá flujo crítico, el cual es inestable y se debe tomar en cuenta en el diseño estructural de las obras.

El costo total que implica la construcción de los túneles es de \$7 496 065 USD.

5.5.4 Contra ataguía

La contra ataguía será la obra encargada de proteger el sitio de presa en la parte de aguas abajo. Deberá ser capaz de retener el flujo de agua que podría generarse por remanso. La ubicación de la estructura se mantuvo la establecida anteriormente en los análisis realizados para el anteproyecto por parte de los ingenieros del ICE.

Su diseño se basa en un tema de tiempo constructivo, debido a que cumple con las condiciones hidráulicas. En el siguiente se resumen las principales características de la contra ataguía.

Cuadro 38. Dimensiones finales Contra ataguía

Descripción	Valor
Tipo de estructura	Presa de materiales sueltos
Periodo de retorno (años)	14
Caudal de diseño (m ³ /s)	1790
Elevación de base (msnm)	148
Elevación de cresta (msnm)	156
Altura efectiva (m)	8
Ancho de cresta (m)	9
Longitud de cresta (m)	177
Inclinación talud aguas abajo	1,5:1
Inclinación talud aguas arriba	1,5:1
Volumen de relleno (m ³)	20 309
Tiempo estimado de construcción (días)	6,15
Costo total (USD)	\$314 793

5.5.5 Dique de protección

Esta estructura es la encargada de proteger la terraza de aproximación que se localiza entre el cauce principal y la entrada a los túneles de desvío. Su diseño se basó en el análisis hidráulico de las principales condiciones que implican un caudal de 841 m³/s, correspondiente a un valor de caudal apropiado para dimensionar las obras a construir durante la época de estiaje del río.

En el siguiente cuadro se presenta un resumen del diseño definitivo de la obra.

Cuadro 39. Dimensiones finales Dique de Protección

Descripción	Valor
Tipo de estructura	Dique
Periodo de retorno (años)	3,13
Caudal de diseño (m ³ /s)	840,49
Elevación de base (msnm)	153
Elevación de cresta (msnm)	163
Altura efectiva (m)	10
Longitud (m)	70

6. CAPÍTULO 6. Conclusiones y recomendaciones

6.1.1 Conclusiones

- El desarrollo de proyectos hidroeléctricos conlleva un amplio análisis que deberá considerar diversos factores, entre los que se encuentra el tipo de presa adecuado y la existencia de condiciones de sitio favorables para todas las obras asociadas. Este análisis requiere de una exhaustiva recopilación de datos, desde hidrológicos hasta geológicos y geotécnicos, por un periodo prolongado de tiempo, de manera que se puedan tener resultados más certeros y de esta manera tomar mejores decisiones.
- Para el análisis y diseño de las obras del PH Savegre se cuenta con registros de caudales de 27 años y con estudios geológicos y geotécnicos detallados, lo que disminuye la incertidumbre del diseño.
- El PH Savegre, el cual se encuentra dentro del Plan de Expansión de la Generación Eléctrica 2012-2024 del ICE, tendrá una capacidad de generar 747,56 GW-h de energía media anual y una potencia instalada de 178,25 MW que equivale a un 12% de la capacidad que deberá instalar el ICE para el año 2030, según el VI Plan Nacional de Energía 2012-2030.
- El PH Savegre pretende aprovechar el potencial energético de la parte de baja de la cuenca del río Savegre, la cual tiene un área de 590 km². Los análisis hidrológicos permitieron definir caudales máximos instantáneos en el sitio de presa para periodos de retorno de entre 1 y 300 años. Los caudales obtenidos varían de entre 342 m³/s (1.01 años) y 3999 m³/s (300 años).
- Un adecuada elección del sistema de desvío según las condiciones del sitio favorecerá a simplificar el análisis, disminuir tiempos constructivos y generar diseños más económicos, que es lo que se busca, más si se trata de obras temporales.
- A partir del análisis hidrológico se determinó que un riesgo del 5% es adecuado para el diseño. Ya que no implica costos tan elevados sin comprometer el diseño de las estructuras.

Diseño hidráulico del sistema de desvío del Proyecto Hidroeléctrico Savegre

- Mediante el análisis hidroeconómico se definió que un periodo de retorno de 14 años, que implica un caudal de diseño de $1790 \text{ m}^3/\text{s}$, está asociado al menor costo total de las obras, contemplando tanto costos constructivos como los costos por daños.
- La altura de ataguía correspondiente al periodo de retorno definido es de 22 m. Los diámetros preliminares de los túneles obtenidos mediante el análisis hidroeconómico no son adecuados debido a que se estiman velocidades cercanas a los 20 m/s, las cuales son mucho mayor a la máxima establecida de 12 m/s.
- Al realizar el análisis hidráulico se obtiene que el empleo de un solo túnel de desvío provocará velocidades desde los 12,52 m/s hasta los 13,74 m/s, por lo que se establece el empleo de dos túneles como definitivo. Se escogen los túneles 2 y 3 porque implican menores costos constructivos al ser los de menor longitud; el diámetro interno final es de 10,50 m para ambos túneles.
- Los túneles fueron diseñados para porcentajes de ahogamiento del 78% y 87%, lo que genera velocidades de 11,36 m/s y 10,58 m/s para los túneles 2 y 3 respectivamente.
- Para las condiciones de diseño, la elevación del tirante de agua a la salida de los túneles es superior a la elevación del tirante en el cauce del río cuando ocurre el caudal de diseño.
- La preataguía, la contra ataguía y el dique de protección tendrán alturas efectivas de 15 m, 8 m y 10 m, respectivamente. Para su dimensionamiento se consideraron aspectos económicos, hidráulicos y tiempos estimados para su construcción.
- El costo constructivo total estimado de las obras de desvío es de 14,88 MUSD, de los cuales 49% corresponden a los túneles de desvío, 46% la ataguía y el 5% a las obras complementarias.
- Los costos asociados a los daños no solo contemplan el costo de la reconstrucción de las obras perdidas por la ocurrencia de un evento mayor al diseñado, sino que se debe considerar el costo por energía de sustitución por el tiempo que se vea atrasado el PH Savegre, este costo fue calculado a partir de los costos de producción de La Planta Térmica Garabito y se estima de pérdidas económicas de hasta 21,4 MUSD/mes.

