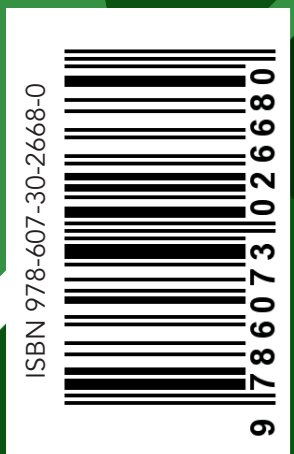
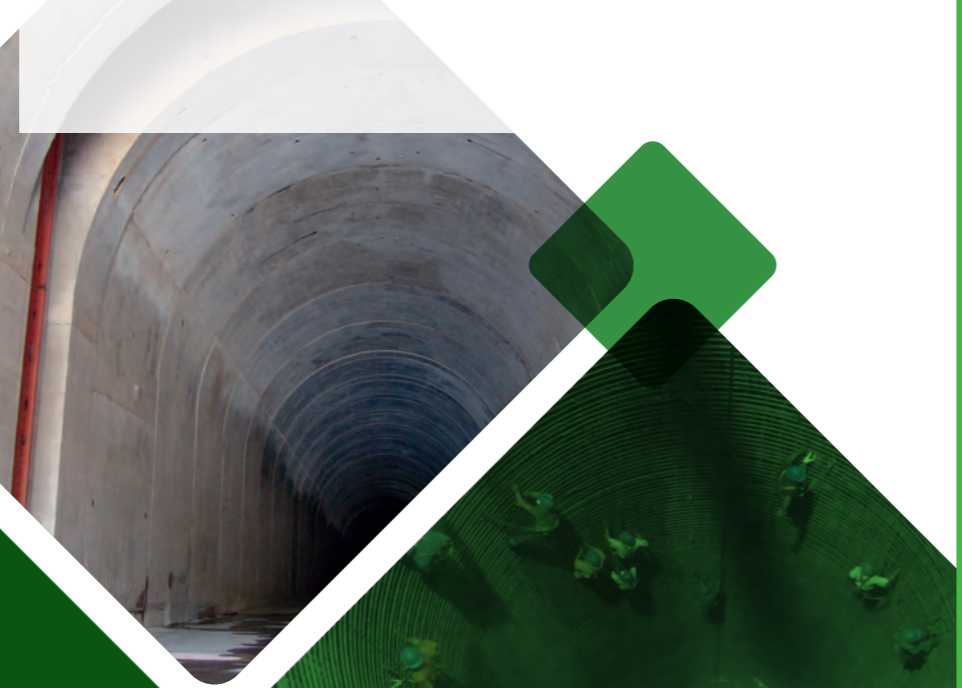




En el primer capítulo, se describen las consideraciones de comportamiento y falla en obras de desvío. Además, se presentan casos prácticos de sucesos recientes que acontecieron en diferentes obras: Tianshengqiao I. (China), Serra de Mesa (Brasil), Aguamilpa y La Yesca (México), Santo Antonio (Brasil) e Ituango (Colombia). Posteriormente, se presenta el análisis hidráulico que debe seguirse para la estimación del funcionamiento de este tipo de obras, haciendo énfasis en el comportamiento en túneles con flujos como canal y como tubo lleno. También se presenta el funcionamiento hidráulico y la investigación realizada en conducciones con rugosidad compuesta, incluyendo un criterio de análisis novedoso que se basa en la Ecuación de Colebrook, para su uso en modelos hidráulicos.

A continuación, se muestran las consideraciones de seguridad y riesgo aplicables a la estimación del análisis de riesgo de falla (proyectos hidroeléctricos Aguamilpa y El Cajón), incluyendo la planeación detallada del cierre final para el proyecto construido.



INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

OBRAS DE DESVÍO EN PROYECTOS HIDRÁULICOS, ASPECTOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

HUMBERTO MARENGO MOGOLLÓN

OBRAS DE DESVÍO EN PROYECTOS HIDRÁULICOS, ASPECTOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Humberto Marengo Mogollón



INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM



**OBRAS DE DESVÍO
EN PROYECTOS HIDRÁULICOS,
ASPECTOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN**

Instituto de Ingeniería

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**OBRAS DE DESVÍO
EN PROYECTOS HIDRÁULICOS,
ASPECTOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN**

Humberto Marengo Mogollón¹
IIUNAM
hmarengom@gmail.com

Noviembre 2019

¹ Asesor en el Instituto de Ingeniería de la UNAM

Obras de desvío en proyectos hidráulicos, aspectos de diseño y construcción

Primera edición, noviembre de 2019

D.R.© 2019 **Universidad Nacional Autónoma de México**



El cuidado de la edición estuvo a cargo de la Unidad de Promoción y Comunicación del Instituto de Ingeniería, de la Universidad Autónoma de México (IIUNAM).

Esta obra se encuentra disponible en <http://www.iingen.unam.mx> y está bajo un esquema de licenciamiento *Creative Commons*. Para su uso deben respetarse los términos especificados en [Licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional](#).

Instituto de Ingeniería, UNAM
Ciudad Universitaria, CP 04510, Ciudad de México

Hecho en México

ISBN 978-607-30-2668-0

Dedicatoria

A mi familia

Que ha estado conmigo en todos los momentos de mi vida; gracias a Silvia, Sara, Jorge Armando, Alejandro, Nelda Issa, Luis Humberto y Daniela.

A la memoria de mis padres

Prefacio

Este libro está enfocado a la enseñanza y consulta de los métodos recientes que se aplican para la planeación, diseño y construcción de obras de desvío dentro de la disciplina que, en la Ingeniería Civil, se le conoce como Obras Hidráulicas.

Está dirigido a estudiantes del último semestre de licenciatura y del posgrado en Ingeniería Hidráulica, Estructural y Mecánica de Suelos, así como Ciencias de la Computación. El contenido comprende los principales temas de diseño y construcción, además, se comentan casos ocurridos recientemente que le permitirán al lector obtener experiencias de cómo se trataron y cómo se resolvieron.

La forma de presentar los temas es accesible pero formal, de manera que un lector con antecedentes de hidráulica, obras hidráulicas, estructuras, geología y mecánica de suelos, puede seguirlo sin dificultad. La comprensión de los temas se enriquece con ejemplos y sucesos prácticos, además de la experiencia del autor en la investigación experimental realizada en los temas de rugosidades compuestas para túneles funcionando como canal y tubo lleno, así como en la evaluación de riesgos en la construcción de este tipo de obras en los últimos años.

Ciudad Universitaria, Cd. Mx.

Octubre 2019

Humberto Marengo

Agradecimientos

Este documento no hubiera sido posible sin la desinteresada colaboración de varios alumnos y colaboradores que entusiastamente escribieron y promovieron diversos documentos académicos en varios cursos de la asignatura de Integración de Proyectos de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

La Maestra en Ingeniería Hidráulica, Adriana Cafaghi Félix con sus valiosos comentarios y observaciones me permitieron mejorar la redacción y calidad del libro.

Agradezco el apoyo del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por brindar la oportunidad de elaborar este documento.

La Comisión Federal de Electricidad merece especial mención, me permitió desarrollar mi carrera profesional al realizar grandes obras que en el mundo se han considerado como ejemplo a seguir por su desarrollo tecnológico y me permitió hacerlo rodeado de grandes ingenieros mexicanos como Fernando Hiriart, Raúl Marsal, Leopoldo Arceo, Alfredo Elías y de connotados ingenieros extranjeros que nos ayudaron a supervisar las obras construidas por CFE como Giovanni Lombardi, Don Deere, L. G. Puls y otros.

Resumen

En el primer capítulo de esta investigación, se describen las consideraciones de comportamiento y falla en obras de desvío. Además, se presentan casos prácticos de sucesos recientes que acontecieron en diferentes obras, como fueron las de Tianshengqiao I. (China), Serra de Mesa (Brasil), Aguamilpa y La Yesca (México), Santo Antonio (Brasil) e Ituango (Colombia).

En el siguiente capítulo, se presenta el análisis hidráulico que debe seguirse para la estimación del funcionamiento de este tipo de obras, haciendo énfasis en el comportamiento en túneles con flujos como canal y como tubo lleno. En la siguiente sección se describe el funcionamiento hidráulico y la investigación realizada en conducciones con rugosidad compuesta, incluyendo un criterio novedoso para su uso en modelos hidráulicos. A continuación, se muestran las consideraciones de seguridad y riesgo aplicables a la estimación del análisis de riesgo de falla, considerando el estudio de Riesgo por Desbordamiento realizado a detalle para el Proyecto Hidroeléctrico (P. H.) Aguamilpa.

Finalmente, se muestra el análisis determinístico para el P. H. El Cajón con la metodología de análisis de riesgo de falla. El autor establece el método a seguir sugerido para este tipo de proyectos, incluyendo la planeación detallada del cierre final para un proyecto hidroeléctrico construido.

En los Anexos, se muestra la metodología propuesta para una ataguía integrada al cuerpo de la cortina en presas de enrocamiento con cara de concreto, que constituye un criterio de análisis novedoso para la aplicación en modelos hidráulicos que se basa en la Ecuación de Colebrook.

Palabras clave: Obras de desvío; funcionamiento hidráulico; análisis de riesgo; rugosidad compuesta.

Abstract

First chapter of this research is a description of the main considerations on the behavior and failure on diversion works, including practical recent cases in Tianshengqiao I. (China), Serra de Mesa (Brazil), Aguamilpa and La Yesca in México, Santo Antonio (Brazil) and Ituango in Colombia.

Next chapter undergoes the hydraulic analysis that guides this kind of works, with special emphasis on tunnels behavior as channels or full pipes. Hydraulic behavior and roughness parameter research are considered. This study presents also the main safety and risk issues when estimating a model of dam overtopping risk, which was the case for the Aguamilpa dam project.

Finally, there arises the deterministic analysis for the El Cajon Project, using various methodologies taking into account risk analysis. The author presents a method for this kind of projects considering detailed planning activities when a hydroelectric project closure takes place.

In the annexes, the reader will find the methodology developed for cofferdams design when coupled to curtain for concrete face rockfill dams, which is a novel criterion on hydraulic models based on the Colebrook equation.

Keywords: Diversion works; hydraulic performance; risk analysis; roughness parameter.

Índice

1. Introducción.....	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivo	1
1.3 Alcance	2
2. Consideraciones de comportamiento y falla en obras de desvío	3
2.1 Introducción	3
2.2 Consideraciones de falla de obras de desvío.....	4
3. Elementos constitutivos de las obras de desvío	7
3.1 Introducción	7
3.2 Bordo libre	8
3.3 Hidrología	8
3.4 Topografía.....	11
3.5 Geología.....	12
3.6 Ataguías	14
3.7 Ataguías tipo terraplén.....	16
3.8 Métodos de cierre del cauce y cierre definitivo	19
3.9 Diseño de tapones de concreto, cierre final	21
4. Sucesos en obras de desvío.....	33
4.1 Tianshengqiao I (TSQ.1), China	33
4.2 Presa Serra de Mesa, Brasil	35
4.3 Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, México	37
4.4 Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, México	46
4.5 Proyecto Hidroeléctrico Santo Antonio, Brasil.....	50
4.6 Proyecto Hidroeléctrico Ituango, Colombia	53
5. Análisis Hidráulico.....	59
5.1 Aspectos teóricos	59
5.2 Flujo a superficie libre	60

5.3 Condiciones de flujo crítico	61
5.4 Condiciones de flujo uniforme.....	61
5.5 Secciones usuales de construcción.....	63
5.6 Procedimiento de cálculo	65
5.7 Túneles trabajando a superficie libre	67
5.8 Conductos trabajando a presión	72
6. Aspectos generales del escurrimiento en túneles con rugosidad compuesta.....	77
6.1 Introducción	77
6.2 Flujo a superficie libre con rugosidad compuesta.....	78
6.3 Flujo presurizado con rugosidad compuesta.....	84
6.4 Una nueva propuesta de análisis con rugosidad compuesta.....	86
6.5 Criterio de rugosidad compuesta con la ecuación de Manning.....	91
7. Consideraciones de seguridad y riesgo.....	95
7.1 Introducción	95
7.2 Métodos para la evaluación del riesgo	95
7.3 Evaluación de Incertidumbres.....	96
7.4 Método avanzado del primer orden del segundo momento estadístico según Ang y Tang	98
8. Análisis del Riesgo de Falla por Desbordamiento del P. H. Aguamilpa en 1992.....	103
8.1 Avenidas de diseño	103
8.2 Función de comportamiento	105
8.3 Resultados obtenidos	108
8.4. Aplicaciones Constructivas.....	109
8.5. Aplicación a proyectos construidos	110
9. Aplicación de la metodología propuesta para estimar el costo de una Obra de Desvío.....	111
9.1 Proyecto Hidroeléctrico El Cajón	112
9.2. Avenidas de diseño de la Obra de Desvío.....	113
9.3. Avenidas de diseño de la obra de excedencias	114
9.4. Características de la Obra de desvío	114
9.5 Funcionamiento hidráulico del desvío como canal.....	115
9.6 Funcionamiento hidráulico de 2 túneles como tubo lleno	117
9.7 Curvas elevaciones-gastos de descarga para 2 túneles trabajando en forma conjunta.....	122
9.8 Análisis de riesgo con el criterio determinístico	123
9.9 Programa de construcción.....	126

9.10 Daños potenciales	127
9.11. Riesgos estimados con el análisis determinístico de la obra de desvío.....	129
9.12 Costo del daño esperado	129
9.13. Análisis del Riesgo con el criterio probabilístico	130
9.14 Función de confiabilidad de la Obra de Desvío	133
9.15 Análisis de Sensibilidad.....	134
9.16 Conclusiones	136
10. Planeación y ejecución del cierre final del P. H. El Cajón.....	139
10.1 Introducción	139
10.2 Estructura de cierre final.....	139
10.3 Obra de excedencias	140
10.4 Avance de construcción de la cortina	142
10.5 Hidrología	142
10.6 Política de descarga del vertedor	145
10.7 Terminación de la inyección de pantalla impermeable desde el plinto y galerías para formar el plano de estanqueidad de la presa	147
10.8 Conclusiones y Recomendaciones	149
Anexo A. Ataguías Integradas al Cuerpo de la Cortina	151
A.1 Introducción	151
A.2 Esquema de las obras	151
A.3. Secciones transversales de la obra de desvío	153
A.4 Análisis Hidráulico	153
A.5 Análisis Hidrológico	155
A.6 Función de comportamiento.....	159
A.7 Etapas de Construcción.....	160
Anexo B. Aplicación del nuevo criterio de análisis para modelos hidráulicos.....	171
B.1 Introducción	171
B.2 Modelos hidráulicos	172
B.3 Aplicación del nuevo criterio (Aldama-Marengo-Romero).....	173
B.4. Análisis estadístico	180
B.5 Conclusiones	184
Bibliografía	187

1. Introducción

1.1 Antecedentes

En esta investigación se muestran los métodos recientes que se aplican para la planeación, diseño y construcción de obras de desvío dentro de la disciplina que, en la Ingeniería Civil, se le conoce como Obras Hidráulicas.

Tradicionalmente en nuestro país, se realizan los análisis de este tipo de obras desde un punto de vista determinístico; también, se considera solamente un tipo de rugosidad en los túneles, sin embargo, a raíz de los sucesos del desbordamiento ocurrido en el Proyecto Aguamilpa en 1992, el autor con base en un análisis de riesgo de falla, planteó que los proyectos deben construirse con rugosidad compuesta y hacer un cuidadoso análisis de riesgo que significa, con poco costo adicional, construir proyectos más seguros con una expectativa de mejor funcionamiento en lo general.

1.2 Objetivo

El objetivo de este libro es presentar de manera integral los aspectos relevantes que intervienen en la planeación, diseño y construcción del tipo de obra de desvío adecuado al sitio del proyecto, al considerar algunos elementos fundamentales como son: la hidrología, la topografía, la geología y la evaluación de riesgos.

Con la información anterior y de acuerdo al esquema usual de obras de desvío en túneles, se presenta un proceso para realizar el análisis de una obra de desvío de forma determinística. Con base en el estudio económico y la estimación de la confiabilidad y riesgo de los esquemas analizados, se propone una metodología de “análisis del riesgo de falla de obras de desvío con una base de riesgo” que permite seleccionar el mejor arreglo desde el punto de vista técnico, económico y de riesgo.

También, se describen los métodos de cierre del cauce, se enuncian los criterios a seguir para escoger los materiales para la formación de ataguías, se muestra la investigación realizada por el autor en materia de rugosidades compuestas, finalmente, se presentan ejemplos numéricos y casos prácticos que han sucedido en algunas obras hidráulicas recientemente construidas.

1.3 Alcance

Esta investigación tiene como alcance mostrar analítica y experimentalmente los estudios realizados en México para el diseño de obras de desvío. Los análisis experimentales fueron realizados en el Laboratorio de Hidráulica de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), y los reportes de estos, fueron motivo de varios artículos de investigación original realizados por el autor como se muestran en la bibliografía.

Debe señalarse que este libro persigue fines meramente académicos, y no debe atribuirse a las opiniones en él vertidas, algún alcance distinto, ya que los casos de estudio y el material en el desarrollado, fueron abordados únicamente desde una perspectiva de avance tecnológico y científico y deben considerarse desde una perspectiva integral referida al momento del análisis o toma de decisiones en que se realizaron, de forma que dicho estudio no prejuzga ni arroja opiniones o conclusiones que puedan ser interpretadas o aplicadas en un momento distinto al presente.

El material presentado forma parte del acervo personal del autor y en muchos casos se ha presentado como artículos científicos, presentaciones y conferencias científicas en diversos foros nacionales e internacionales.