6.1.2 Recomendaciones

- Por la magnitud del proyecto y los costos de las obras diseñadas se recomienda complementar el análisis con la elaboración de un modelo físico a escala. Si bien es cierto, la calidad de la información hidrológica es adecuada y los fundamentos teóricos usados han sido estudiados por años y presentan baja incertidumbre, es recomendable realizar una modelación física si existe dudas sobre ciertas condiciones que puedan ocurrir. En este caso, se puede utilizar para ver el comportamiento que ocurre para los caudales en los que la curvas de desempeño se indefinen. Además, se puede revisar si existe un desplazamiento del salto hidráulico a la salida de los conductos.
- Se recomienda estudiar a profundidad la estabilidad de las obras complementarias y su susceptibilidad a la erosión por el paso de agua, con la información respectiva de los materiales que las conforman. De esta manera, determinar mediante un análisis de desempeño y costos si se deben reforzar con un enrocado especial, con pantallas de concreto o con geotextiles que cumplan estas funciones.
- Debido a que existen tramos cortos del túnel 2 donde su cobertura se encuentra muy cercana a los valores establecidos como mínimos, se recomienda realizar un análisis geotécnico y estructural para indicar el reforzamiento requerido para que trabaje como un túnel auto soportante, por ejemplo.
- Se recomienda realizar un análisis geotécnico para definir el nivel de desplante de la ataguía, debido a que se aumentó su altura con respecto a la establecida previamente en los análisis de pre factibilidad realizados por el ICE.
- Se debe realizar un análisis económico más exhaustivo de las obras diseñadas de manera que se puedan tener una estimación del costo total más cercana a la realidad. Ya que existen factores que por la falta de información no pudieron ser contemplados en los costos estimados en este proyecto.
- Al momento de la construcción se recomienda que haya un control en tiempo de real de los caudales que se presentan aguas arriba del sitio de presa. De manera, con la adecuada ubicación de estaciones se puedan definir los tiempos de reacción que se

tendrían ante una eventual emergencia y así tomar las medidas posibles para mitigar los daños.

- Al momento de definir el tipo de compuerta que se usará para el cierre definitivo de los túneles de desvío se debe realizar un análisis tanto económico, de riesgos así como de capacidad para no comprometer el comportamiento hidráulico de la entrada de los túneles. El riesgo a considerar es por ejemplo si se opta por un colocar un pilar central en la entrada de los túneles con el objetivo de disminuir el tamaño de las compuertas, ya que esto aumentaría el riesgo de que se dé un atascamiento por troncos u otros objetos que transporta el río, más si se trata de una cuenca boscosa como en este caso.
- Se podría mejorar las estimaciones hidrológicas si se realiza un estudio para analizar las implicaciones que pueda generar el cambio climático en los caudales futuros y de esta manera reducir aún más la incertidumbre del diseño.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barquero, K. (29 de Agosto de 2015). No harán proyectos hidroeléctricos en Pacuare y Savegre. *CRHOY*.
- Bieniawski, Z. (1976). *Rock Mass Classification in rock engineering*. Cape Town: Balkema.
- Braja, D. (2001). *Principio de ingeniería de cimentaciones*. California, Estados Unidos: International Thomson Editores, S.A.
- CATIE, C. A. (2010). *La Zonificación Participativa Para el Manejo y Gestión de Cuencas Hidrográficas: El Caso de la Cuenca del Río Savegre, Costa Rica*. Turrialba: CATIE.
- Chanson, H. (2004). *Hydraulics of Open Channel Flow*. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de los canales abiertos*. Bogotá: McGraw-Hill.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada*. Bogotá: McGraw-Hill Interamericana S.A.
- Corrales Vargas, C. A. (2013). *Diseño hidráulico del vertedor de excedencias del Proyecto Hidroeléctrico Savegre*. San José, Costa Rica: Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- Debo, T. N., & Reese, A. (2002). *Municipal Stormwater Management, Segunda Edición*. CRC Press: Lewis Publishers.
- Federal Highway Administration. (2012). *Hydraulic Design of Highway Culverts*. National Highway Institute.
- Henderson, F. M. (1966). *Open Channel Flow*. New York: Macmillan Publishing Co.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *El criterio de rotura de Hoek-Brown-Edición 2002*. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros en Minas.
- Hunt, R. E., & Deschamps, R. J. (2003). Chapter 21. Stability of Slopes. En *The Civil Engineering Handbook* (2nd ed.). CRC Press LLC.
- ICOLD, I. C. (1986). *River Control During Dam Construction*. ICOLD, Central Office.

- Linsley, R., Kohler, M., & Paulus, J. (1977). *Hidrología para ingenieros, Segunda Edición*. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Lationamerica, S.A.
- Lozoya Corrales, J. (n.d.). *Cierre de cauces y obras de desvío*. Versión actualizada del capítulo 16 del manual de ingeniería de ríos que el Instituto de Ingeniería elaboró para la Comisión Nacional del Agua, UNAM.
- Mayorga, G. (2014). *Obras de desvío de ríos. Curso de Obras Hidráulicas*. San José, Costa Rica: Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- Mays, L. W. (2004). *Hydraulic Design Handbook*. Arizona: McGraw-Hill.
- Merino, S. R. (2002). *Estudio en Modelo Hidráulico de las Obras de Desvío en la Central Hidroeléctrica San Gabán II*. Piura: Universidad de Piura.
- Mery, H. (2013). *Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras*. Chile: RL editores.
- Meuli, C., & Wehrle, K. (2001). *Spring Catchment*. St. Galle, Suiza: Niedermann AG.
- Novak, P., Moffat, A., Nalluri, C., & Narayanan, R. (2007). *Hydraulics Structures* (4th ed.). New York: E & FN Spon.
- Oliveira Silva, S. (2013). *River Diversion Structures: Conception, Design and Adaptation to Definitive Structures*. Instituto Superior Técnico, Civil Engineering Department.
- Packshaw, S. (1962). *Cofferdams*. Londres: The British Steel Piling Co. Ltd.
- Reclamation, U. B. (1987). *Design of Small Dams*. Wanshington D.C.
- Rojas, N. (2011). *Estudio de Cuencas Hidrográficas de Costa Rica: Cuenca río Savegre*. San José, Costa Rica: Ministerio de Industria, Ambiente, Energía y Telecomunicaciones (MINAET).
- Salas Chacón, J. (2006). *Calibración de un modelo de balance hídrico a nivel mensual en la cuenca del río Savegre*. San José, Costa Rica: Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- Sanabria, S. (1981). *Informe hidrológico del proyecto Savegre*. San José, Costa Rica: ICE.