2. Consideraciones de comportamiento y falla en obras de desvío

2.1 Introducción

Se denomina presa al conjunto de estructuras necesarias para captar, almacenar, conducir, aprovechar y restituir los escurrimientos de una corriente; estos elementos son el embalse o vaso de almacenamiento, la cortina o dique principal, la obra de toma, obra de control y excedencias, las ataguías aguas arriba y aguas abajo, la obra de desvío, y específicamente, en el caso de una central hidroeléctrica, la casa de máquinas que alberga el equipo turbo generador. En general, a excepción de la obra de desvío, el resto de las estructuras son de carácter permanente; el desvío cumple su función cuando puede realizar su cierre final una vez que el avance de la cortina alcanza una altura suficiente para garantizar la seguridad de la presa y el llenado del embalse no interfiera con la terminación de las obras; es en ese momento cuando puede pasar de obra temporal a permanente y utilizarse como: obra de excedencias, toma ecológica o descarga de fondo. En cualquier caso, debe hacerse un cuidadoso cierre definitivo de las mismas.

La obra de desvío está integrada por las ataguías aguas arriba y aguas abajo, la conducción puede efectuarse a través de uno o varios túneles, canal o tajo, conductos metálicos o de concreto aislados, o a través de la cortina, y conductos de otros materiales como madera, plástico, etc.; cuya finalidad es desviar los escurrimientos del río por un determinado sitio, y de esta forma aislar las zonas de construcción de la cortina en el caso de presas de almacenamiento y derivación, estructuras de control de niveles para navegación o repartición de gastos, esclusas, etc.

Al inicio de la obra de desvío del P. H. El Cajón, Nay., que se hizo durante los meses de estiaje del año 2003, para acceder al fondo del río, se construyeron pequeñas preataguías donde se colocaron cuatro tuberías de 30.5 cm de diámetro de PVC para secar el cauce del

río en la porción del eje de la ataguía. En esos meses el flujo del río Santiago es muy reducido y el flujo estaba controlado aguas arriba por la presa Santa Rosa.

Para optimizar el costo de la obra es necesario conocer el sitio, el tipo de cortina, el periodo de retorno con su avenida de diseño asociada, la geometría, el tipo y dimensiones del desvío a emplear, así como el programa de construcción que se desee seguir.

Las ataguías son pequeñas cortinas impermeables generalmente hechas de materiales graduados que sirven para dirigir los escurrimientos al conducto de desvío; es usual utilizar el material producto de las excavaciones de los tajos y de los túneles para su construcción y las preataguías son estructuras construidas previas a las ataguías, que permiten la construcción adecuada de las mismas.

Como medida de seguridad adicional, ante la presencia de avenidas mayores a la del diseño durante los primeros meses de construcción en cortinas de materiales graduados o en las presas de enrocamiento, la Comisión Federal de Electricidad (CFE) ha incluido en sus diseños en algunos proyectos como el Proyecto Hidroeléctrico (P. H.) Aguamilpa (1989-1995), la construcción de un bordo fusible; el propósito de dicha estructura es que falle antes que la ataguía sea rebasada, para que se llene el recinto comprendido entre la ataguía y el cuerpo de la cortina, así, se evita un daño mayor por la falla súbita de la ataguía aguas arriba (Marengo 2006).

2.2 Consideraciones de falla de obras de desvío

En un examen global considerando la práctica usual de la ingeniería, se considera que las obras de desvío se deben diseñar desde el punto de vista hidrológico con periodos de retorno que oscilan entre 30 a 50 años para las presas de tierra y enrocamiento, y periodos de retorno de 10 a 20 años para las presas de concreto. Lo usual, es hacer el diseño desde el punto de vista determinístico.

Una revisión hecha por Fahlbusch (1999) reveló que, en la mayoría de los casos de falla en obras de desvío, los niveles de seguridad adoptados fueron solamente una pequeña fracción de los requeridos cuando las presas fueron terminadas. Solo cinco de los 90

proyectos revisados tuvieron obras de desvío con capacidad congruente y con un nivel de seguridad similar entre la obra de desvío y la obra de excedencias (vertedor).

Los aspectos relevantes indican que se le da poca atención a la seguridad de presas durante la construcción, estos son:

- a) El problema se ha analizado tradicionalmente solo como los daños que se pueden ocasionar aguas abajo de la presa en construcción, aunque se debería considerar además de los daños ocasionados a las propias estructuras, la pérdida por servicios como la generación de energía que en muchas ocasiones puede ser muy significativa.
- b) El problema es considerado como un asunto que es responsabilidad del constructor, sin importar las consecuencias.
- c) Hay una noción irracional de que no puede suceder mucho en el corto periodo que dura la construcción.

Estas consideraciones son totalmente contrarias a la evidencia hidrológica, muchas avenidas extremas destructivas han ocurrido durante la construcción de grandes presas (Kariba, Oros, Aldedavilla, Akocombo, Cahora Bassa, Tarbela y ahora Aguamilpa).

En algunos casos de los señalados, se presentaron avenidas del orden de $2/3$ de la Precipitación Máxima Probable (PMP) causando daños severos que rebasaron significativamente las obras de protección.

Una notable excepción (Fahlbusch 1999), se hizo en la presa de Mangla, en la que la obra de desvío se diseñó para un período de retorno de 1000 años.

De hecho, los sucesos ocurridos en Aguamilpa en 1992 ocasionaron una falla total por desbordamiento de la obra de desvío, la cual no fue catastrófica porque el avance de la presa era considerable e impidió el colapso total de la ataguía aguas arriba.

A raíz de estos sucesos, un período de retorno de 100 años se adoptó para el diseño de las obras de desvío de las presas El Cajón y La Yesca en México, también fue aplicada a los túneles auxiliares del Río Grijalva que, a la fecha, han funcionado muy bien.

Debido a lo anterior es importante realizar un análisis de riesgo ante la posibilidad de que se presente la falla de la ataguía durante su construcción.

En teoría, la avenida de diseño del desvío puede ser la avenida máxima histórica, sin embargo, en algunos casos dependiendo de la importancia de la obra, puede seleccionarse una avenida de diseño que se estime con otros criterios como el hecho de elegir una avenida que sea una fracción de la PMP.

3. Elementos constitutivos de las obras de desvío

3.1 Introducción

Considerando la importancia que para el ingeniero representa la experiencia acumulada en el campo de las obras hidráulicas, en este apartado se presenta una serie de definiciones, comentarios y elementos constitutivos de las obras de desvío.

Además del análisis hidráulico e hidrológico que es fundamental para el diseño de una obra de este tipo que definen la altura de las ataguías y las diferentes etapas que se deben construir durante el Proyecto, hay varios aspectos que el constructor debe tomar en cuenta como es la constructibilidad de las obras. Esta actividad que se define como la “factibilidad constructiva de un proyecto”, abarca la planeación de las actividades de la construcción sujeta al conjunto de actividades técnicas que deben cumplirse como son los aspectos hidrológicos, hidráulicos, de geología y geotecnia que el diseñador debe tomar en cuenta para cumplir exitosamente con la obra analizada. Debe tomarse en cuenta que, una vez iniciada la obra, ésta no tiene marcha atrás. Así, se vuelve fundamental la topografía y la investigación geológica del sitio del desplante y la planeación de las obras (hay que recordar que es la ruta crítica del proyecto), es entonces cuando las actividades de la cimentación del proyecto se vuelven mandatorias en función de reducir los riesgos geotécnicos y por desbordamiento, así como la posible inestabilidad de las ataguías. Para un proyecto importante, es conveniente hacer un modelo a escala 3D que reproduzca la topo-batimetría de las zonas estrechas y no modifique la curva elevaciones-gastos del desfogue. Además, deberá revisarse con cuidado el diseño geotécnico de las ataguías, de tal manera que si el material aluvial empleado (arenas y gravas) requiere dragado, puede encarecerse el esquema, sin olvidar la necesidad de construir una pantalla impermeable en el fondo del río para minimizar filtraciones.

3.2 Bordo libre

Una vez analizado el comportamiento hidráulico a lo largo de la obra de desvío, para obtener la altura de la corona de las ataguías, es necesario considerar un bordo libre para protección por oleaje. Hace 30 o 40 años, se consideraba un problema trivial y se recomendaba aumentar del orden de 2 m al tirante obtenido, aunque en algunos casos de presas grandes se aceptaba un bordo libre del orden de 3 m. En rigor, hay que calcular el efecto del viento sobre la longitud del embalse para definirlo analíticamente y es preferible, con base en diversas experiencias, tener un bordo libre más generoso de lo necesario.

3.3 Hidrología

El análisis hidrológico cuidadoso y de detalle ha evolucionado mucho a través de los últimos años. La forma de hacerlo está plasmada en varios textos que permiten conocer la determinación de la información hidrológica que se requiere para diversos tipos de obras, en este caso, las obras de desvío. La tendencia mundial es que en la medida que se tienen más y mejor instrumentadas las cuencas en estudio, es posible determinar el ciclo hidrológico con métodos más sofisticados que apoyados en sistemas geo-referenciados, con los que se pueden determinar cada vez mejor las avenidas de diseño ante eventos de lluvias máximas. Esta tendencia está sucediendo en varios países desarrollados, sin embargo, en varias cuencas de México y varios países del mundo, todavía se utilizan modelos lluvia-escorrentía con base en mediciones de precipitaciones y flujos en cauces con registros históricos, empleando métodos estadísticos para determinar las avenidas de diseño.

Tomando como base el hecho de que los escurrimientos son cíclicos y en teoría volverán por lo menos a repetirse durante la vida útil de las obras, los registros de lluvias y escurrimiento son fundamentales para definir los parámetros de diseño de las avenidas que inciden en las obras de desvío, con lo que se pretende identificar aspectos tales como: el tipo de régimen, conocer cuándo son las épocas de estiaje y lluvias, cuáles son los gastos mínimo y máximo instantáneos, los años de mayor y menor escurrimientos, el gasto máximo histórico y la información necesaria para definir la forma y el volumen máximo del hidrograma de la avenida de diseño para el periodo de retorno seleccionado; como ejemplo, en la Figura 3.1 se presenta el hidrograma de la avenida máxima histórica registrada en el sitio del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, Jal., ocurrida en agosto de 1973.

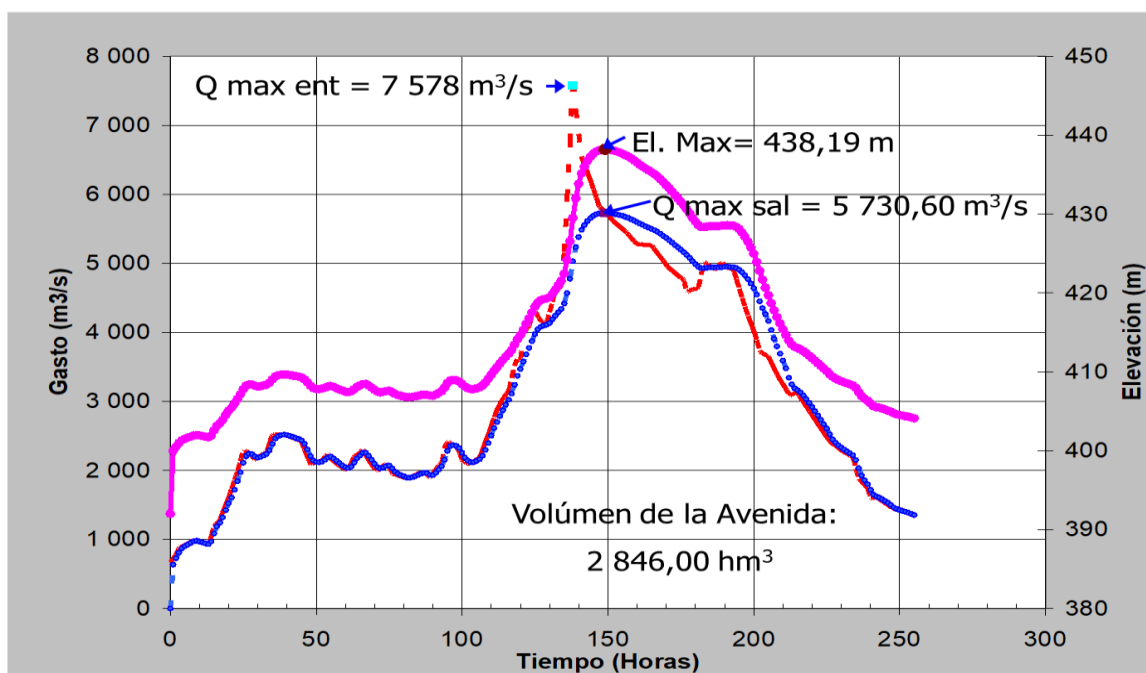


Figura 3.1 Avenida máxima histórica registrada en el sitio del P. H. La Yesca, Jal.

El análisis de la información hidrológica influye en el dimensionamiento (altura y tamaño) de las pre-ataguías y de las ataguías; de hecho, siempre que sea posible y en función del tipo de cortina a emplear, se recomienda integrar las ataguías al cuerpo de la cortina para lograr importantes ahorros en costo y tiempo de ejecución; no sin antes realizar un análisis de riesgo en caso de falla de la estructura, como ocurre en las presas de materiales graduados

y recientemente en presas de enrocamiento con núcleo de asfalto. Sin embargo, en presas de gravedad como las de concreto compactado con rodillo (CCR) o las de enrocamiento con cara de concreto (ECC), las ataguías usualmente quedan desligadas del cuerpo de la cortina.

Debe señalarse que en México se aplican los estudios que consisten en determinar estadísticamente el gasto máximo asociado a diversos periodos de retorno, así como en adoptar la forma de la avenida máxima registrada desagregando los gastos máximos asociados a diferentes duraciones de acuerdo al periodo de retorno de cada uno de ellos, entonces, se precisan los volúmenes de las avenidas de diseño.

En forma más reciente, Aldama et al. (2006), han estudiado la caracterización de avenidas de diseño con base en métodos bivariados que toman en cuenta, además del gasto pico, el volumen de las avenidas. El ICOLD (Comité Internacional de Grandes Presas), particularmente en el Comité de Estimación de Avenidas y Seguridad de Presa (Flood Evaluation and Dam Safety 2018), adopta el criterio de la Precipitación Máxima Probable (PMP) para la estimación de las avenidas.

Una forma de revisar este importante tema es evaluar las avenidas con varios métodos (el racional, el estadístico, PMP, etcétera) y tratar de sensibilizar al diseñador con la información valiosa que proporciona cada método por separado, para seleccionar la avenida de diseño de una forma más integrada, lo cual se recomienda ampliamente.

Aguas abajo de la descarga de las obras de desvío, se hace un análisis hidráulico del sitio del río para determinar las condiciones de la descarga de la conducción, lo que permite hacer el tránsito de la avenida de diseño y permite prever el manejo del río y las maniobras de cierre final. Como ejemplo, en la Figura 3.2 se muestra la forma típica de la curva elevaciones de gastos del río en la zona de descarga del P. H. La Parota, Gro.

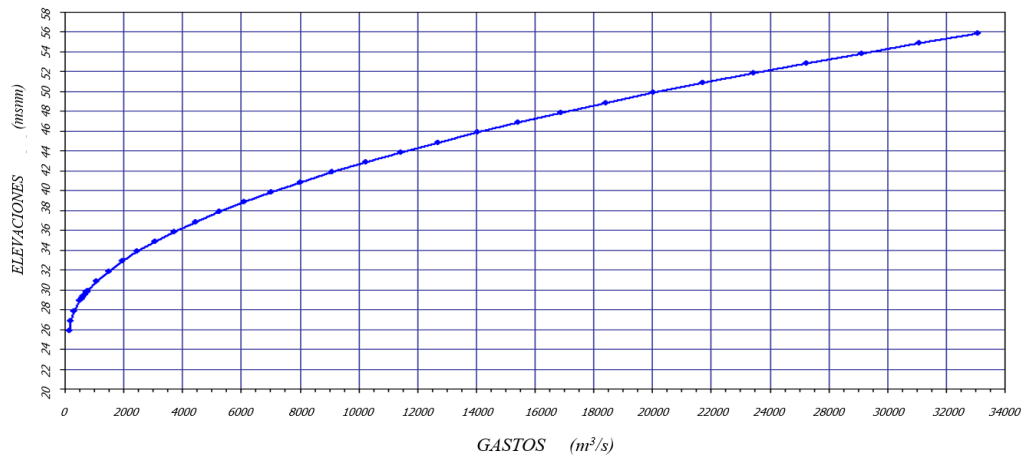


Figura 3.2 Curva elevaciones-gastos del río de la obra de desvío en el sitio P. H. La Parota, Gro., México.

3.4 Topografía

La topografía del sitio define el tipo de desvío a utilizar, ya que las boquillas abiertas son adecuadas para el empleo de desvíos con tajo o con canal, mientras que las cerradas obligan al empleo del desvío con túneles; cuando al sitio de la boquilla le sucediera un meandro, debe analizarse la posibilidad de hacer un *by-pass*, como se realizó en varios proyectos como El Infiernillo, El Caracol y El Cajón.

Desde el punto de vista hidráulico, la topografía del sitio y la avenida de diseño determinan la capacidad de regulación del embalse cuando se transita la avenida; si el gasto máximo de la avenida es prácticamente igual al gasto máximo del desvío, la obra de desvío trabaja como canal, por tanto, no hay regulación (si el desvío se realiza a través de túneles, éstos trabajan a superficie libre), en caso contrario, se presenta cierta capacidad de regulación. En ambos casos los resultados de mayor interés para cada una de las obras de desvío que vayan a compararse son la elevación máxima del agua, el gasto máximo que pasa por el desvío, las velocidades en el propio paso y quizá las velocidades tangenciales a las ataguías; aunque esto último no es sencillo de obtener, a menos que se construya un modelo hidráulico.

3.5 Geología

Las características geomecánicas de la roca tienen gran impacto dentro del costo de la obra, ya que la estructura debe tener un desempeño eficiente y seguro durante su vida útil, y en el caso de roca de mala calidad, el incremento en el costo por tratamientos puede resultar excesivo, ya que pueden presentarse caídos en el caso de túneles o deslizamiento de taludes en tajos o canales, lo cual representa costos adicionales por concepto de anclaje y soporte para garantizar la estabilidad de las estructuras; también, es importante tomar en cuenta el efecto erosivo del flujo, la permeabilidad del macizo rocoso y los efectos del intemperismo en la roca expuesta, además de tratar con la posibilidad de que se presenten sobrecostos por situaciones como paleo-cauces y fallas geológicas no previstas en el diseño inicial.

El perfil de los túneles de la obra de desvío es fundamental desde el punto de vista comportamiento, seguridad y costo, ya que los portales tanto a la entrada como a la salida deben quedar alojados en roca sana, entonces, es obligatorio hacer la exploración geológica mínima necesaria (geofísica, geo-eléctrica y barrenos) para que puedan tomarse las decisiones adecuadas en la etapa de diseño y se tenga un comportamiento aceptable durante la operación. En este sentido, la experiencia que se tuvo en los túneles de desvío del proyecto Aguamilpa resultó muy ilustrativa. Considerando que la obra de desvío es la ruta crítica de un proyecto, se excavaron los túneles con gran rapidez. De hecho, en algunos tramos no se hicieron los tratamientos adecuados y se presentaron fuertes desprendimientos de roca durante una avenida ocurrida en 1991. Se tuvieron que hacer reparaciones significativas (Figura 3.3) con concreto lanzado, concreto convencional, anclaje y marcos metálicos ante un caído de más de 20 000 m³.



Figura 3.3 Tratamientos adicionales de los túneles del P. H. Aguamilpa, México.

Finalmente, la disponibilidad *in situ* de los materiales adecuados para las preataguías y ataguías, influye en la selección del esquema óptimo, en la Figura 3.4a se presenta un marco geológico típico en planta donde está indicada la zona de la boquilla, y en la Figura 3.4b el perfil por el eje de la cortina del P. H. Las Cruces, Nay.

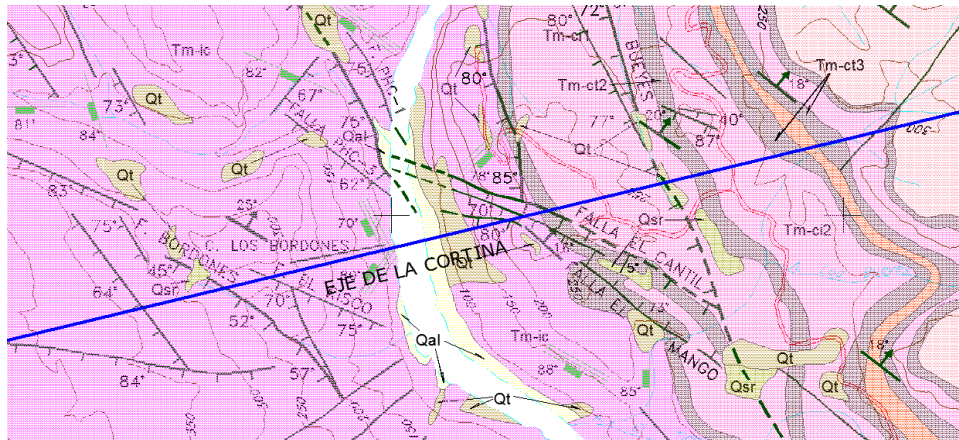


Figura 3.4a Marco geológico del sitio de la cortina del P. H. Las Cruces en planta.

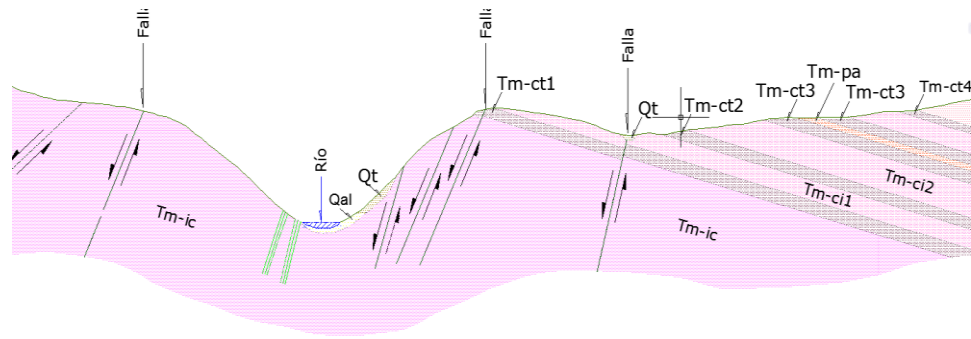


Figura 3.4b Marco geológico del sitio de la cortina del P. H. Las Cruces por la sección transversal del eje.

3.6 Ataguías

Las ataguías o diques son elementos generalmente de carácter temporal que sirven para contener o desviar el flujo hacia la obra de desvío, deben estar diseñadas para soportar el empuje hidrostático del agua en la zona húmeda y ser impermeables a fin de evitar las filtraciones que pudieran llevarlas a la falla.

Las ataguías aguas arriba sirven para contener-desviar o contener-encauzar la corriente, en el primer caso, el objetivo se logra cuando la ataguía se interpone a lo ancho de todo río con cierto ángulo que produce el desvío hacia la entrada de la conducción.

En la Figura 3.5 se presenta el arreglo de un desvío con dos túneles y la ataguía integrada al cuerpo de la cortina que se propuso para el diseño de la obra de desvío del P. H. La Yesca, Jal. El esquema bajo este concepto se discute ampliamente en el Anexo A.

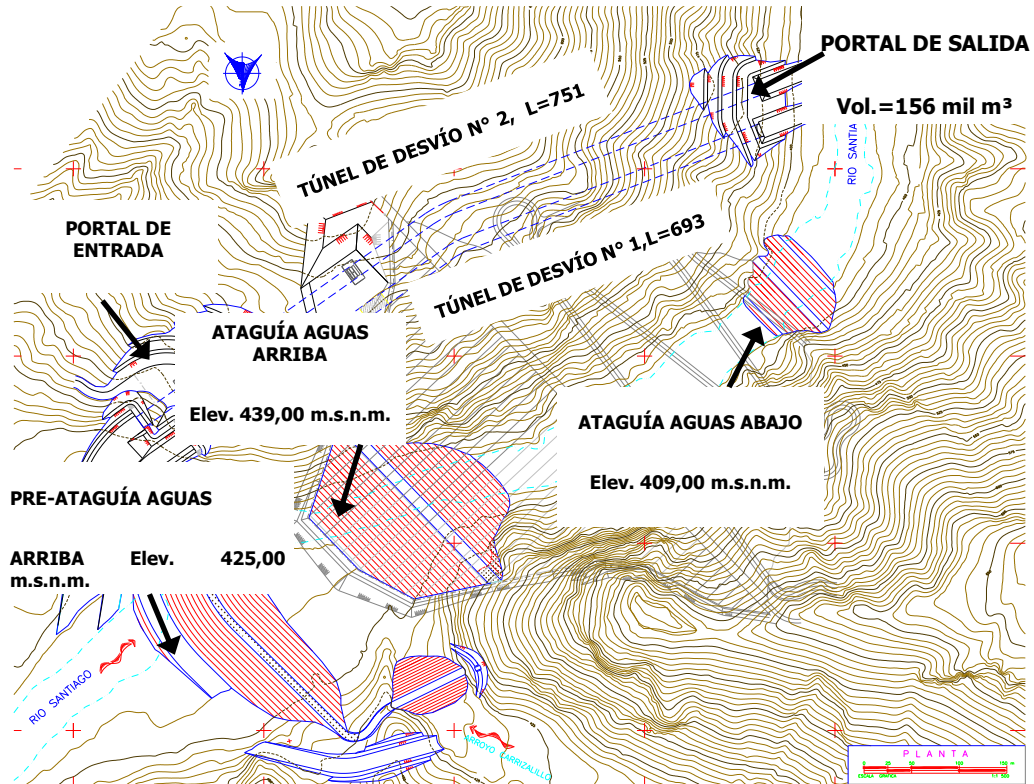


Figura 3.5. Esquema de obra de desvío con túneles y ataguía integrada al cuerpo de la cortina, P. H. La Yesca, Jal., México.

En la Figura 3.6, se presenta el esquema de la obra de desvío en tajo de la Presa Reguladora Amata (2007), Sin., ahí se observa cuando la ataguía obstruye parcialmente el cauce permitiendo que el escurrimiento siga una dirección paralela al eje de la misma, lo anterior obliga a que el desvío se realice en varias etapas de construcción.

En cuanto a su geometría y materiales que las integran, las ataguías pueden clasificarse en: tipo terraplén, celulares, emparrillados de madera, concreto o acero, cuyas características se describen a continuación.

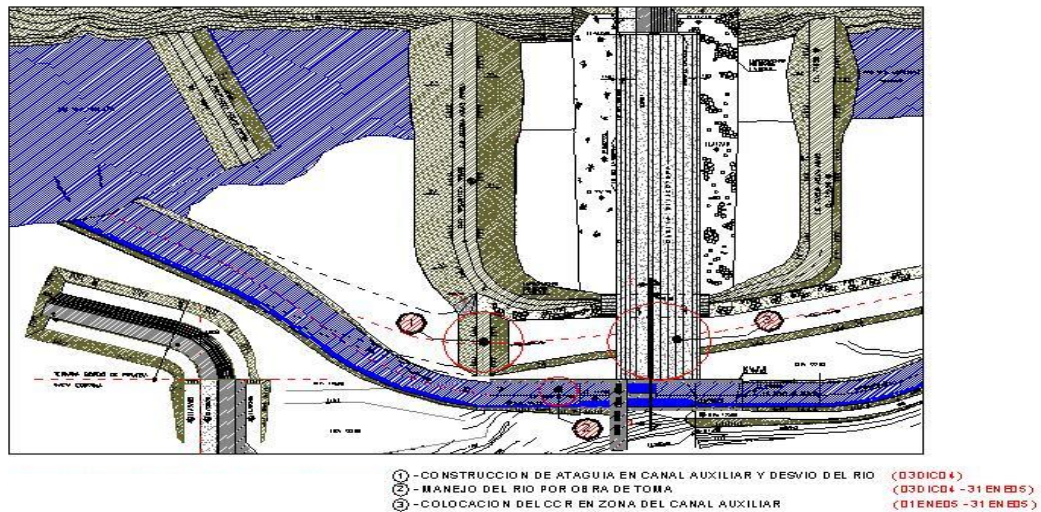


Figura 3.6 Desvío con tajo o canal Presa Amata, Sin., México.

3.7 Ataguías tipo terraplén

Este tipo de ataguías son las más comunes y se construyen básicamente con materiales disponibles en el sitio, como tierra, roca o materiales graduados, que pueden colocarse en greña o seleccionados, y compactarse o no con cualquiera de los métodos de compactación conocidos; lo anterior depende del análisis de estabilidad y del carácter provisional o definitivo de la misma; en muchas ocasiones se utiliza el material proveniente de los túneles de desvío, por lo que el diseño de voladuras adquiere particular importancia.

Las ataguías son obras permanentes cuando están integradas al cuerpo de la cortina en el caso de las presas de materiales graduados o las de enrocamiento con núcleo de asfalto; o bien, se utilizan para formar un tanque o colchón de agua al pie de la cortina con el fin de reducir el problema de socavación y fractura en el caso de la descarga de vertedor de caída libre o para garantizar la sumergencia mínima del equipo turbogenerador en el caso de la ataguía aguas abajo.

Con respecto a las ataguías tipo terraplén (Figura 3.7), se recomienda diseñarlas y construir las, protegiendo con material grueso el núcleo de arcilla para evitar el arrastre de material, o bien, usar ataguías celulares o emparrillados en los tramos de mayor velocidad.

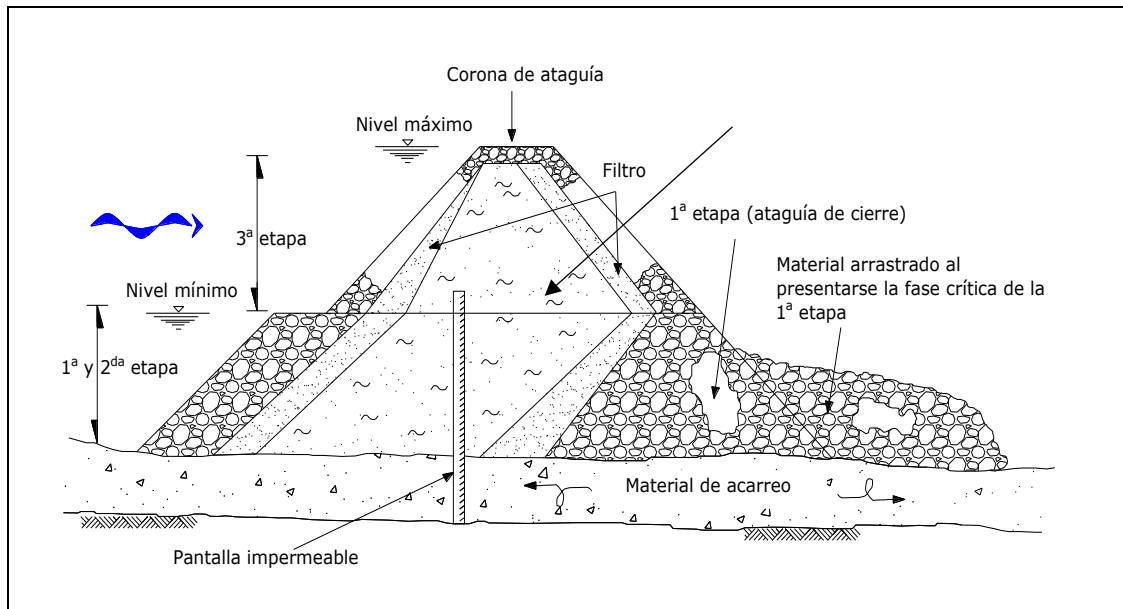


Figura 3.7 Ataguía tipo Terraplén.

La altura total o estructural de las ataguías está definida por la profundidad de desplante, la altura hidráulica máxima y un bordo libre por efecto del oleaje; su geometría dependerá de los materiales, y deberá cumplir las condiciones de estabilidad e impermeabilidad establecidas en su diseño.

Es importante señalar que, por regla general, conviene construir una pantalla impermeable aguas arriba (y otra aguas abajo) ligada entre la roca basal y el núcleo de la ataguía para reducir considerablemente el flujo de agua hacia el recinto de construcción; de no hacerse esto, es probable que tenga que instalarse cárcamos y equipos de bombeo que, en ocasiones, sobre todo en época de avenidas, representan altos costos de operación, ya que, en muchas licitaciones, este aspecto se deja a riesgo del contratista.

El diseño de detalle desde el punto de vista geotécnico está debidamente tratado en textos como el de Marsal (1975), y se recomienda enfáticamente que al hacer el diseño ejecutivo y la construcción de las mismas, se consulten ampliamente las recomendaciones que se hacen en textos como el señalado y se recurra a personas que tienen la debida experiencia en ambos campos.

Las ataguías en tajo se emplean en sitios con boquillas amplias y el desvío se construye con canales que funcionan hidráulicamente con flujo a superficie libre.

La Figura 3.8 muestra el desvío del Proyecto Tocoma, Venezuela, donde las obras principales son relativamente bajas y el río es muy ancho. En nuestro país fueron empleados para la construcción del P. H. Peñitas (1983-1988), y recientemente, para la presa derivadora Amata (2007), en Sinaloa.



Figura 3.8. Presa Tocoma, Venezuela (tomada del sitio web <http://www.skyscrapercity.com>).

3.7.1. Ataguías celulares y emparrillados

Este tipo de elementos estructurales también se emplean para derivar las corrientes o para encerrar un área específica durante la construcción, su principal ventaja es que resisten mayores velocidades y ocupan menor área que las de tipo terraplén.

Las ataguías celulares se forman por una especie de tablestacas de acero enganchadas entre sí, cuya vista en planta son circunferencias con un pequeño traslape, en la Figura 3.9 se ilustra este tipo de estructuras.



Figura 3.9. Ataguías celulares del puente túnel Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge (tomada de <http://www.apevibro.com>).

Los emparrillados se forman con tablestacas que van desde madera, concreto y hasta de acero, rellenas de tierra o roca.

En varios casos las dimensiones están en función de la velocidad de la corriente y la carga de agua, su diseño es un problema estructural.

Cuando se trata de ataguías longitudinales o en forma de “U” su altura puede ser variable de acuerdo al tirante a lo largo del cauce.

3.8 Métodos de cierre del cauce y cierre definitivo

Una vez terminada la obra de desvío es necesario realizar el cierre del cauce para dar inicio a la construcción de la cortina (desplante, pantalla de inyecciones, plinto, tratamiento de la cimentación, etc.); el cierre se realiza en época de estiaje, colocando primero rocas del tamaño suficiente a volteo que puedan resistir el arrastre de la corriente y después se da el acorazamiento colocando material más fino de manera gradual. Con el propósito de evitar altos costos por el bombeo de las filtraciones por debajo de la ataguía tanto aguas arriba como aguas abajo, es necesario construir una pantalla impermeable; finalmente, para mantener el recinto seco, se construye un cárcamo en el que se aloja el equipo de bombeo de achique.

En general existen tres métodos de cierre de cauce que son: el cierre frontal, lateral y combinado; a continuación, se describe cada uno de ellos.

3.8.1 Cierre frontal

Consiste en colocar el material a lo largo del cauce del río, de tal manera que la elevación de la ataguía sea uniforme, utilizando un puente, una grúa (funicular) o una barcaza.

3.8.2 Cierre lateral (pionero)

En este tipo de cierre, el material es colocado de una o de ambas márgenes hacia el centro del cauce, se utilizan camiones y tractores.

En la Figura 3.10 se presenta el cierre final efectuado para la obra de desvío del P. H. El Cajón y en la Figura 3.11, el cierre efectuado para la presa Tocoma, Venezuela.



Figura 3.10 Cierre lateral, P. H. El Cajón.



Figura 3.11 Cierre lateral para la presa Tocoma, Venezuela (tomada de <http://www.skyscrapercity.com>).

3.8.3 Cierre combinado

Este procedimiento es la combinación de los anteriores.