- Sanabria, S. (1993). *Proyecto hidroeléctrico Savegre, Informe de factibilidad*. San José, Costa Rica: ICE.
- Serrano, A. (2014). *Notas de Curso IC0922 Hidráulica 2*. San José.
- Sotelo, G. (1997). *Hidráulica General Vol. 1*. México DF: Editorial Limusa S.A.
- Sotelo, G. (2002). *Hidráulica de canales*. México DF: UNAM.
- Streeter, V., Wylie, B., & Bedford, K. (2000). *Mecánica de Fluidos*. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill Interamericana S.A.
- Sturm, T. W. (2010). *Open Channel Hydraulics*. New York: McGraw-Hill.
- Tanchev, L. (2014). *Dams and Appurtenant Hydraulic Structures (2nd ed.)*. CRC Press.
- Vega, J. (2015). *Diseño hidráulico de las obras de desvío del Proyecto Hidroeléctrico El Diquís. Proyecto final de graduación para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil*. San José, Costa Rica: Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- Zamora Gutierrez, M. (1987). *Diseño hidráulico preliminar de las obras de desvío, descarga de fondo y vertedor de demasías del Proyecto Hidroeléctrico Savegre*. San José, Costa Rica: Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
- Zúñiga, M. (2010). *Estudio hidrológico P.H. Savegre*. San José, Costa Rica: ICE.

ANEXOS

Anexo 1. Análisis hidroeconómico para distintas combinaciones de túneles para un nivel de riesgo de 5%

Cuadro 40. Análisis hidroeconómico al emplear el túnel 1.

Altura de ataguía (m)	Área túnel (m ²)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	Costo de inversión (USD/año)	Costo por daños (USD/año)	Costo total (USD/año)
15	93,04	10,59	11,39	\$5,927,995	\$24,741,829	\$30,669,824
20	92,85	10,58	13,34	\$6,388,419	\$20,415,743	\$26,804,161
25	92,15	10,54	15,03	\$7,024,942	\$16,752,015	\$23,776,957
30	91,16	10,48	16,55	\$7,847,774	\$13,541,786	\$21,389,560
35	90,01	10,42	17,95	\$8,898,367	\$10,671,034	\$19,569,401
40	88,54	10,33	19,24	\$10,242,297	\$8,171,060	\$18,413,357
45	87,51	10,27	20,45	\$11,951,200	\$5,596,382	\$17,547,583
50	84,22	10,08	21,59	\$14,004,495	\$4,671,568	\$18,676,063
55	82,87	10,00	22,68	\$16,620,202	\$2,553,297	\$19,173,498
60	82,14	9,95	23,72	\$19,759,091	\$0	\$19,759,091

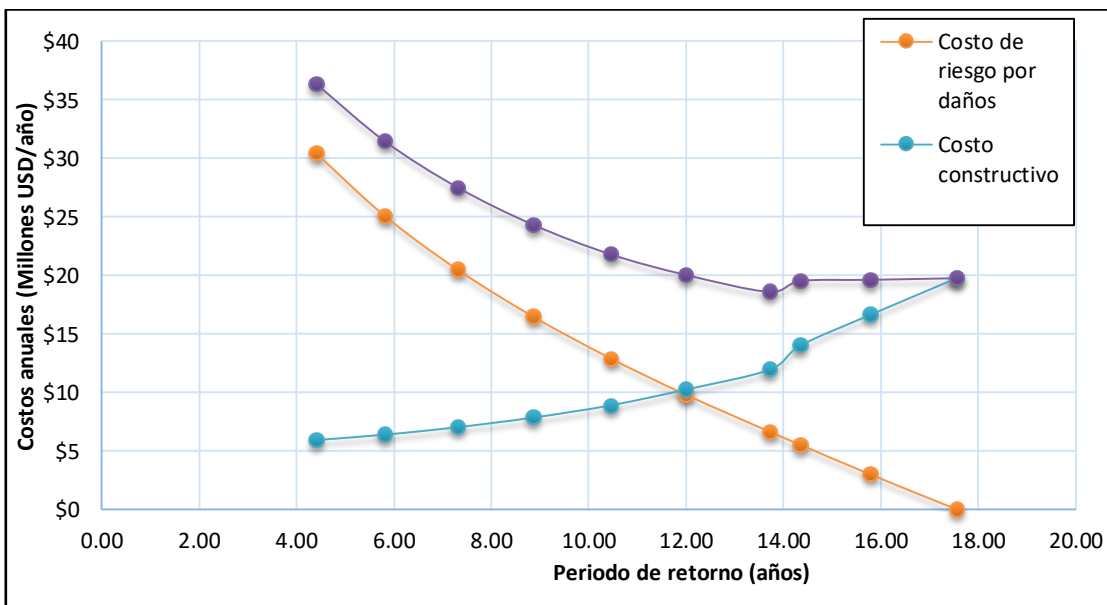


Figura 60. Análisis hidroeconómico al emplear el túnel 1.

Cuadro 41. Análisis hidroeconómico al emplear el túnel 2.