3.9 Diseño de tapones de concreto, cierre final

Cuando la cortina ha alcanzado la altura suficiente de tal manera que no represente riesgo por desbordamiento en el caso de presas flexibles y el desvío se haya realizado a través de túneles, debe iniciarse el embalse del agua por medio del cierre de la estructura de desvío; si el túnel no se va a utilizar como obra permanente (desagüe de fondo), el cierre definitivo se realiza a través de un tapón de concreto colado en el plano de estanqueidad de la presa; para esto, previamente se debe instalar un mecanismo de cierre correctamente diseñado de acuerdo al programa de manejo del río previamente estudiado.

En el Capítulo 10, se muestra con detalle el proceso seguido para el cierre final del Proyecto Hidroeléctrico El Cajón (Nay.), donde se señalan las acciones que se realizaron desde el punto de vista hidráulico, hidrológico, geotécnico y del programa de construcción que se cumplió para efectuarlo.

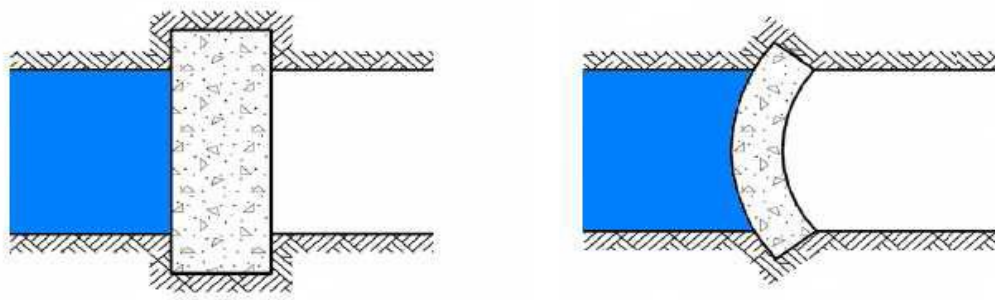
Si el túnel cumplirá otra función como la de desagüe de fondo, por ejemplo, previamente deben estar colocados y probados en sitio los elementos terminales para el flujo

a alta velocidad y los de cierre (válvulas, compuertas planas o radiales, etc.), además de la alimentación eléctrica con la que se operarán estas estructuras.

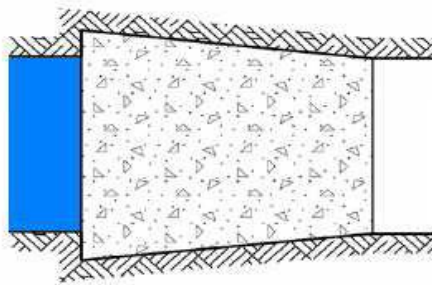
En el ámbito de los proyectos hidroeléctricos, el empleo de taponés para el cierre de túneles es un tema frecuente, por lo mismo, no se le considera como una tecnología novedosa. Sin embargo, al hacer una búsqueda de literatura técnica sobre su diseño, arroja escasos resultados y solamente en el campo de la Minería es donde se encuentran publicaciones e investigaciones novedosas al respecto.

Ante este panorama, se juzgó conveniente comentar en el presente trabajo las principales consideraciones que se deben hacer durante el diseño de los taponés de concreto, con el propósito principal de proporcionar una visión general de los aspectos relevantes del diseño de estas estructuras.

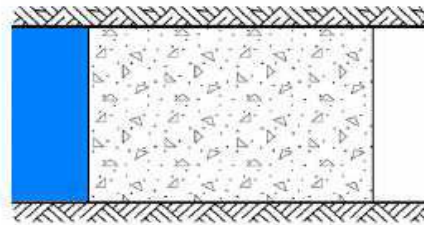
Por lo común, las formas de los taponés se hacen con las geometrías como las señaladas en la Figura 3.12; en particular, los ingenieros civiles siguen el criterio tradicional del diseño al considerar sólo la estabilidad contra deslizamiento y su cálculo se realiza de manera semejante al que se efectúa para analizar la estabilidad de una presa de gravedad con los siguientes elementos:



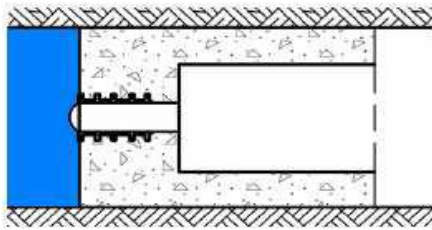
Tapones Indentados



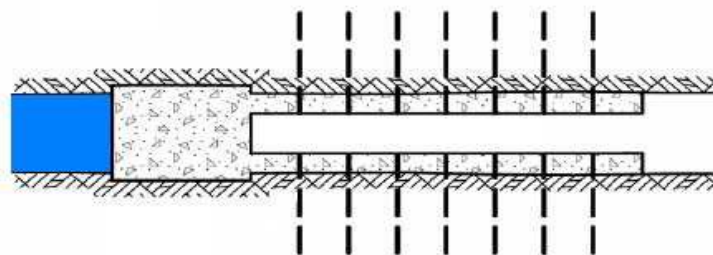
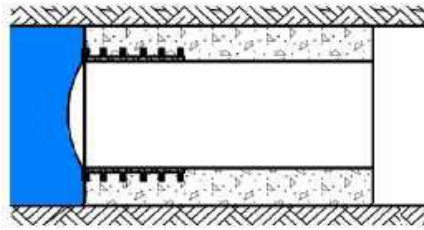
Tapón Acuñado



Tapón de Lados Paralelos



**Tapones ahuecados
con puerta de Acceso**



**Tapón indentado
con galería de Inyección**

Figura 3.12 Forma usual de tapones de concreto en túneles civiles y mineros.

- El diseño requiere la determinación del peso del concreto del tapón, de la presión del agua aplicada sobre la cara del propio tapón, del ángulo de fricción entre el material de la roca, del concreto reforzado y del esfuerzo cortante (cohesión) de la interfaz concreto-roca.
- Se debe estimar el factor de seguridad de fricción-cortante, que es una medida de la seguridad contra el deslizamiento o cortante del tapón y se establece como la relación de la fuerza de resistencia a la fuerza de empuje.
- La resistencia del tapón contra deslizamiento se determina por medio del cálculo del peso de flotación del tapón multiplicado por la tangente del ángulo de fricción que, generalmente, varía de 20 a 70 grados dependiendo del tipo y características de la roca.
- El esfuerzo cortante en la interfaz concreto-roca se determina considerando los resultados de las pruebas de corte directo de corazones de muestras de la roca o mediante el uso conservador de recomendaciones para tipos de roca específicos, así como el esfuerzo cortante permisible del concreto (pueden ser pruebas de gato plano).
- Por lo general, el valor del esfuerzo cortante permisible en la roca es menor que 3.5 kg/cm^2 (50 psi), salvo que los resultados de las pruebas de corte directo estén disponibles y justifiquen valores más altos.
- El valor del esfuerzo cortante en la interfaz concreto-roca se establece como el valor menor de la comparación entre a) $2/3$ de la resistencia estimada al cortante del concreto que por lo general en $\sigma_c = 0.29\sqrt{f'_c}FS$ donde f'_c es el esfuerzo a compresión del concreto, estimada con cilindros a los 28 días y FS es el factor de seguridad que depende de la combinación de carga analizada; según el USBR (1976), puede ser combinación de carga usual, no usual, extrema o especial a juicio del proyectista; y b) el valor del esfuerzo cortante obtenido de las pruebas de corte directo de la roca. Este esfuerzo representa la resistencia al cortante de la superficie perimetral del tapón, no sólo del área de la plantilla o piso, y se utiliza para calcular la fuerza total de la resistencia del tapón de concreto al cortante.
- Para determinar el factor de seguridad de fricción-cortante, se divide la suma de estas dos componentes de resistencia entre la fuerza total de empuje estimada con base en la presión ejercida sobre la cara del tapón.

El intervalo de factores de seguridad aceptables se encuentra en el rango de 2 a 3 dependiendo de la exactitud de la estimación del esfuerzo cortante en la interfaz concreto-roca.

La expresión analítica del Factor de Seguridad de Fricción-Cortante (USB, 1976) se puede escribir como:

$$FS = \frac{(\sum W - \sum P_u)\mu + \tau_c A}{\sum H} \quad (3.1)$$

donde:

FS es el factor de seguridad de fricción-cortante.

$\sum W$ es el peso propio del tapón.

$\sum P_u$ es la fuerza total de subpresión.

$\mu = \tan \phi$ es el coeficiente de fricción interna del material.

τ_c es la cohesión del material o esfuerzo cortante permisible.

A es el área en consideración para la cohesión.

$\sum H$ es la fuerza total del empuje sobre el tapón.

En la Comisión Federal de Electricidad se tiene referencia de un documento preparado por el Ing. Gregorio Merino Oramas (1976) para el diseño de un tapón de sección circular para cierre de un túnel de desvío con referencia al USB (Monographs No.19, 1971). El procedimiento desarrollado por el Ing. Merino O., se ha empleado ampliamente en la institución y se transcribe a continuación:

Según Merino, el tapón puede fallar por deslizamiento debido a la presencia de fuerzas horizontales mayores que la combinación del esfuerzo cortante resistente y la fricción estática producida por las fuerzas verticales.

Esta falla por deslizamiento se produciría en una superficie cilíndrica, la cual puede formarse por:

- a. El contacto entre el concreto y la roca.
- b. El concreto del tapón, muy cerca del contacto con la roca.
- c. En la roca, muy cerca del contacto con el tapón.

La suma de la fricción total resistente al deslizamiento en cualquier superficie, más la resistencia última al cortante de la misma superficie, debe exceder por amplio margen a la suma de las fuerzas horizontales producidas por la condición de carga más desventajosa.

Esto se puede establecer algebraicamente como:

$$\sum FH \leq \frac{(f \sum V + rSaA)}{FS} \quad (3.2)$$

donde:

- $\sum FH$ es la suma de fuerzas horizontales (empuje del agua).
- f es el coeficiente de fricción estático del material.
- r es relación del esfuerzo cortante promedio al esfuerzo cortante máximo en la superficie ~ 0.5 .
- τ_c es la cohesión del material o esfuerzo cortante permisible.
- A es la superficie cilíndrica de falla.
- FS es el Factor de seguridad que incluye los esfuerzos de fricción y cortante.

3.9.1 Falla por Levantamiento Hidráulico y Fracturamiento Hidráulico

Cuando la presión del agua que actúa sobre cualquier discontinuidad específica en el macizo rocoso que rodea el tapón o que actúa en la interfaz concreto-roca excede el esfuerzo principal menor a través de tal discontinuidad o interfaz, las fracturas existentes se abren (levantamiento hidráulico) o se producen nuevas fracturas debido a los esfuerzos de tensión inducidos que se generan en la roca (fracturamiento hidráulico).

Para prever que estos modos de inestabilidad no se desarrollen en el tapón, la evaluación de la posibilidad de falla por fracturamiento hidráulico debe considerar la revisión de:

- El espesor de la cobertura de roca sobre el tapón.
- La magnitud de la presión estática dentro del túnel.
- La existencia de valles en la topografía de la superficie.
- La ubicación del tapón en relación con la topografía de la superficie.
- El esfuerzo principal mínimo.

Una vez construido el tapón, si hubiera una fuente de agua que infiltre constantemente al macizo rocoso aguas abajo del tapón, y no existiera suficiente cobertura de roca sobre la zona del tapón, la presión continua podría originar la formación de fracturas hidráulicas a través del macizo rocoso a lo largo de la interfaz, ya que los esfuerzos *in situ* serían insuficientes para evitar la formación de fisuras.

De aquí la necesidad de determinar los esfuerzos *in situ*, el módulo de la roca y la posición del nivel freático mediante métodos geológicos y experimentales apropiados.

3.9.2 Recomendación práctica

El espesor de la capa de roca sobre el tapón debe ser por lo menos igual a la mitad de la presión hidráulica estática dentro del túnel. Esta recomendación no es válida para túneles cercanos a laderas, paredes de valles o donde las condiciones geológicas tienen como resultados bajos esfuerzos *in situ*. Para estas estructuras, pueden necesitarse mediciones de los esfuerzos estructurales específicos (*in situ*).

En áreas de clima tropical húmedo donde exista posibilidad de levantamientos sobre planos horizontales (planos de estratificación o combinaciones de juntas), puede aplicarse la siguiente ecuación:

$$H_r = \frac{1.3H_w - H_s \gamma_s}{\gamma_r} \quad (3.3)$$

donde:

- H_r = cobertura de roca sobre el túnel (m)
- 1,3 = factor de seguridad
- H_w = presión hidráulica estática máxima (m)
- H_s = profundidad del piso del túnel (m)
- γ_s = densidad del suelo (t/m^3)
- γ_r = densidad de la roca (t/m^3)

3.9.3 Criterio Noruego del Fracturamiento Hidráulico

Es conveniente aplicar el criterio noruego en el caso de tener túneles a presión no revestidos como sucede en la construcción de muchos tapones hidráulicos, para verificar la ubicación del tapón respecto de la estabilidad general contra fracturamiento hidráulico. Dahlo

y Bergh-Christensen (1992) establecen que la presión hidrostática máxima debe ser menor que el esfuerzo principal mínimo de la roca, reducido por un factor de seguridad. Esto significa que siempre debe existir una cobertura suficiente de roca/recubrimiento en el emplazamiento del túnel/tapón para garantizar que no se presente una fractura hidráulica hacia la superficie (Figura 3.13).

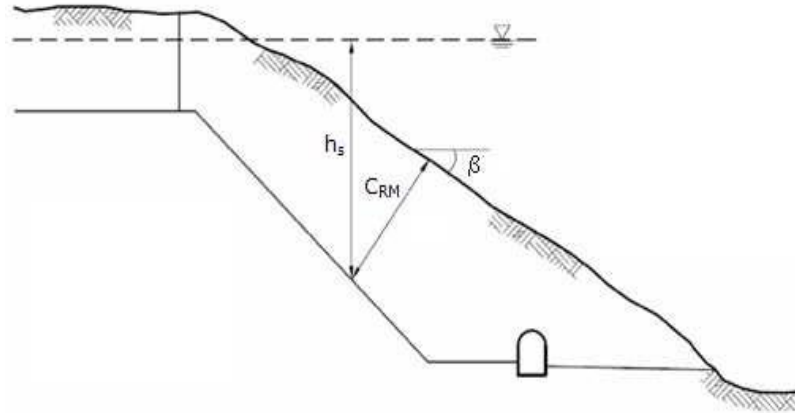


Figura 3.13. Representación esquemática del Criterio Noruego.

Los autores noruegos Bergh-Christensen y Dannevig (1992) hacen énfasis en que las condiciones de la roca deben ser bastante confiables para aplicar su criterio, por ejemplo, una roca masiva, resistente, con esfuerzos in situ moderados, sin juntas paralelas a la ladera que estén abiertas o parcialmente rellenas, por lo general libre de fallas y zonas de corte. Se recomienda que todas las zonas de filtración potencial se inyecten con presiones ligeramente superiores a la presión estática. También es preferible que las pendientes de las laderas sean continuas y regulares.

La aplicación del criterio noruego de fracturamiento hidráulico se expresa analíticamente como:

$$C_{RM} = \frac{\gamma_w h_s F S}{\gamma_r \cos \beta} \quad (3.4)$$

donde:

C_{RM} = es la cobertura mínima de roca, medida como la distancia más corta entre la superficie del terreno y el punto en estudio del túnel (m).

γ_w = es el peso unitario del agua (MN/m^3).

h_s = es la presión hidrostática de diseño (m).

FS = es el factor de seguridad (1,3 min.).

γ_r = es el peso unitario de la roca (MN/m³).

β = es el ángulo de la pendiente promedio de la ladera.

Este criterio es válido para pendientes de valles con inclinaciones hasta de 60°. En el caso de pendientes más empinadas, se requieren mediciones de los esfuerzos *in situ* (Benson, 1989 y Lang 1989).

La aplicación del criterio noruego requiere del cumplimiento de las cinco condiciones que se mencionan a continuación:

- a. El macizo rocoso debe tener baja permeabilidad (conductividad hidráulica $<10^{-7}$ a 10^{-8} m/s, por lo general, roca masiva o con agrietamiento escaso).
- b. Es necesario conocer las condiciones geológicas y la variación de la permeabilidad de la roca en las inmediaciones del emplazamiento del tapón y en el área del macizo rocoso superpuesto.
- c. Las juntas y fracturas deben tener baja permeabilidad. Se pueden aplicar inyecciones al atravesar una zona de fallas o rellena de arcilla (o veta de arcilla) para evitar eliminar el relleno.
- d. Es importante tener conocimiento general de las características hidrogeológicas del macizo rocoso para evitar vías de filtración que esquiven el sistema de inyecciones.
- e. Los esfuerzos *in situ* e inducidos deberán ser suficientes para evitar la deformación y abertura de las juntas (levantamiento hidráulico). El tapón debe tener la profundidad requerida para garantizar que la presión de la roca sea capaz de soportar la presión hidráulica aplicada.

El macizo rocoso debe ser resistente (roca generalmente dura y con alta rigidez). A menos que sea inevitable, los taponos no se deben ubicar en rocas calizas en las que puedan presentarse fenómenos cársticos. El macizo rocoso debe ser adecuado para la construcción del tapón (RMR > 60, generalmente rocas silíceas cristalinas, tales como granito, gneis, peridotita, arenisca cuarzosa, esquistos de hornablenda o similares).

Estos requisitos pueden usarse como referencia al diseñar un tapón, por ejemplo, cerca del área del portal de un túnel o rampa de acceso.

En aquellos casos de condición geológica en los que puede haber levantamiento hidráulico lateral a lo largo de fracturas verticales abiertas que permitan filtraciones excesivas hacia la superficie, la colocación del tapón usando este criterio de cobertura puede resultar insegura. Una vez más, resulta fundamental conocer los esfuerzos existentes en el campo, el módulo de rigidez de la roca y cualquier variación en la permeabilidad de la misma, así como la posición del nivel freático (Benson, 1989).