Altura de ataguía (m)	Área túnel (m ²)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	Costo de inversión (USD/año)	Costo por daños (USD/año)	Costo total (USD/año)
15	93,04	10,59	11,39	\$4,300,671	\$24,194,602	\$28,495,273
20	92,85	10,58	13,34	\$4,762,876	\$20,047,859	\$24,810,735
25	92,15	10,54	15,03	\$5,406,288	\$16,498,202	\$21,904,490
30	91,16	10,48	16,55	\$6,238,793	\$13,365,544	\$19,604,337
35	90,01	10,42	17,95	\$7,300,768	\$10,550,027	\$17,850,796
40	88,54	10,33	19,24	\$8,659,208	\$8,089,123	\$16,748,332
45	87,51	10,27	20,45	\$10,378,423	\$5,547,488	\$15,925,911
50	84,22	10,08	21,59	\$12,465,075	\$4,632,656	\$17,097,732
55	82,87	10,00	22,68	\$15,094,581	\$2,533,731	\$17,628,312
60	82,14	9,95	23,72	\$18,240,966	\$0	\$18,240,966

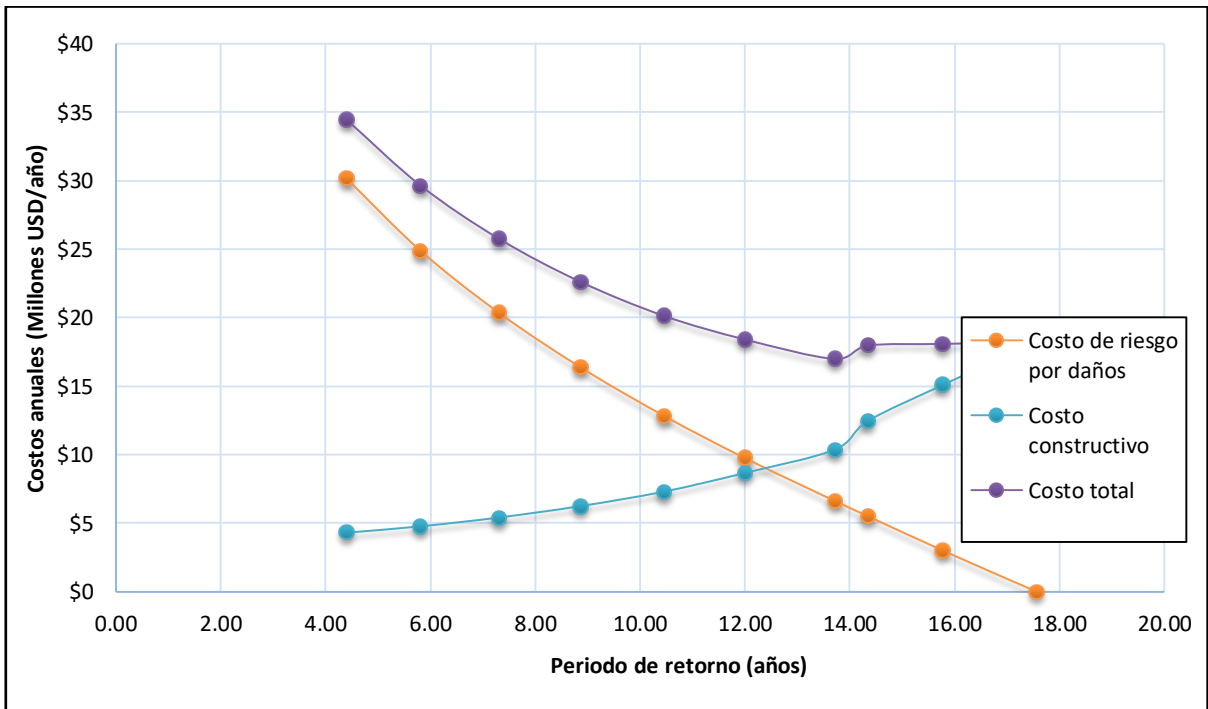


Figura 61. Análisis hidroeconómico al emplear el túnel 2.

Cuadro 42. Análisis hidroeconómico al emplear el túnel 3.

Altura de ataguía (m)	Área túnel (m ²)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	Costo de inversión (USD/año)	Costo por daños (USD/año)	Costo total (USD/año)
15	93,04	10,59	11,39	\$4,512,170	\$23,116,537	\$27,628,707
20	92,85	10,58	13,34	\$4,974,144	\$19,207,995	\$24,182,138
25	92,15	10,54	15,03	\$5,616,661	\$15,829,706	\$21,446,367
30	91,16	10,48	16,55	\$6,447,908	\$12,831,942	\$19,279,850
35	90,01	10,42	17,95	\$7,508,404	\$10,129,449	\$17,637,853
40	88,54	10,33	19,24	\$8,864,958	\$7,764,028	\$16,628,987
45	87,51	10,27	20,45	\$10,582,833	\$5,319,909	\$15,902,742
50	84,22	10,08	21,59	\$12,665,150	\$4,441,065	\$17,106,215
55	82,87	10,00	22,68	\$15,292,862	\$2,427,856	\$17,720,718
60	82,14	9,95	23,72	\$18,438,273	\$0	\$18,438,273

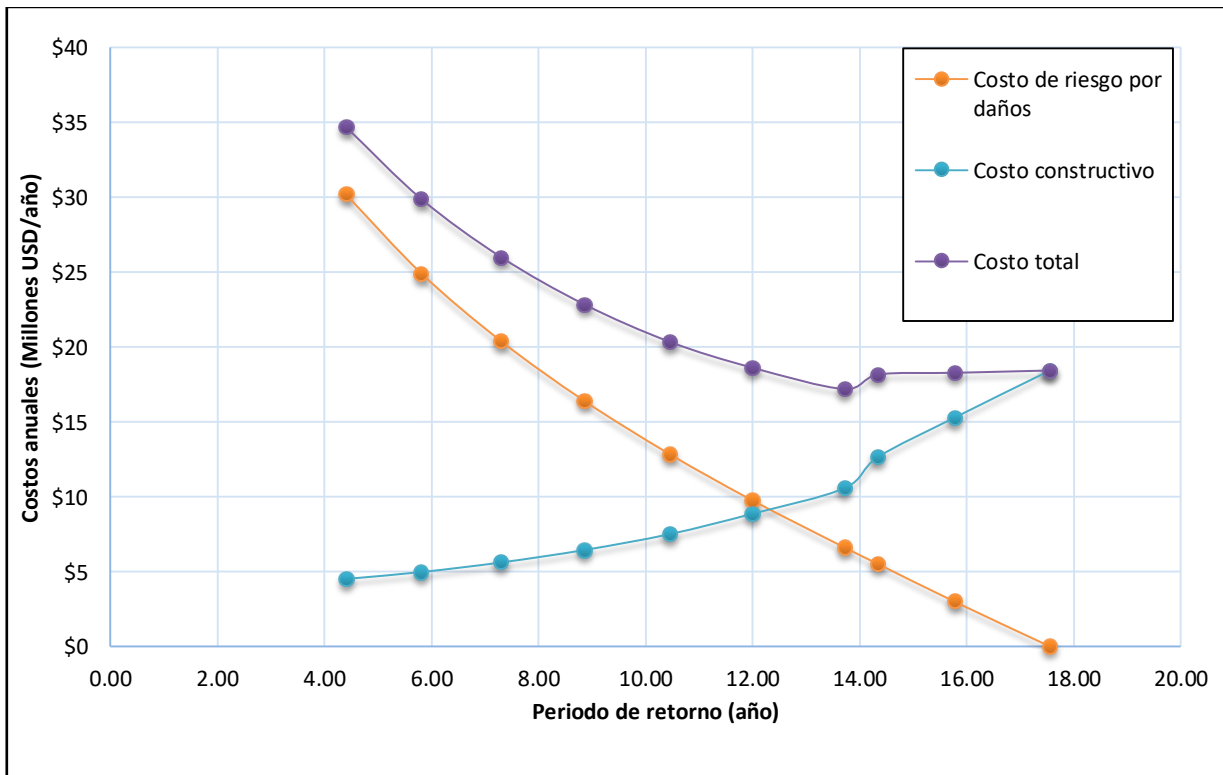


Figura 62. Análisis hidroeconómico al emplear el túnel 3

Cuadro 43. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 1 y 2.

Altura de ataguía (m)	Área túnel (m ²)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	Costo de inversión (USD/año)	Costo por daños (USD/año)	Costo total (USD/año)
15	46,52	7,49	11,39	\$6,681,228	\$24,993,876	\$31,675,104
20	46,43	7,48	13,34	\$7,140,505	\$20,584,796	\$27,725,301
25	46,07	7,45	15,03	\$7,772,595	\$16,868,335	\$24,640,930
30	45,58	7,41	16,55	\$8,589,203	\$13,622,318	\$22,211,522
35	45,00	7,37	17,95	\$9,632,472	\$10,726,150	\$20,358,622
40	44,27	7,31	19,24	\$10,967,065	\$8,208,256	\$19,175,321
45	43,76	7,26	20,45	\$12,669,334	\$5,618,471	\$18,287,804
50	42,11	7,13	21,59	\$14,701,163	\$4,689,118	\$19,390,281
55	41,44	7,07	22,68	\$17,307,990	\$2,562,108	\$19,870,099
60	41,07	7,04	23,72	\$20,442,057	\$0	\$20,442,057

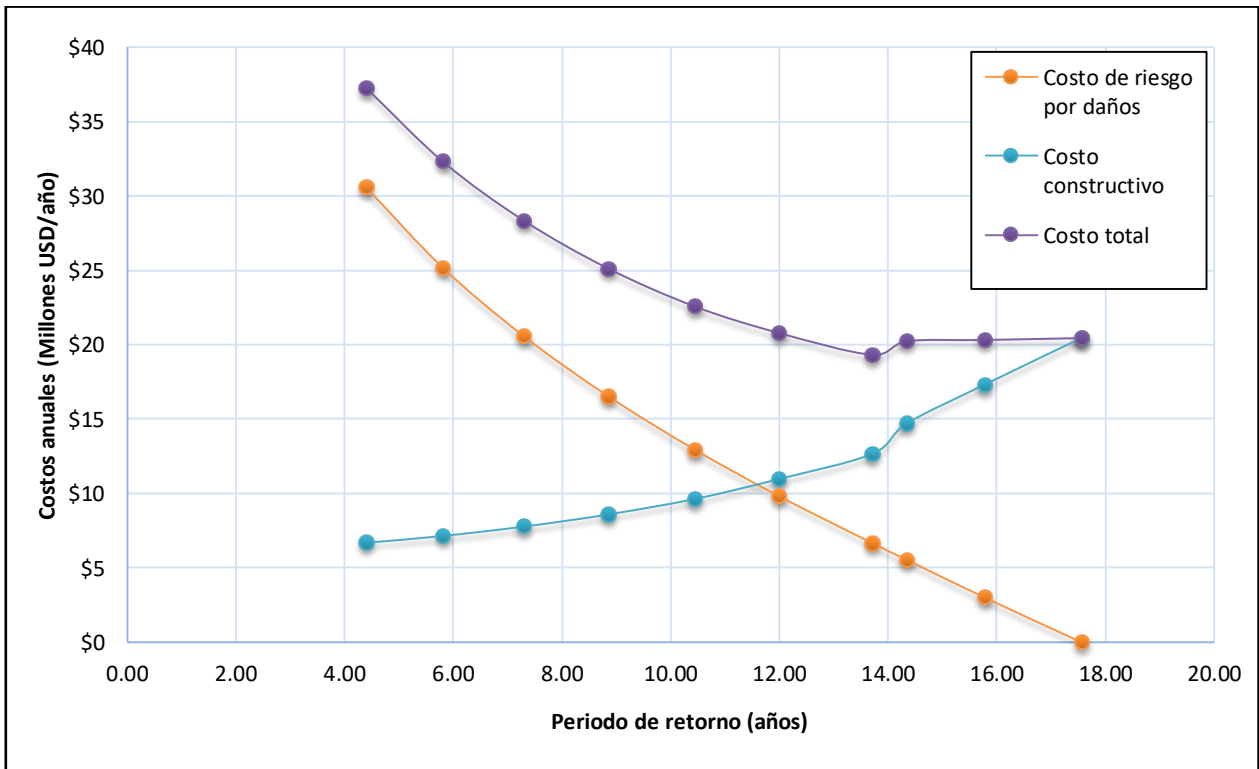


Figura 63. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 1 y 2

Cuadro 44. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 1 y 3

Altura de ataguía (m)	Área túnel (m ²)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	Costo de inversión (USD/año)	Costo por daños (USD/año)	Costo total (USD/año)
15	46,52	7,49	11,39	\$6,823,862	\$25,041,811	\$31,865,673
20	46,43	7,48	13,34	\$7,282,975	\$20,617,012	\$27,899,987
25	46,07	7,45	15,03	\$7,914,433	\$16,890,554	\$24,804,987
30	45,58	7,41	16,55	\$8,730,152	\$13,637,741	\$22,367,893
35	45,00	7,37	17,95	\$9,772,374	\$10,736,735	\$20,509,109
40	44,27	7,31	19,24	\$11,105,634	\$8,215,420	\$19,321,054
45	43,76	7,26	20,45	\$12,806,955	\$5,622,743	\$18,429,698
50	42,11	7,13	21,59	\$14,835,718	\$4,692,518	\$19,528,236
55	41,44	7,07	22,68	\$17,441,278	\$2,563,818	\$20,005,095
60	41,07	7,04	23,72	\$20,574,656	\$0	\$20,574,656