Debe comentarse que para lograr mejor desempeño estructural en el tapón y la roca (adhesión), se deben hacer barrenos que permitan realizar la inyección de consolidación y contacto a base de inyecciones de lechada de cemento.

En cuanto a la longitud del tapón, ésta generalmente queda comprendida entre dos, y dos veces y media el diámetro del túnel, aunque el diseño definitivo queda sujeto al análisis estructural correspondiente.

En términos generales, pueden establecerse las siguientes recomendaciones para el diseño de taponés hidráulicos en obras de desvío:

1. El diseño final del tapón debe reflejar las condiciones reales en el túnel.
2. El diseño del tapón del túnel debe considerar todas las fuerzas involucradas, así como los casos de carga y de operación aplicables al caso.
3. El concreto por colocar debe tener resistencia suficiente para proporcionar la adecuada resistencia al cortante para que el factor de fricción-cortante prevea que la falla potencial ocurra a través del concreto y no a través de la roca en la interfaz concreto-roca.
4. El tapón de concreto debe estar inyectado en todo el contacto para asegurar el trabajo integral concreto-roca.
5. Se debe inyectar en el contacto concreto/roca en la clave del túnel para eliminar la formación potencial de un espacio de aire, resultante de la contracción del concreto.
6. Se debe vigilar que la temperatura del concreto del tapón alcance la temperatura ambiente del túnel antes de efectuar la inyección de contacto.
7. Se considera adecuado ejecutar una pantalla de inyecciones en abanico para reducir al mínimo la filtración.

8. Se deben realizar perforaciones para drenaje en el extremo de aguas abajo para asegurar que cualquier filtración que puentee el tapón se libere al túnel de manera controlada.
9. Durante la construcción, se deben realizar pruebas para medir los niveles de esfuerzo reales de la roca *in situ*, para conformar el diseño final del tapón.

En la Figura 3.14, se muestra el tapón de cierre final diseñado y construido para el P. H. La Yesca, Jal., donde puede observarse que la construcción del tapón se hizo en dos etapas, colocando un tapón final después de bajar la compuerta de cierre final.

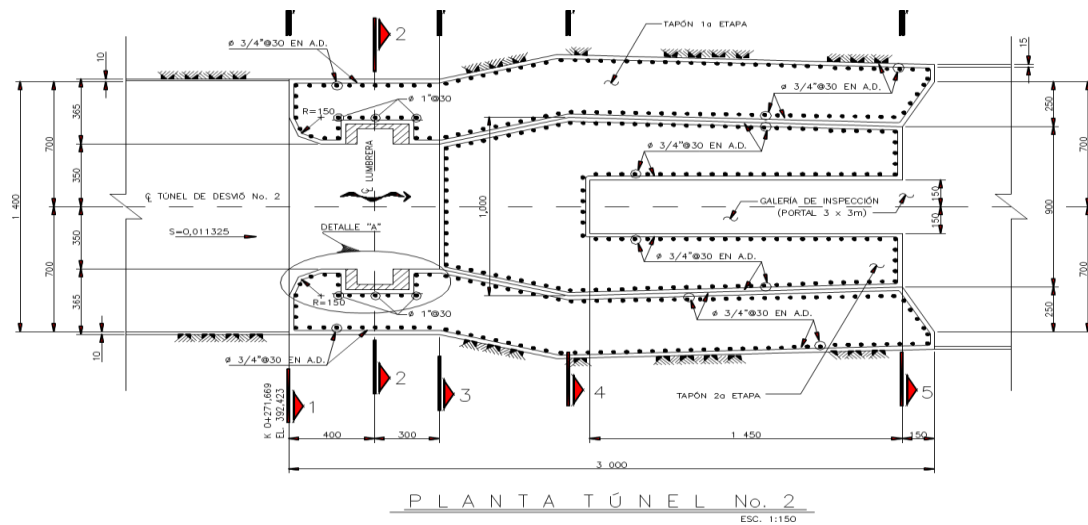


Figura 3.14. Tapón de Cierre Final de la obra de Desvío del P. H. La Yesca, Jal.

4. Sucesos en obras de desvío

En este capítulo se describen los sucesos ocurridos en algunas obras de desvío que permiten al ingeniero estimar la variedad de problemas a los que se enfrenta al momento de diseñar y construir este tipo de obras.

Los casos elegidos se refieren a puntos esenciales para la obra: bordo libre, hidrología, topografía, geología, algunos aspectos de constructibilidad y manejo del río. En principio se presenta lo acontecido en la Presa Tianshengqiao (1200 MW, China), en la Presa Serra de Mesa (1200 MW, Brasil), el suceso por desbordamiento en la obra de desvío del P. H. Aguamilpa de 1992, lo sucedido en el P. H. La Yesca en 2012, y recientemente, lo acontecido en la obra de desvío del Proyecto Ituango, Colombia, 2018.

4.1 Tianshengqiao I (TSQ.1), China

El proyecto TSQ.1 con una capacidad de 1 200 MW, y una presa de Enrocamiento con Cara de Concreto (ECC) de 178 m de altura está localizado en el Río Nanpan, en la provincia de Guangxi Zhuang, en la región Autónoma de Guizhou, en la República Popular de China. La presa (Freitas, 2013) que tiene 1 168 m de longitud de cresta tiene un volumen de 17 700 000 m³. La cara de concreto tiene un área total de 173 000 m² y en la cara de concreto se colocaron 97 000 m³. El vertedor tiene una capacidad de descarga de 21 750 m³/s y la obra de desvío se efectuó por medio de dos túneles de 13.5 m y 1 015 m de largo, contruidos con una sección herradura.

La presa fue construida en siete etapas y la cara de concreto se construyó en tres fases. En la primera etapa (febrero a junio de 1996) se colocó el material base de la cortina en el cauce del río incluyendo una sección para desbordamiento que se describe más adelante. Durante la segunda etapa de los trabajos se colocó enrocamiento en las laderas tanto aguas arriba como aguas abajo. La tercera y cuarta etapas (septiembre de 1996 a marzo de 1997),

la cortina se incrementó en altura alcanzando la Elev. 725.00 msnm que permitió manejar avenidas con periodos de retorno de hasta 300 años durante la época de avenidas de 1997. La quinta etapa permitió llegar a la Elev. 748.00 msnm y durante la sexta etapa, se llegó a la Elev. 768.00 msnm. A partir de septiembre de ese año, se colocaron los materiales para alcanzar la Elev. 787.30 msnm que es la corona de la cortina, que se terminó en mayo de 1999.

Las características del paso del agua durante la construcción del enrocamiento se planteó de la siguiente manera; i) para la primera etapa, se había previsto que durante el estiaje se presentara un gasto con 20 años de periodo de retorno, durante la estación seca el gasto de diseño fue de 1 670 m³/s; durante la época de lluvias se podría manejar un gasto de 10 800 m³/s asociado a un periodo de retorno de 30 años; ii) a partir de la segunda etapa se consideró que en la época de lluvias se previó que se podría manejar un gasto de 17 500 m³/s asociado a un periodo de retorno de 300 años. A partir de la tercera y cuarta etapas adelante, se podría manejar un gasto de asociado a un periodo de retorno de 18 800 m³/s.

Los estudios de modelo escala (1:100) permitieron definir que se podría manejar en caso de desbordamiento un canal de 120 m de ancho de enrocamiento a la Elev. 642.00 msnm), 120 m de ancho y 342 m de largo con taludes (1v:1.4H). La Elevación del Plinto permanecería a la Elev. 635.00 msnm.

La protección del enrocamiento para el desbordamiento siguió el siguiente criterio; i) la protección ante avenidas de 10 800 m³/s (30 años de frecuencia); ii) a lo largo de la base desplantada en enrocamiento se protegió con roca de 20-30 cm de diámetro y una malla de acero con barras de 20-28 mm, iii) los taludes izquierdo y derecho se protegieron también con rocas compactadas de 20-30 cm de diámetro y una malla de acero embebida de acero de 8 m de largo. Esta protección cubrió los taludes desde el fondo del canal (Elev. 642.00) a la El. 658.00, que es el límite de la descarga de 10 800 m³/s, iv) En una zona de 40 m de ancho, a la Elev. 642 en la entrada del canal, se colocaron gaviones y barras de acero.

La Figura 4.1 muestra esta condición de protección, así, como quedó colocado en prototipo.

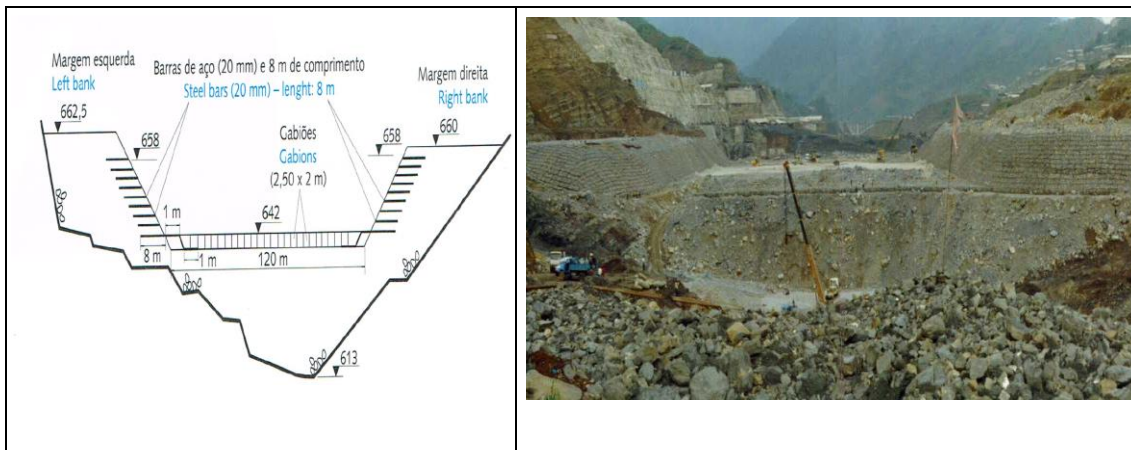


Figura 4.1 Protección por desbordamiento en la Presa Tianshengqiao, China.

Finalmente, se colocaron gabiones a la Elev. 642.00 msnm y en el talud aguas abajo se colocaron bloques de roca de más de 50 cm.

La Figura 4.2 muestra cómo quedaron las protecciones en la presa de enrocamiento y el funcionamiento hidráulico de la protección ante una avenida de 3 000 m³/s; debe señalarse que la presa sufrió cuatro desbordamientos entre julio y septiembre de 1996.

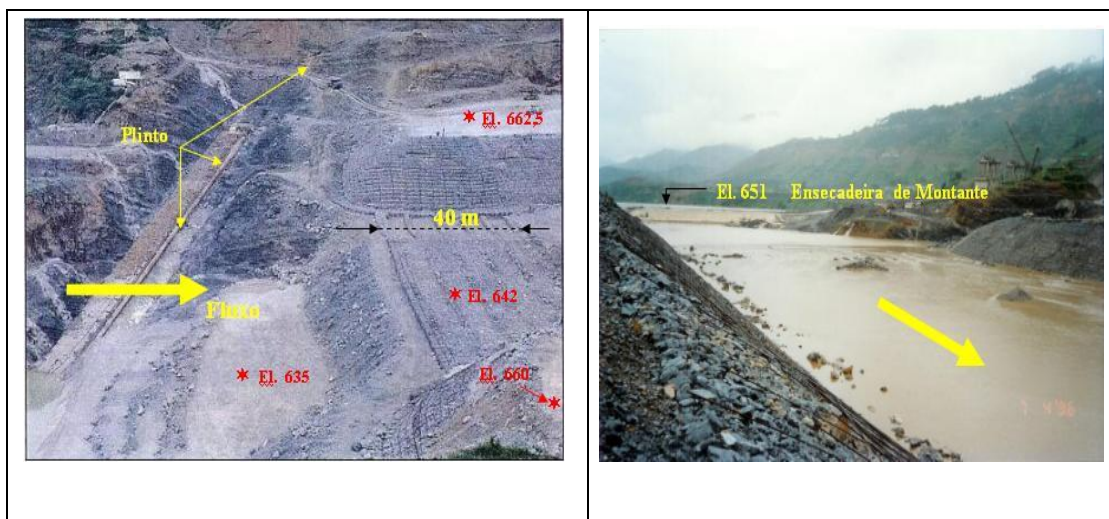


Figura 4.2 Protección para el desbordamiento y funcionamiento hidráulico en la Presa Tianshengqiao, China.

4.2 Presa Serra de Mesa, Brasil

La presa Serra de Mesa en Brasil (Freitas, 2013), está localizada sobre el Río Tocantins, el vertedor es convencional y fue diseñado para una capacidad de descarga

máxima de 14 750 m³/s; tiene una casa de máquinas subterránea excavada en roca granítica con una capacidad instalada de 1 200 MW. La presa es de enrocamiento con núcleo de arcilla de 154 m de altura y tiene un volumen total de 12 619 000 m³.

La construcción decidió hacerse en cinco etapas; en la primera se consideró un diseño por desbordamiento en época de lluvias, en caso necesario; la sección para resistir el desbordamiento fue construida con dos presas tipo Concreto Compactado con Rodillos (CCR) capaces de soportar velocidades altas asociadas a las grandes avenidas. La Figura 4.3 muestra la sección transversal de ambas presas de CCR, las cuales soportaron los sucesos por desbordamiento.



Figura 4.3 Ataguías de CCR de la Presa Serra de Mesa Brasil, 1990.

A partir de diciembre de 1989 y hasta marzo de 1990, se presentó una avenida con un gasto máximo de 9 200 m³/s. Las ataguías se desbordaron el 11 de diciembre de 1989, el volumen ocupó el recinto hasta el 16 de enero de 1990 ocurriendo un segundo desbordamiento el 28 de febrero de 1990 que ocurrió hasta el 2 de marzo de ese año. Se tuvo una carga hidráulica máxima de 17.00 m durante los meses de diciembre de 1989 a febrero de 1990.

El uso de ataguías con capacidad de desbordamiento en la presa, permitió salvar 10% del volumen total de la presa (que representa aproximadamente 1 500 000 m³ de material de enrocamiento, filtros y material impermeable (aproximadamente 15 MUSD). El concepto de

diseños que incorporen el paso del agua en obras de desvío es una alternativa factible en ríos caudalosos, que pueden contribuir a la optimización del costo y del programa de trabajo de la presa analizada.

4.3 Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, México

Recientemente se han producido importantes cambios climáticos en el mundo; cada vez son más extremos los fenómenos climatológicos como “El Niño”, el cual produjo en enero de 1992 dos avenidas extraordinarias en el sitio del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa Nay., México, que en ese momento estaba en construcción, con este evento se puso a prueba la estabilidad de la ataguía de aguas arriba sujeta a condiciones no previstas en su diseño, y se alteró parte de la cara de la cortina, la cual, solo estaba parcialmente cubierta con algunas losas de concreto.

El recinto comprendido ente la ataguía y la cortina se desbordó con cada una de las avenidas; el desalojo del agua estancada y la reparación de la presa tomaron cerca de tres meses. Los hechos hicieron resaltar una serie de obligados ajustes al diseño y al programa constructivo llevados a cabo desde el inicio de la obra.

4.3.1 Aspectos constructivos del desvío de Aguamilpa

La obra de desvío (Figura 4.4) se diseñó con un criterio determinístico para una avenida máxima de entrada de $6\,700\text{ m}^3/\text{s}$ (máxima histórica en 50 años con eventos registrados hasta 1987), dicha obra está formada por dos túneles de sección portal de $16 \times 16\text{ m}$, y longitudes de $1\,100\text{ m}$ en el túnel número 1 y $1\,200\text{ m}$ en el túnel número 2, con una ataguía de materiales graduados de 55 m de altura.

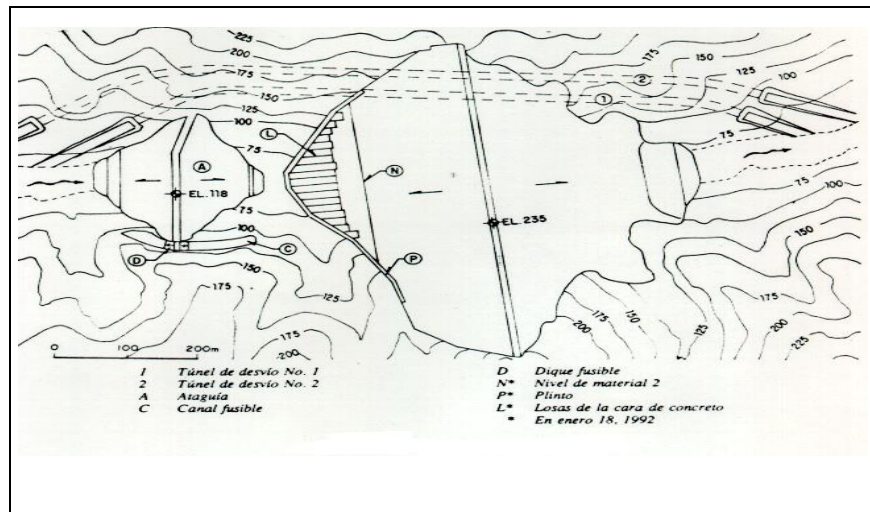


Figura 4.4 Obras de contención y desvío de Aguamilpa.

Además, con objeto de disminuir el riesgo de destrucción de la ataguía en caso de una avenida mayor que la del diseño, Marsal sugirió construir un canal excavado en el empotramiento derecho, y un dique fusible de 10 m de altura, cimentado a la cota 108.00 msnm . Este dique fue construido con aluvión natural (tamaño máximo 30 cm), bandeado en capas de 30 cm , y al pie del talud seco incluía un dren de boleó uniforme.

La ataguía es una estructura de materiales graduados de 55 m de altura y cresta de 280 m de longitud. Durante la construcción, fue necesario modificar el eje de la ataguía de recto a quebrado, en la última etapa de diseño, para poder emportalar los túneles en roca de calidad aceptable, y se consideró para efectos constructivos desde el diseño que la ataguía aguas arriba no sobrepasara $1\,000\,000\text{ m}^3$ para su colocación.

La construcción de la ataguía tuvo al inicio de la obra un ritmo lento (Montañez, 1991), cuando esta apenas había alcanzado 10 m de altura se hizo necesario cambiar el

diseño, reduciendo el espesor del núcleo impermeable, a fin de acelerar la construcción. Más tarde, ante la inminente llegada de la época de lluvias se optó por dejar de colocar arcilla a la elevación 102.00 msnm y continuar el núcleo con el material aluvial originalmente especificado.

Aun así, el ritmo de construcción no aumentó significativamente y ya con las lluvias encima se produjeron dos cambios más entre las elevaciones 108.00 y 112.00 msnm, cuando se decidió colocar aluvi3n sin cribar incluyendo partículas de hasta 30 cm y en los últimos 6 m ya ni siquiera se colocó aluvi3n sino enrocamiento “fino”, quedando la ataguía sin corazón en este tramo.

Cabe señalar que durante la etapa final de construcción el agua en el río alcanzó la cota 102.00 msnm, justo en el límite del material verdaderamente impermeable. Los túneles de desvío, ubicados en la margen izquierda, fueron excavados en roca sin revestir, los datos geométricos se muestran en la Tabla (4.1).

Tabla 4.1 Datos geométricos de los túneles de desvío del proyecto Aguamilpa.

Túnel	Longitud (m)	Curva 1			Curva 2			Elevación	
		R (m)	Δ^0	LC (m)	R (m)	Δ^0	LC (m)	Entrada (msnm)	Salida (msnm)
1	783.31	104.20	42°	76.39	196.61	23°	78.92	64.00	63.00
2	894.73	104.20	42°	76.39	196.61	23°	78.92	69.00	63.00

El escurrimiento en el río Santiago es muy cambiante a la altura de Aguamilpa; el gasto medio en un mes de estiaje puede oscilar entre 8 y 180 m³/s, y entre 95 y 2 000 m³/s en uno húmedo; el gasto medio histórico (1993) es de 220 m³/s.

Debe comentarse que cuando se construyó Aguamilpa, no existían almacenamientos con capacidad de regulación importante en el río Santiago, por lo cual, hasta antes de la construcción de Aguamilpa, con frecuencia se presentaban severas inundaciones en la planicie costera del Estado de Nayarit durante los meses de lluvia.

El río fue desviado a través del túnel número 1 el 19 de marzo de 1990 con más de un mes de retraso respecto al programa de obra; el túnel número 2 entró en servicio a partir de julio de 1990 y la ataguía de aguas arriba se terminó a finales de agosto.

Del 11 al 22 de agosto de 1990 se presentó una avenida con gasto máximo de 5 300 m³/s con elevación máxima del agua en el embalse de 102.60 msnm. Los eventos más relevantes ocurridos a consecuencia de esta avenida fueron los siguientes:

- Se inundó el recinto, retrasando la construcción de la cortina debido a que no se había concluido la pantalla impermeable en el aluvión cercana a la ataguía de aguas arriba ni se había construido la ataguía de aguas abajo.
- Como se dijo antes, fue necesario colocar enrocamiento en el último tramo central de la ataguía de aguas arriba ante el temor de rebasamiento.
- Al presentarse la avenida no habían sido terminados los tratamientos de roca dentro del túnel número 2. Esta situación, aunada a la condición geológica desfavorable a la salida de dicho túnel, favorecieron un derrumbe de 20 000 m³ (Figura 3.4) de roca cerca del portal de salida. El caído taponó momentáneamente el túnel produciéndose un golpe de ariete estimado en 250 m de columna de agua, la cual salió por la lumbrera de cierre provisional que ya estaba totalmente excavada. Por fortuna, la misma sobrepresión y el gran caudal ayudaron a retirar en unos segundos el material de derrumbe. Caídos posteriores hicieron crecer el volumen total derrumbado a 70 000 m³ (Herrera, 1992), cortando, además, el único camino de acceso a la presa que en esas fechas existía.

Durante el estiaje de 1991 se efectuaron amplias reparaciones en ambos túneles, soportando así sin problemas las avenidas de ese año, cuya intensidad fue similar a la de 1990.

Según datos de la Residencia de Construcción del Proyecto (CFE, Residencia de Construcción, 1994), hubo la necesidad de aplicar tratamientos de anclaje y concreto lanzado en distintos tramos de los túneles en una longitud aproximada de 330 m en promedio de cada túnel.

4.3.2 Sucesos de 1992

Durante el mes de enero, es común que se presenten avenidas moderadas asociadas a deshielo o a la precipitación de masas de aire frío, sin embargo, desde principios de 1992 el

fenómeno climatológico de “El Niño”, produjo lluvias inusualmente persistentes en la mayor parte de la cuenca del río Santiago.

Los efectos de tales lluvias se hicieron patentes en Aguamilpa con dos grandes avenidas (Figura 4.5).

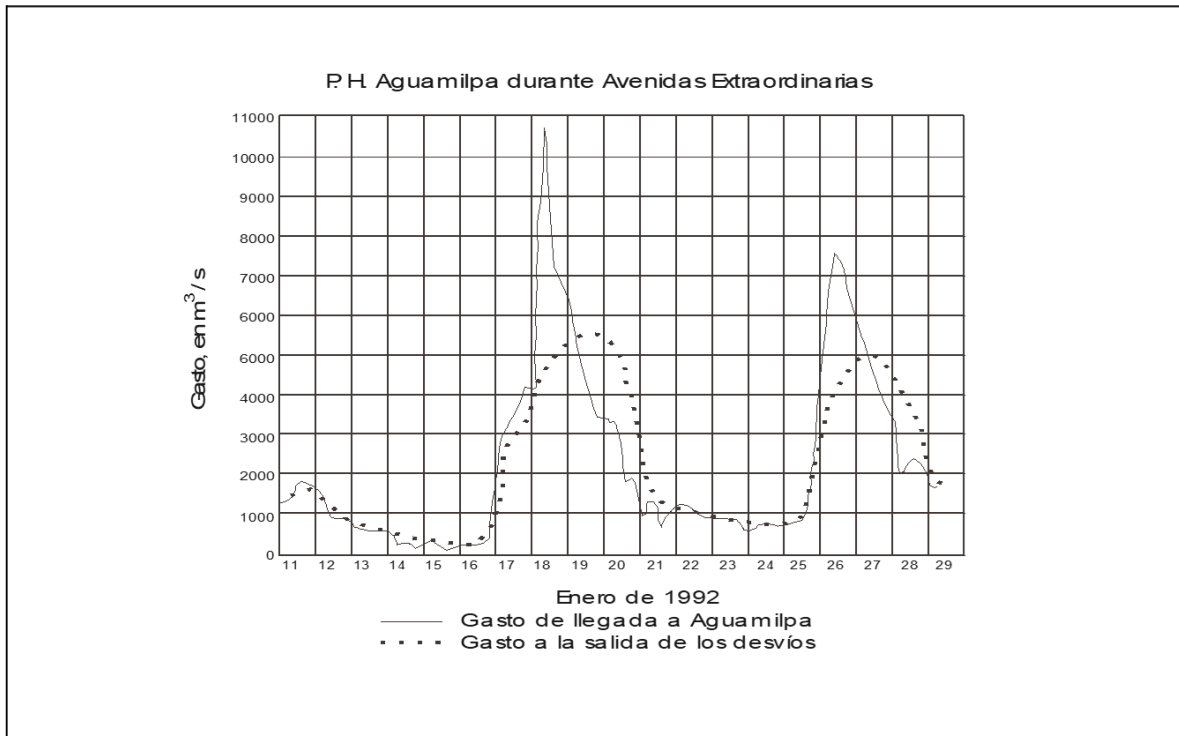


Figura 4.5. Hidrogramas de las dos avenidas de enero de 1992.

Como puede observarse en la Figura 4.6, las condiciones de la cara de la presa antes de las inundaciones eran las siguientes: las losas de concreto estaban colocadas hasta la elevación 94.00 msnm; desde este nivel y hasta la cota 120.00 msnm la cara estaba protegida con un riego de asfalto; y el tramo de la 120.00 a la 124.00 msnm estaba cubierto con plástico en espera de ser protegido con asfalto.

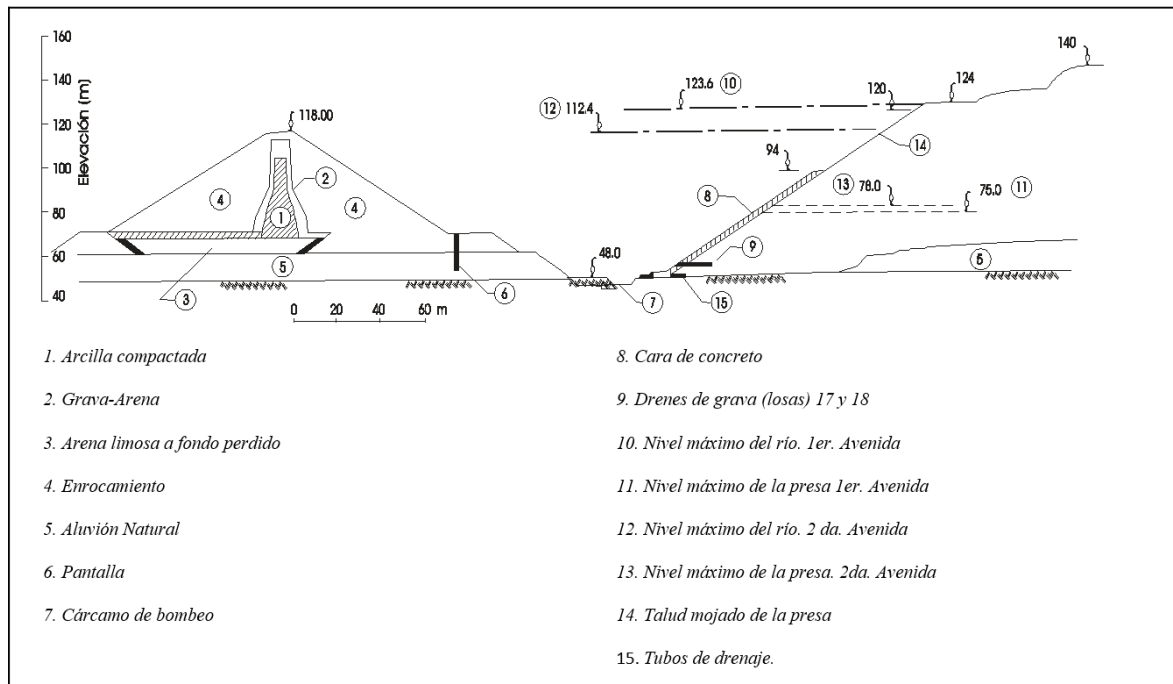


Figura 4.6. Condiciones de la ataguía aguas arriba y de la presa durante las avenidas.

La primera avenida extraordinaria abarc6 del 16 al 20 de enero, present6ndose el pico instant6neo de 10 800 m³/s que corresponde a un gasto m6ximo medio diario de 9 334 m³/s (Dom6nguez, 1993).

El d6a 18 como se aprecia en el hidrograma de la Figura 4.5, el nivel en el r6o aument6 paulatinamente a partir del d6a 15, cuando se encontraba a la elevaci6n 70 msnm, cota usual en 6poca de secas. En la ma6ana del d6a 17 el r6o ya hab6a alcanzado la cota 86.00 msnm y a las 0 horas del d6a 18 se encontraba a la elevaci6n 99.00 msnm. A partir de entonces creci6 a6n m6s el ritmo de ascenso y empezaron a aparecer lloraderos a trav6s de la atagu6a a la elevaci6n 108.00 msnm.

A fin de evitar el rebasamiento de la estructura y su consiguiente colapso, se tom6 la decisi6n de abrir un tajo en la corona del dique fusible. Este empez6 a degradarse paulatinamente como estaba proyectado, y el agua entr6 al recinto comprendido entre la atagu6a y la cortina (volumen aproximado de 2.5 x 10⁶ m³), llen6ndolo en 50 minutos.

Catorce horas m6s tarde, en la madrugada del d6a 19 el agua alcanzaba la cota m6xima de 123.60 msnm, apenas por debajo del nivel de la cara de la cortina y m6s de 5 m por arriba de la corona de la atagu6a (Figura 4.7).

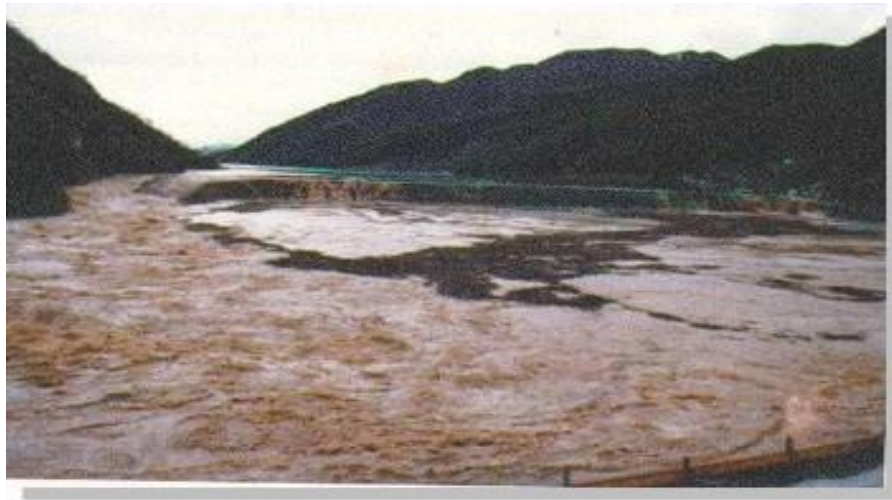


Figura 4.7. Condiciones de la ataguía aguas arriba a punto de desbordarse.

A partir de la madrugada del 19 de enero, el nivel del agua en el río empezó a bajar a razón de 1.25 m/h en promedio hasta llegar a la elevación 75.00 msnm en la mañana del día 21. Esta cota se mantuvo hasta la noche del día 25, a partir de entonces, se presentó la segunda avenida con gasto máximo de 7 700 m³/s, alcanzando el río la cota 112.40 msnm en la madrugada del día 27, entrando nuevamente al recinto de manera franca a través del canal fusible (cota 108.00 msnm), puesto que no se había reconstruido.

Durante las primeras horas del día 27 el nivel del río descendió a una tasa promedio de 1.1 m/h hasta alcanzar la cota 80.00 msnm; dos días más tarde ya se encontraba a la Elev. 75.00 msnm, donde se mantuvo por espacio de 5 días, para después descender a la elevación 72.00 msnm, habitual en época de secas.

La ataguía se vio sujeta dos veces seguidas a una condición de trabajo no prevista en su diseño: el agua quedó temporalmente almacenada del lado de aguas abajo y no se habían colocado filtros aguas arriba.

Después de haber alcanzado la elevación máxima de 123.60 msnm (5.60 m por arriba de la corona de la ataguía) en la madrugada del día 19, el nivel del río empezó a descender rápidamente. A las 7 a. m. del día siguiente ya se encontraba a la altura del piso del canal fusible (cota 108 msnm). A partir de entonces el recinto quedó inundado. El descenso del nivel del agua en su interior fue muy lento en las primeras 24 horas, presentándose en la mañana del día 21 un desnivel máximo de 32 m entre el recinto y el río. El gradiente

hidráulico máximo a través del corazón impermeable fue en ese momento de 3.4, justo a la altura del estrangulamiento del núcleo, cota 90.00 msnm, donde éste solo tiene 5 m de ancho. Esta combinación de condiciones desfavorables, vaciado rápido y carga de agua aplicada en sentido contrario, produjo en la madrugada de ese día un sumidero de 6 m de diámetro en la corona de la ataguía. En las siguientes 23 horas el nivel bajó 3 m.

La deformación de la ataguía hacia aguas arriba debida a la segunda inundación del recinto tuvo un máximo de 15 cm cerca del punto de inflexión del eje (23 enero-1 febrero).

Los asentamientos registrados en ese mismo período fueron también del orden de 15 cm en el tramo de ataguía cimentado sobre aluvi6n. Dichos asentamientos crecieron 5 cm en el siguiente mes (1 febrero-4 marzo), evidenciando una significativa reducci6n de la tasa de deformaci6n de la estructura.

Las inundaciones produjeron un retraso cercano a tres meses en el programa de construcci6n de la obra.

Este evento descrito ocasion6 una falla por desbordamiento de la obra de desv6o del P. H. Aguamilpa, la cual no fue catastr6fica debido al importante avance en la colocaci6n de materiales de la cortina.

Para este caso analizado, Marengo (2006) menciona a manera de resumen que, *el apretado programa de construcci6n de las obras de desv6o oblig6 a modificar varias veces el dise1o definitivo de la ataguía de aguas arriba durante su construcci6n y a operar los t6neles de desv6o durante la primera 6poca de lluvias en 1990, sin haber terminado los tratamientos de roca adecuados en su interior.*

En enero de 1992 el fen6meno meteorol6gico conocido como "El Ni1o" caus6 serias perturbaciones climáticas en el occidente de M6xico. En Aguamilpa se registraron dos avenidas extraordinarias, mayores que la m1xima de dise1o del desv6o, que pusieron en entredicho la estabilidad de la ataguía al quedar sujeta a condiciones de carga hidr1ulica no previstas y tambi6n debido a los cambios de dise1o se1alados. Ambas avenidas produjeron inundaciones del recinto comprendido entre la ataguía y la cortina, alterando la cara de la presa en la zona no cubierta a1n en esas fechas con losas de concreto.