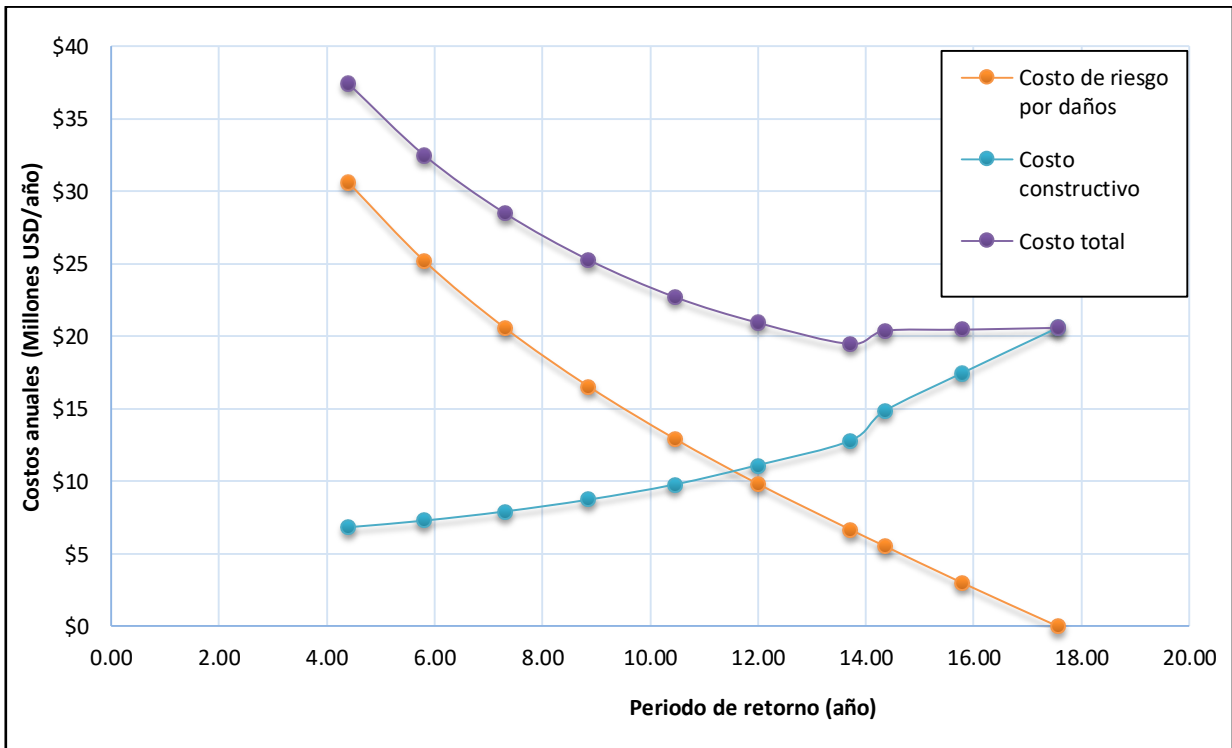


Figura 64. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 1 y 3

Cuadro 45. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 2 y 3

Altura de ataguía (m)	Área túnel (m ²)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	Costo de inversión (USD/año)	Costo por daños (USD/año)	Costo total (USD/año)
15	46,52	7,49	11,39	\$5,726,404	\$23,320,170	\$31,865,673
20	46,43	7,48	13,34	\$6,186,777	\$19,344,726	\$27,899,987
25	46,07	7,45	15,03	\$6,823,105	\$15,923,909	\$24,804,987
30	45,58	7,41	16,55	\$7,645,664	\$12,897,254	\$22,367,893
35	45,00	7,37	17,95	\$8,695,935	\$10,174,217	\$20,509,109
40	44,27	7,31	19,24	\$10,039,455	\$7,794,290	\$19,321,054
45	43,76	7,26	20,45	\$11,748,067	\$5,337,922	\$18,429,698
50	42,11	7,13	21,59	\$13,800,418	\$4,455,388	\$19,528,236
55	41,44	7,07	22,68	\$16,415,735	\$2,435,053	\$20,005,095
60	41,07	7,04	23,72	\$19,554,412	\$0	\$20,574,656