4.3.3 Lecciones aprendidas.

Las lecciones positivas derivadas de los sucesos de enero de 1992 son las siguientes:

- a) Las dos avenidas extraordinarias pusieron en evidencia el excelente comportamiento de la presa en lo que a deformabilidad y permeabilidad se refiere. A pesar de que la alteración de su cara fue muy notoria en algunas zonas, jamás quedó en juego la integridad de la cortina. A partir de este incidente, con ideas de Cooke (2000), a partir de un suceso similar en Brasil, surgió la idea de hacer para las presas de enrocamiento con cara de concreto, la posibilidad de aplicar el concepto de “ataguía integrada al cuerpo de la cortina”. Esto se discute ampliamente en el Anexo A.
- b) La inclusión del dique fusible en las últimas etapas del diseño salvó a la ataguía de una falla catastrófica que muy probablemente hubiera provocado su colapso.
- c) Debido a que en enero de 1992 la presa ya había alcanzado los niveles mostrados en la Figura 4.6, se evitó que en la costa del Estado de Nayarit se produjera una de las más grandes inundaciones de su historia.
- d) Las reparaciones llevadas a cabo en los túneles de desvío, durante el estiaje de 1991, aseguraron su adecuado comportamiento a partir de entonces.

Las condiciones que realmente se presentaron en el sitio con un gasto de 9 334 m³/s y elevación del embalse a la 123.60 msnm, corresponden a un período de retorno $Tr = 278$ años, valor fuera de lo usual para este tipo de diseños como se plantea más adelante.

Una vez hecho un análisis probabilístico posterior al evento, se llega a que una vez tomadas en cuenta las sobre-excavaciones finales, la colocación en varios tramos de concreto hidráulico lanzado durante las reparaciones de 1991, en condiciones reales, el sistema presentó valores de falla asociados a un $Tr = 164$ años, que son 6.5 veces superiores a los obtenidos con el criterio determinístico original ($Tr = 25$ años).

Al estudiar las aplicaciones constructivas que se consideran de fácil aplicación se encontró que:

- a) Con las condiciones originales de diseño (ataguía de 55 m de altura y túneles de 16.00 m de ancho), con solo colocar concreto hidráulico en la plantilla, el periodo de retorno pasa de 164 a 188 años.
- b) Al colocar, además, en todo el túnel concreto hidráulico en la plantilla, concreto lanzado en paredes y bóveda de todo el túnel, se alcanza un periodo de retorno conjunto de 313 años, lo cual no modifica el esquema original obtenido y ofrece un incremento significativo en la seguridad conjunta del sistema hidráulico, geológico y estructural (sólo hay que agregar el revestimiento de bajo costo). El desbordamiento de la obra de desvío se hubiera evitado.
- c) Se consiguen ahorros significativos en las obras de desvío al construirse los túneles con estas ideas, ya que es posible disminuir el número de túneles proyectados o bien la sección de los mismos.
- d) Surge entonces el concepto de construir los túneles de desvío con “rugosidad compuesta”, el cual debe aplicarse con un análisis de riesgo para cada caso, lo cual se trata ampliamente en capítulos posteriores.

4.4 Proyecto Hidroeléctrico La Yesca, México

En el caso del P. H. La Yesca (210 m, 2012), cuando se habían excavado 470 000 m³ de roca del portal de entrada, en la margen izquierda del proyecto se detectó que debido al intenso fracturamiento de roca, el cual no fue debidamente interpretado desde el punto de vista geológico, se presentó un movimiento de la ladera de más de 6 000 000 ton. que incidió en la traza del plinto de la presa de enrocamiento con cara de concreto.

El proceso constructivo fue mucho más lento durante su ejecución al cruzar varias fallas que obligaron a modificar sensiblemente el proyecto original de la obra; en la Figura 4.8 se muestra la principal falla geológica llamada la “falla colapso” al interior del túnel que, al lubricarse con agua, inició el movimiento del macizo rocoso.



Figura 4.8. Frente de excavación del túnel 1 del P. H. La Yesca donde se aprecia la falla geológica “Colapso”.

La problemática presentada fue tan grave que las autoridades de la CFE consideraron la posibilidad de abandonar el proyecto, sin embargo, a pesar de perder siete meses en los trabajos de estabilización, se planteó una solución técnica que permitió terminar exitosamente el proyecto. La Figura 4.9 muestra las condiciones del proyecto al inicio del deslizamiento.



Figura 4.9. Vista general de las excavaciones de la obra de desvío del P. H. La Yesca.

La solución final consistió en los siguientes pasos:

1. Se efectuó un descopete del terreno superior reduciendo la fuerza actuante en 670 000 ton.

2. Se coló un monolito a la entrada de 110 000 m³ de concreto para soportar el empuje de tierra y roca del deslizamiento.
3. Se estudió el macizo rocoso, y a pesar del intenso fracturamiento de la roca, se decidió la construcción de seis lumbreras elípticas de 12 m de ancho mayor y 65 m de altura en promedio, excavadas desde el túnel de desvío no. 1 empotradas en roca que trabajaron por fricción-cortante para soportar el movimiento de la masa rocosa (Figura 4.10).
4. Dentro de los túneles de desvío excavados se colocó acero de refuerzo de alta resistencia de forma longitudinal anclado en el revestimiento (se calculó con longitud de desarrollo suficiente), con lo que se permitió que trabajaran como anclas de tensión para ayudar a soportar las cargas impuestas por el deslizamiento geológico (Figuras 4.11a y b).
5. Se giró el eje longitudinal de la presa 12o hacia la derecha para permitir que el plinto se alojara en roca sana durante su construcción.

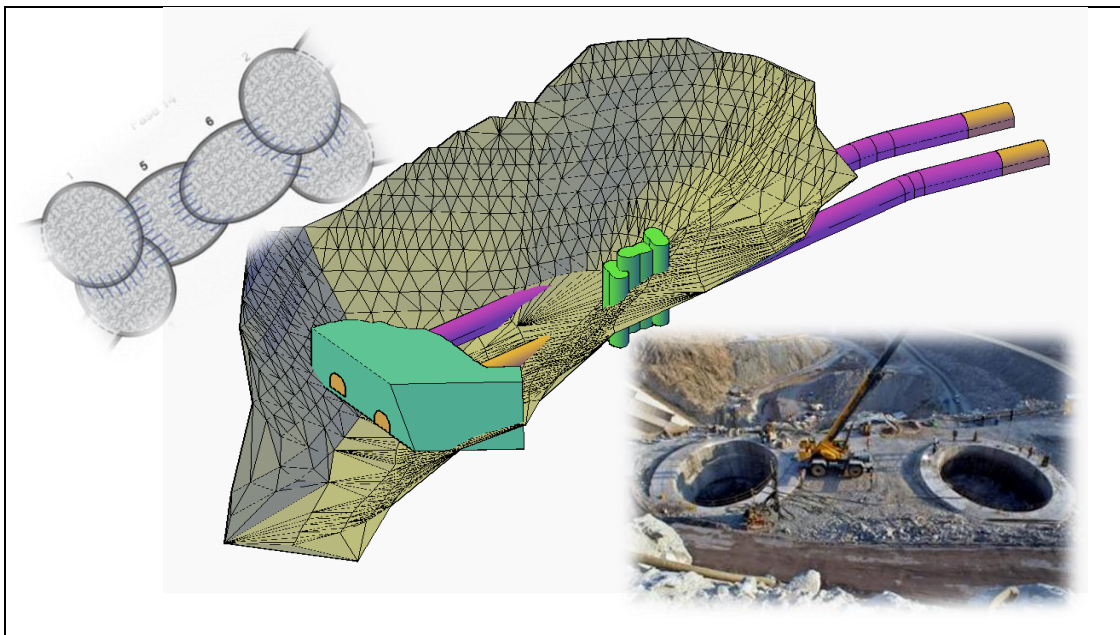


Figura 4.10. Esquema de construcción de las lumbreras de fricción cortante de la obra de desvío del P. H. La Yesca.

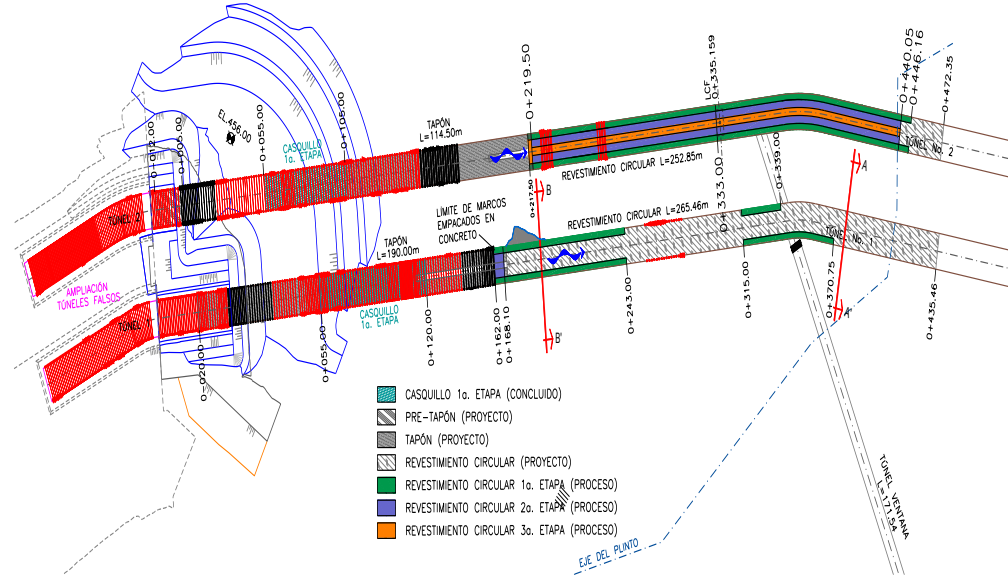


Figura 4.11a. Obra de desvío en planta de los túneles donde se indican los casquillos y revestimiento de la obra de desvío del P. H. La Yesca.



Figura 4.11b. Imágenes de las condiciones de construcción de los túneles donde se indica la construcción de casquillos y revestimiento de la obra de desvío del P. H. La Yesca.

6. Finalmente, se cambió el concepto de un solo canal del vertedor de excedencias, por 3 canales escalonados en la misma margen izquierda (Figura 4.12).



Figura 4.12. Modificación del Vertedor y giro de la presa en la Margen Izquierda del P. H. La Yesca.

Estas acciones incrementaron el costo inicial de la obra 26.4%, ya que el esquema de contratación a “precio alzado” se modificó sensiblemente, y se tuvieron que aplicar varios precios unitarios adicionales a los trabajos considerados en el esquema original.

4.5 Proyecto Hidroeléctrico Santo Antonio, Brasil

El Proyecto Santo Antonio sobre el Río Madeira está ubicado a 6 km al suroeste de la Ciudad de Porto Velho en el Estado de Rondônia, Brasil. El Río Madeira es el tributario más largo del Río Amazonas. El proyecto está en su fase terminal y consta de 44 turbinas tipo bulbo de 71.6 MW de potencia cada una, para una capacidad total instalada de 3 150.4 MW, este proyecto origina un embalse de 350 km².

El proyecto se previó para iniciar con las primeras unidades en marzo de 2012, para esto, se consideró que, en abril de 2013, entrara en operación comercial, lo cual, ya sucedió, entrando en operación la última unidad en noviembre de 2015.

En el sitio del Proyecto (Freitas, 2013) se estimaron gastos que fluyen por el río en un rango entre 2 400 m³/s (periodo de retorno de 100 años) y 47 000 m³/s (periodo de retorno de 1 000 años). Los cuales fueron adoptados para el diseño de la obra de desvío; el esquema general de las obras se muestra en la Figura 4.13.

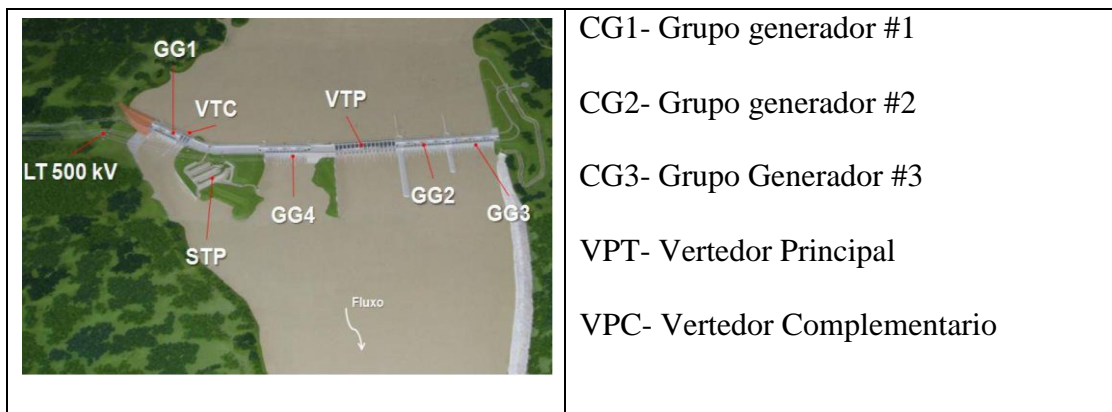


Figura 4.13. Esquema de las obras del P. H. Santo Antonio.

La cimentación del Proyecto se hizo sobre roca fracturada (granitos) como la que se muestra en la Figura 4.14.



Figura 4.14. Roca de cimentación de la obra de Desvío del P. H. Santo Antonio.

El perfil longitudinal de la roca de cimentación se muestra en la Figura 4.15.

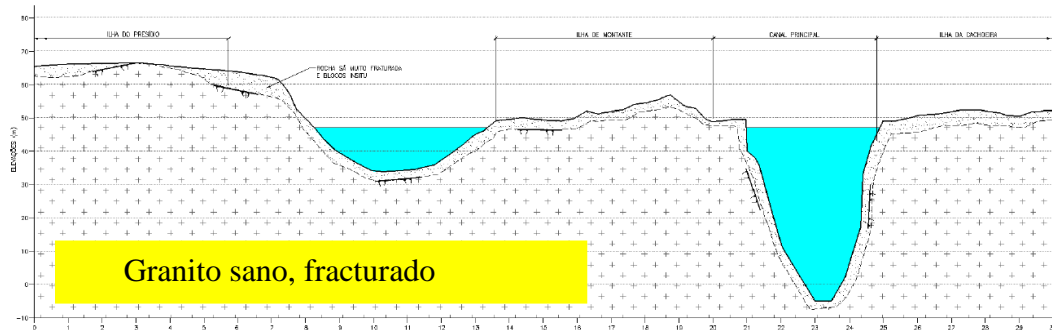


Figura 4.15. Perfil longitudinal geológico del proyecto.

La solución del esquema de obras fue construir una ataguía a fondo perdido, confinada con material a volteo envolviendo la roca abrupta del cauce; además, se construyó

una pantalla con Jet Grouting (similar a una pantalla plástica colocada con alta presión) en la que se inyecta lechada de cemento en el fondo del Río a alta presión, para evitar filtraciones importantes (Figura 4.16).

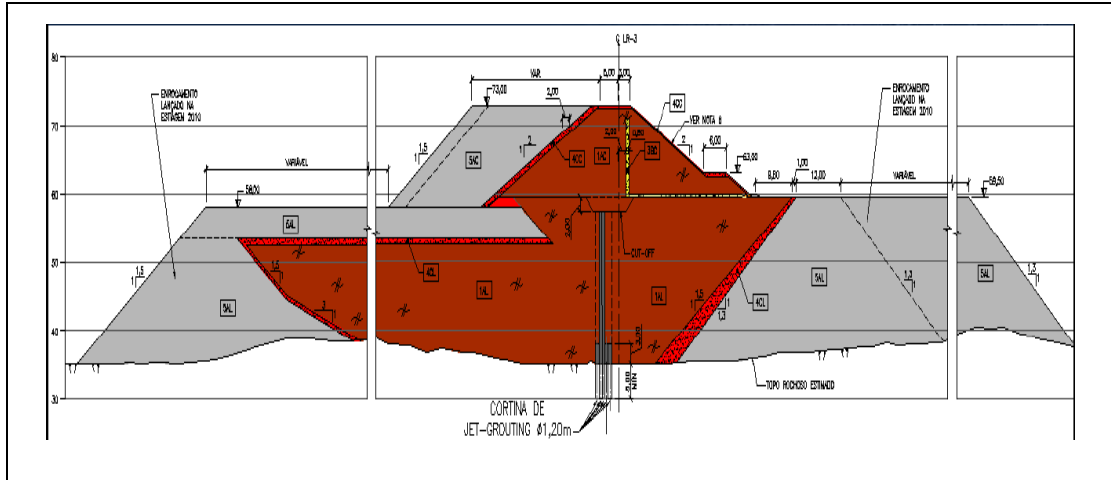


Figura 4.16. Ataguía utilizada para la Obra de Desvío del Proyecto Santo Antonio.

Debido a la irregularidad del terreno en el desplante, la ataguía de la obra de desvío del proyecto se hizo entre la Elev. -8.00 msnm y la Elev. +10.00 msnm, para esto, se usaron lateritas de origen arcilloso. Para garantizar la impermeabilidad del esquema, se colocó sobre la roca del fondo una capa de concreto armado complementado con trabajos de inyección.

Durante la construcción del proyecto, se presentaron gastos de 7 882 m³/s a 11 755 m³/s en julio de 2011, y en los dos últimos años de construcción del proyecto, no se tuvieron incidentes, mostrando la obra de desvío buen comportamiento como se muestra en la Figura 4.17.



Figura 4.17. Vista del funcionamiento de la Obra de Desvío del Proyecto Santo Antonio.

4.6 Proyecto Hidroeléctrico Ituango, Colombia.

La planeación de la obra de desvío incluye intrínsecamente elementos de gran importancia, que deben considerarse desde la etapa de planeación y diseño, tales como: el tiempo, el costo y fechas calendario necesarias para el manejo del río; así mismo, se debe tomar en cuenta el programa general de construcción para evitar interferencias con otros frentes de trabajo.

En este apartado, debe comentarse lo sucedido recientemente con las obras de desvío del P. H. Ituango, Colombia, cuyo esquema de obras se muestra en planta en la Figura 4.18.