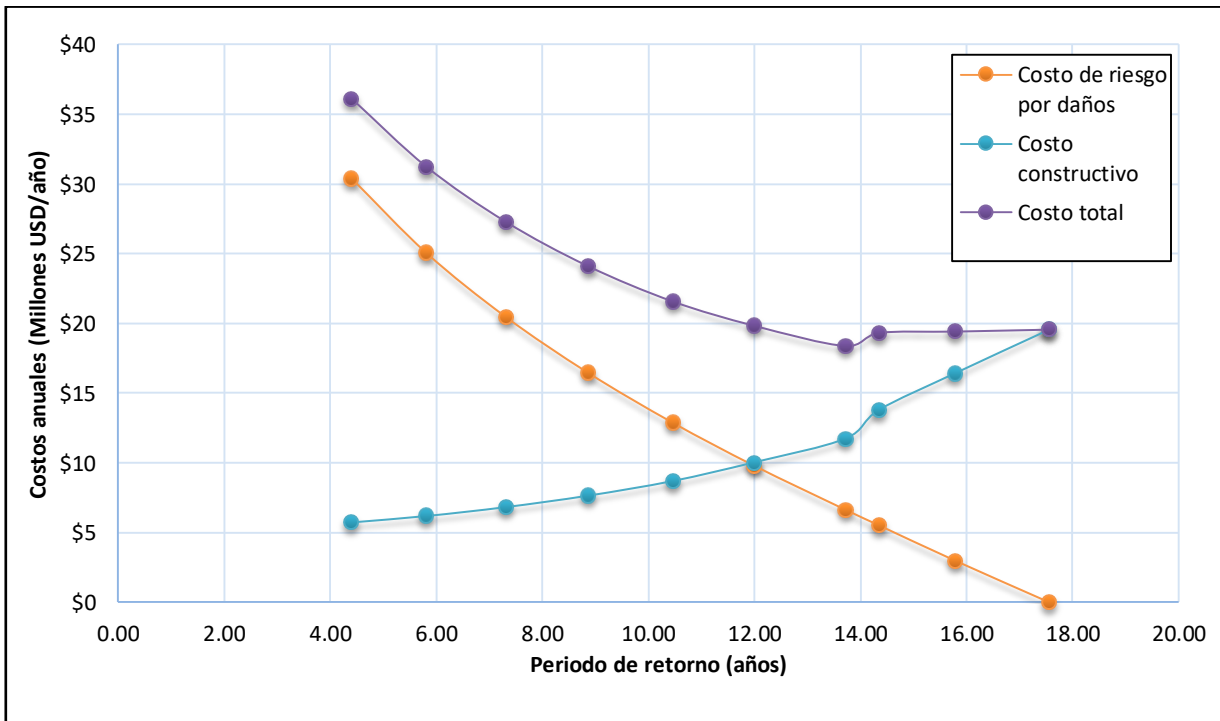


Figura 65. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 2 y 3

Cuadro 46. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 1, 2 y 3

Altura de ataguía (m)	Área túnel (m ²)	Diámetro (m)	Velocidad (m/s)	Costo de inversión (USD/año)	Costo por daños (USD/año)	Costo total (USD/año)
15	31.01	6.12	11.39	\$7,447,573	\$25,250,248	\$32,697,821
20	30.95	6.11	13.34	\$7,905,667	\$20,756,730	\$28,662,397
25	30.72	6.09	15.03	\$8,533,185	\$16,986,621	\$25,519,806
30	30.39	6.05	16.55	\$9,343,372	\$13,704,200	\$23,047,573
35	30.00	6.01	17.95	\$10,379,085	\$10,782,180	\$21,161,265
40	29.51	5.97	19.24	\$11,704,047	\$8,246,062	\$19,950,109
45	29.17	5.93	20.45	\$13,399,471	\$5,640,916	\$19,040,387
50	28.07	5.82	21.59	\$15,409,158	\$4,706,950	\$20,116,109
55	27.62	5.77	22.68	\$18,006,826	\$2,571,061	\$20,577,887
60	27.38	5.75	23.72	\$21,135,918	\$0	\$21,135,918

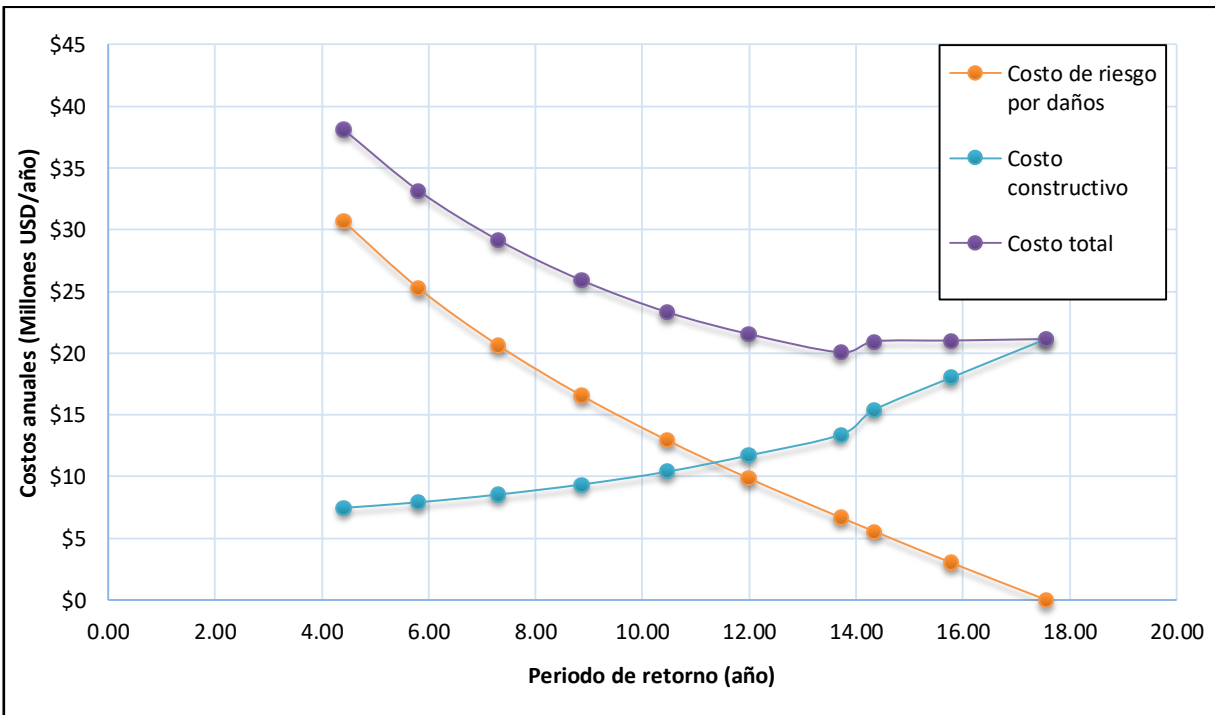


Figura 66. Análisis hidroeconómico al emplear los túneles 1, 2 y 3

Anexo 2. Análisis de hidráulico al variar el diámetro.

Cuadro 47. Análisis hidráulico al variar el diámetro del túnel1. Un túnel

D (m)	$AR_H^{2/3_0}$	Q_0 (m ³ /s)	Q/Q_0	y (m)	% Ahogamiento	V (m/s)
10,00	154,33	892,39	2,01	-	-	-
10,50	175,77	1016,38	1,76	-	-	-
11,00	198,99	1150,62	1,56	-	-	-
11,50	224,03	1295,43	1,38	-	-	-
12,00	250,96	1451,12	1,23	-	-	-
12,50	279,82	1618,01	1,11	-	-	-
13,00	310,67	1796,39	1,00	-	-	-
13,50	343,56	1986,60	0,90	11,88	88%	13,67
14,00	378,55	2188,90	0,82	11,2	80%	13,74

Cuadro 48. Análisis hidráulico al variar el diámetro del túnel 3. Un túnel

D (m)	$AR_H^{2/3_0}$	Q_0 (m ³ /s)	Q/Q_0	y (m)	% Ahogamiento	V (m/s)
10,00	154,33	817,04	2,19	-	-	-
10,50	175,77	930,56	1,92	-	-	-
11,00	198,99	1053,47	1,70	-	-	-
11,50	224,03	1186,05	1,51	-	-	-
12,00	250,96	1328,59	1,35	-	-	-
12,50	279,82	1481,38	1,21	-	-	-
13,00	310,67	1644,71	1,09	-	-	-
13,50	343,56	1818,85	0,98	11,88	88%	12,52
14,00	378,55	2004,07	0,89	11,2	80%	12,58

Cuadro 49. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 1. Dos túneles

D (m)	$AR_H^{2/3_0}$	Q_0 (m ³ /s)	Q/Q ₀	y (m)	% Ahogamiento	V (m/s)
10,00	154,33	892,39	1,00	-	-	-
10,50	175,77	1016,38	0,88	9,135	87%	11,56
11,00	198,99	1150,62	0,78	8,47	77%	11,47
11,50	224,03	1295,43	0,69	8,165	71%	11,34
12,00	250,96	1451,12	0,62	8,04	67%	11,30
12,50	279,82	1618,01	0,55	7,75	62%	11,24
13,00	310,67	1796,39	0,50	7,41	57%	11,15
13,50	343,56	1986,60	0,45	7,29	54%	11,04
14,00	378,55	2188,90	0,41	7,14	51%	11,04

Cuadro 50. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 2. Dos túneles

D (m)	$AR_H^{2/3_0}$	Q_0 (m ³ /s)	Q/Q ₀	y (m)	% Ahogamiento	V (m/s)
10,00	154,33	912.34	0.98	8.8	88%	11.44
10,50	175,77	1039.12	0.86	8.19	78%	11.36
11,00	198,99	1176.36	0.76	7.92	72%	11.25
11,50	224,03	1324.40	0.68	7.705	67%	11.23
12,00	250,96	1483.58	0.60	7.44	62%	11.18
12,50	279,82	1654.19	0.54	7.125	57%	11.11
13,00	310,67	1836.57	0.49	7.02	54%	11.01
13,50	343,56	2031.03	0.44	6.885	51%	11.02
14,00	378,55	2237.85	0.40	6.72	48%	11.01

Cuadro 51. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 3. Dos túneles

D (m)	$AR_H^{2/3_0}$	Q_0 (m ³ /s)	Q/Q ₀	y (m)	% Ahogamiento	V (m/s)
10,00	154,33	817.04	1.10	-	-	-
10,50	175,77	930.56	0.96	9.14	87%	10.58
11,00	198,99	1053.47	0.85	8.58	78%	10.50
11,50	224,03	1186.05	0.75	8.17	71%	10.38
12,00	250,96	1328.59	0.67	8.04	67%	10.35
12,50	279,82	1481.38	0.60	7.75	62%	10.29
13,00	310,67	1644.71	0.54	7.41	57%	10.21
13,50	343,56	1818.85	0.49	7.29	54%	10.11
14,00	378,55	2004.07	0.45	7.14	51%	10.23

Cuadro 52. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 1. Tres túneles

D (m)	$AR_H^{2/3_0}$	Q_0 (m ³ /s)	Q/Q ₀	y (m)	% Ahogamiento	V (m/s)
9,00	116.55	673.92	0.89	7.83	87%	10.43
9,50	134.60	778.30	0.77	7.315	77%	10.29
10,00	154,33	892.39	0.67	7	70%	10.22
10,50	175,77	1016.38	0.59	6.72	64%	10.12
11,00	198,99	1150.62	0.52	6.49	59%	9.98
11,50	224,03	1295.43	0.46	6.325	55%	10.04
12,00	250,96	1451.12	0.41	6.12	51%	10.09
12,50	279,82	1618.01	0.37	6	48%	9.99
13,00	310,67	1796.39	0.33	5.72	44%	9.87
13,50	343,56	1986.60	0.30	5.67	42%	9.86
14,00	378,55	2188.90	0.27	5.6	40%	9.97

Cuadro 53. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 2. Tres túneles

D (m)	$AR_H^{2/3_0}$	Q_0 (m ³ /s)	Q/Q ₀	y (m)	% Ahogamiento	V (m/s)
9,00	116.55	688.99	0.87	7.11	79%	10.36
9,50	134.60	795.70	0.75	6.745	71%	10.21
10,00	154,33	912.34	0.65	6.5	65%	10.12
10,50	175,77	1039.12	0.57	6.3	60%	9.43
11,00	198,99	1176.36	0.51	6.05	55%	9.96
11,50	224,03	1324.40	0.45	5.865	51%	10.02
12,00	250,96	1483.58	0.40	5.76	48%	9.94
12,50	279,82	1654.19	0.36	5.5	44%	9.83
13,00	310,67	1836.57	0.32	5.33	41%	9.83
13,50	343,56	2031.03	0.29	5.265	39%	9.81
14,00	378,55	2237.85	0.27	5.18	37%	9.77

Cuadro 54. Análisis de sensibilidad al variar el diámetro del túnel 3. Tres túneles

D (m)	$AR_H^{2/3_0}$	Q_0 (m ³ /s)	Q/Q ₀	y (m)	% Ahogamiento	V (m/s)
9,00	116.55	617.01	0.97	7.83	87%	7.99
9,50	134.60	712.58	0.84	7.315	77%	7.33
10,00	154,33	817.04	0.73	7	70%	6.90
10,50	175,77	930.56	0.64	6.72	64%	9.26
11,00	198,99	1053.47	0.57	6.6	60%	8.71
11,50	224,03	1186.05	0.50	6.325	55%	9.19
12,00	250,96	1328.59	0.45	6.12	51%	9.23
12,50	279,82	1481.38	0.40	6	48%	9.15
13,00	310,67	1644.71	0.36	5.72	44%	9.04
13,50	343,56	1818.85	0.33	5.67	42%	9.03
14,00	378,55	2004.07	0.30	5.6	40%	9.12