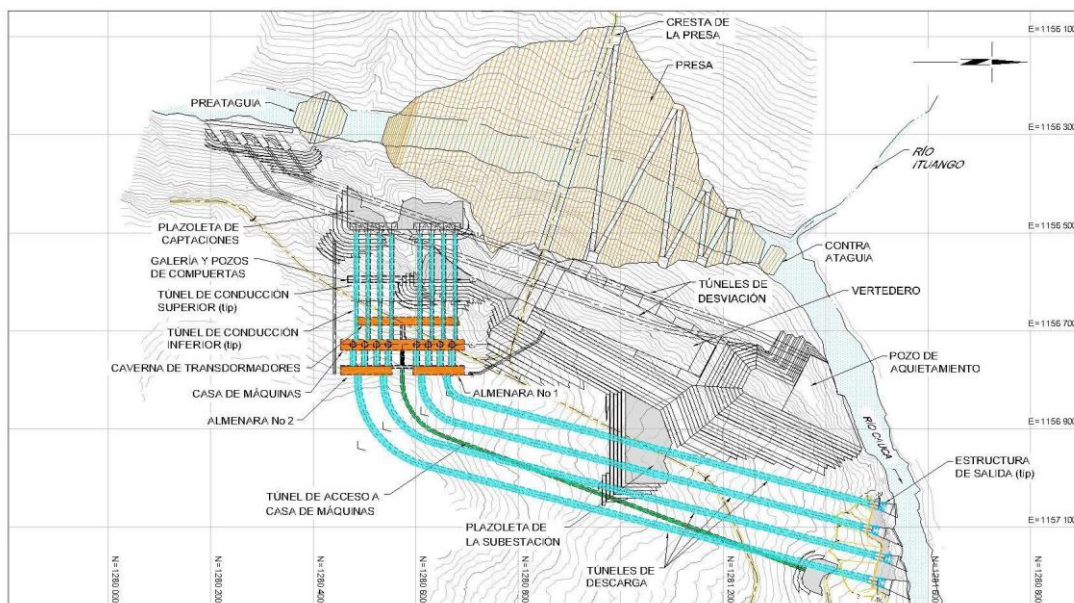


Figura 4.18. Esquema de las obras en planta del P. H. Ituango, Col.

En la Figura 4.19 se muestra una imagen vista de aguas abajo hacia aguas arriba del conjunto general de las obras terminadas.



Figura 4.19. Vista de las obras de aguas abajo hacia aguas arriba del P. H. Ituango, Col.

A principios de 2018 las autoridades del proyecto decidieron cerrar uno de los túneles de desvío, considerando que a pesar de un verano lluvioso alcanzarían suficiente altura en la presa, y en el vertedor la altura necesaria para el manejo de avenidas en caso de presentarse eventos hidrológicos extremos.

En la Figura 4.20 se muestran esquemáticamente el conjunto de las obras subterráneas principales del proyecto; túneles de desvío, caverna de transformadores, casa de máquinas, galerías de oscilación (almenaras), túneles de descarga, pozos de compuertas y de oscilación, y túnel de descarga de fondo. Nótese que el arreglo de obras subterráneas se hizo solo en el margen derecha del proyecto que resultó la más débil desde el punto de vista geológico.

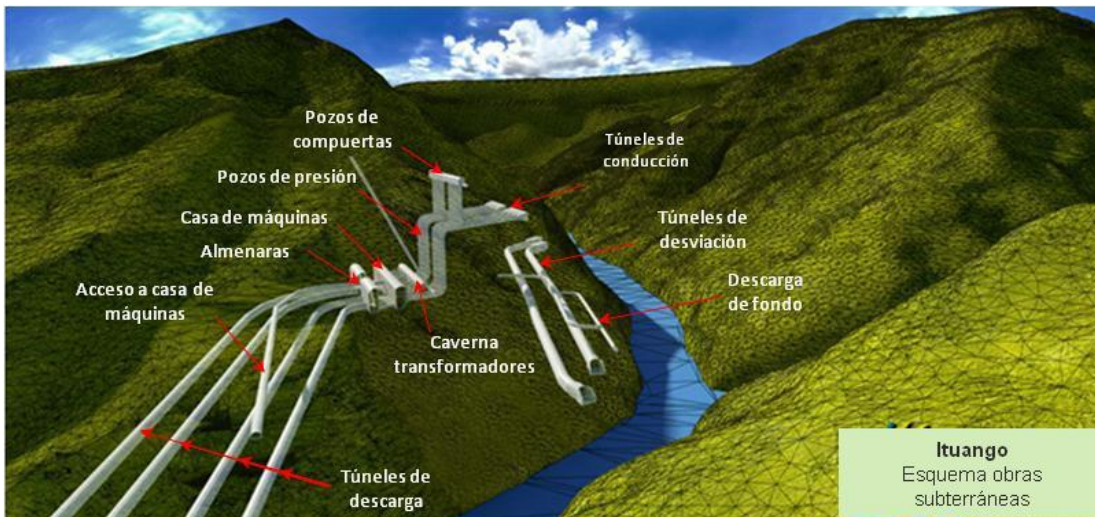


Figura 4.20. Vista de las obras subterráneas del P. H. Ituango, Col.

Para mayo de ese año, la cortina estaba a la Elev. 410 msnm y las compuertas de los vertedores no se habían terminado, mostrando el proyecto un avance como el señalado en la Figura 4.21.



Figura 4.21. Vista de la construcción en Mayo de 2018 del P. H. Ituango, Col.
(<https://www.bluradio.com/medellin/luis-perez-anunciacomision-de-expertos-para-evaluar-situacion-de-hidroituango-179914-ie1994153>).

Durante las excavaciones se presentó un fuerte debilitamiento del interior del macizo rocoso en el entorno a las obras hidromecánicas, túneles, casa de máquinas, etcétera, y fuerte inestabilidad de la ladera derecha, donde apareció un riesgo de deslizamiento dentro del embalse en esa margen; la presa no tenía el avance suficiente al inicio de la emergencia y se presentó una fuerte posibilidad de ruptura de la presa por desbordamiento.

Las acciones que se emprendieron fueron:

- Construir rápidamente un relleno prioritario (cota 410) como obra temporal.
- Levantar las compuertas y avanzar con la construcción del vertedor.
- Alcanzar la cota 415 y reforzar el relleno prioritario para considerarlo como obra permanente.

- Se indicó como necesidad terminar el vertedor para tener un funcionamiento hidráulico con seguridad.

En resumen, la decisión de hacer el cierre final de uno de los túneles de desvío cuando la cortina no tenía la altura suficiente para embalsar el agua y las avenidas producto de la temporada de lluvias ocasionaron un llenado rápido, que provocó que estuvieran muy cerca de tener una falla total por desbordamiento de la presa de materiales graduados de 232 m de altura, ya que la obra de excedencias en esa misma margen se encontraba inconclusa con respecto al avance que tenía la cortina (Figura 4.22).



Figura 4.22. Avance del vertedor con respecto a la cortina del P. H. Ituango, Col.

La decisión de los directivos del proyecto fue inundar la casa de máquinas para extraer el agua por los túneles de desfogue; en el montaje del grupo turbo generador ya se tenía un importante avance, lo que se buscaba, era tener mayor capacidad de descarga de las aguas almacenadas.

Se aceleró la construcción y montaje del vertedor y se abrieron las compuertas con el objeto de manejar un posible desbordamiento por un potencial deslizamiento de la margen derecha; en la presa se colocó una sección prioritaria rápidamente construida en el cuerpo de la cortina que no cumplía con los requisitos mínimos de seguridad, ya que no se colocó sobre el material arcilloso en el eje de la presa (recuérdese que la cortina es de materiales graduados) y se construyó con material producto de excavación que no cumplía con las condiciones de plasticidad, granulometría e impermeabilidad (Figura 4.23).

La solución final consistió en colocar una pantalla plástica en esa sección prioritaria desde la elevación 415.00 msnm para tener el plano de estanqueidad necesario en el cuerpo de la cortina y continuar posteriormente con la sección de diseño de la obra.

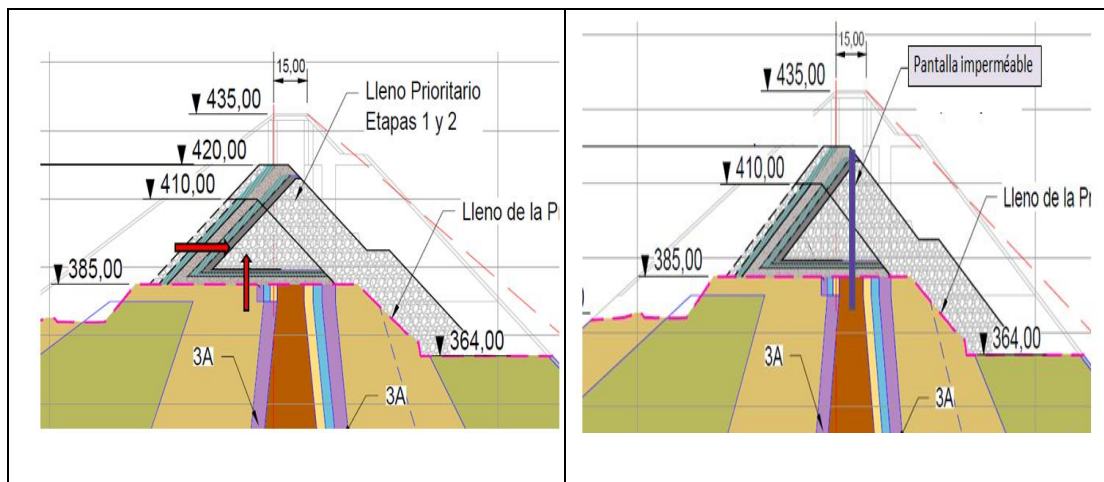


Figura 4.23. Avance del vertedor con respecto a la cortina del P. H. Ituango, Col.

Mientras se efectuaban los trabajos, siempre estuvo latente la posibilidad de recibir más agua proveniente de las lluvias y se tuvo permanentemente la posibilidad de una falla por desbordamiento durante el avance de la presa, lo cual causó gran alarma en la población.

Debe comentarse en este punto que se recomienda enfáticamente que cuando se da la orden de hacer el cierre final de una presa, la capacidad de descarga ya sea por medio de la obra de excedencias o a través de desagües de fondo, debe ser compatible por lo menos con la calculada para las obras de desvío; y debe realizarse un cuidadoso análisis de riesgo de falla, considerando la seguridad geotécnica estructural de las obras.

La emergencia fue atendida y a la fecha, las obras del proyecto se encuentran prácticamente terminadas.

5. Análisis Hidráulico

El objetivo del análisis hidráulico es determinar la capacidad de descarga de la obra de desvío y la elevación máxima de las ataguías óptimas, desde el punto de vista técnico y económico.

El análisis de la obra de desvío se realiza aplicando las ecuaciones fundamentales de la hidráulica, principalmente la ecuación de conservación de la masa (ecuación de continuidad) y la ecuación de la conservación de la energía; en combinación con las ecuaciones para evaluar pérdidas de energía principalmente por fricción y locales; debido a la gran variedad de coeficientes de fricción para diferentes materiales es común aplicar la ecuación de Manning, aunque también pueden aplicarse otras expresiones, siempre que el coeficiente utilizado resulte confiable para el diseño.

Para el desvío en túnel, al inicio la estructura funcionará como canal para gastos pequeños, a medida que la elevación aguas arriba se incremente, la descarga también lo hará, pudiendo llegar a funcionar como un conducto a presión; en el caso de canales o tajos el flujo ocurrirá a superficie libre, con la consideración de la variación del régimen del flujo (hay tramos en los que se presentará el flujo gradual o rápidamente variado) a lo largo de toda su longitud. Una vez definidas las características geométricas de la estructura de desvío y conocida la curva elevaciones-gastos del río aguas abajo de la descarga, se calcula la curva elevaciones-gastos del desvío.

5.1 Aspectos teóricos

En 1965 Rouse, clasificó la resistencia del flujo en cuatro componentes: 1) superficie o capa de fricción, 2) de resistencia o arrastre, 3) resistencia de onda de superficie libre de deformación y 4) resistencia asociada con la aceleración local o la inestabilidad del flujo. Al

usar el coeficiente de resistencia f de Weisbach, Rouse expresó la resistencia con la función simbólica adimensional siguiente:

$$f = F(\mathbf{Re}, K, \eta, N, F, U) \quad (5.1)$$

Donde \mathbf{Re} = número Reynolds; K = rugosidad relativa, que se expresa normalmente como k_s/RK , donde k_s es el equivalente a la rugosidad de la superficie de la pared y R es el radio hidráulico del flujo; η = función de forma geométrica de la sección transversal; N = número de uniformidad del canal tanto en el contorno como en el plano; F = número Froude; U = grado de inestabilidad del flujo; y F representa una función.

La relación simbólica de la Ec. 5.1 también se puede aplicar al coeficiente de resistencia de Manning n de la siguiente manera: $n/k_s^{1/6}$, o a la pendiente de resistencia del flujo S . De esta forma Leopold et al. (1964) dividieron la resistencia debido a la fricción en la frontera y a la distorsión interna.

Rouse (1965), de manera acertada, mostró que lo que comúnmente es llamado diagrama de Moody es un caso especial de la Ec. 5.1 para flujo uniforme constante en tuberías rectas rígidas de diámetro constante, al considerar solo dos de los seis parámetros independientes de la Ec. 4.1; es decir, el flujo del número Reynolds Re y la rugosidad relativa k_s/Re para la rugosidad superficial aleatoria de Nikuradse.

Obviamente los seis parámetros independientes de la Ec. 5.1, así como los cuatro componentes de resistencia (superficie, forma, onda e inestabilidad), interactúan de manera no lineal de tal forma que, si existe cualquier separación o combinación lineal, es artificial.

5.2 Flujo a superficie libre

Para conocer el comportamiento del flujo a superficie libre, el ingeniero debe suponer el comportamiento del agua por medio de perfiles hidráulicos que son ampliamente conocidos en libros especializados de hidráulica (Chow, 1959), sin embargo, para el cálculo detallado de esos perfiles, se debe partir del conocimiento de los tirantes crítico y normal de las secciones, los cuales son relativamente sencillos en secciones prismáticas comunes, pero se complican cuando la geometría de éstas es compleja, o bien, cuando se tienen rugosidades diferentes en los elementos que componen la sección.

5.3 Condiciones de flujo crítico

La deducción matemática para que se cumplan las condiciones críticas es tratada con detalle en la literatura técnica (Chow, 1959), sin embargo, es sabido que en general debe cumplirse la expresión:

$$\frac{A^3}{T} = \frac{Q^2}{g} \quad (5.2)$$

donde:

Q es el gasto analizado en m^3/s .

A es el área analizada en m^2 .

T es el ancho de la superficie libre del agua en m.

g es la aceleración de la gravedad expresada en m^2/s

5.4 Condiciones de flujo uniforme

Las fórmulas usadas con mayor frecuencia que relacionan la velocidad de flujo de canales abiertos V , con el coeficiente de resistencia son:

✓ Ecuación de Manning

$$V = \frac{K_n}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (5.3)$$

✓ Ecuación homogénea de Manning

$$V = \frac{g^{1/2}}{n_g} R^{2/3} S^{1/2} \quad (5.4)$$

✓ Ecuación de Darcy Weisbach

$$V = \left(\frac{2g}{f}\right)^{1/2} D^{1/2} \left(\frac{h_f}{L}\right)^{1/2} \quad (5.5)$$

✓ Ecuación de Chezy

$$V = C R^{1/2} S^{1/2} \quad (5.6)$$

✓ Ecuación de Hazen Williams

$$V = K_{HW} C_{HW} R^{0.63} S^{0.54} \quad (5.7)$$

donde V es la velocidad media de la sección transversal, n , f y C son los coeficientes de resistencia de Manning, Weisbach y Chezy, respectivamente; en la que R = radio hidráulico, S = pendiente; g = aceleración de la gravedad; $K_n = 1 \text{ m}^{1/2}/s$ para V y R en unidades SI, $1.486 \text{ ft}^{1/3} \text{ -m}^{1/6}/s$ para unidades Inglesas, y g la aceleración de la gravedad; \sqrt{g} para la fórmula dimensionalmente homogénea de Manning (Yen 1992).

Para las Ecs. 5.3 a la 5.6, los coeficientes de resistencia se pueden relacionar de la siguiente manera:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{C}{\sqrt{g}} = \frac{K_n R^{1/6}}{\sqrt{g} n} = \frac{R^{1/6}}{n_g} = \frac{V}{\sqrt{gRS}} \quad (5.8)$$

Por tanto, al saber el valor de un coeficiente de resistencia se pueden calcular los valores correspondientes a los otros coeficientes al conocer el radio hidráulico.

A través de los años, gran número de investigadores ha hecho importantes contribuciones a la resistencia de flujo de canales abiertos; sin embargo, en la práctica profesional de la hidráulica, se sigue empleando la ecuación de Manning, que en el caso de flujo uniforme 1D, está definido como aquel que es constante desde el punto de vista espacial, es decir, según (Chow, 1959) “en el que el tirante, el área hidráulica, la velocidad y la descarga en cada sección del túnel son constantes”, la pendiente de energía, la de la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos, es decir: $S_W = S_f = S_O$, donde S_W es la pendiente de la superficie libre del agua, S_f la pendiente de fricción y S_O la pendiente del fondo del túnel o canal.

El denominador de la Ec. 5.8, llamado “velocidad cortante”:

$$U_* = \sqrt{gRS} \quad (5.9)$$

permite determinar el llamado “coeficiente de fricción” C_f :

$$C_f = \left(\frac{U_*}{U}\right)^2 \quad (5.10)$$

De acuerdo con esta ecuación y con la definición del coeficiente de resistencia, se puede expresar lo siguiente:

$$C_f = \frac{f}{8} = \frac{g}{C^2} = \frac{g}{K_n^2 R^{1/3}} = \frac{n_g^2}{R^{1/3}} \quad (5.11)$$

El flujo uniforme en canales, y en este caso túneles, se calcula normalmente al considerar que la rugosidad n es fija en la ecuación 5.3; sin embargo, si se combinan los materiales de construcción (por ejemplo, un túnel en el que se coloque una plantilla de concreto hidráulico con paredes y bóveda de concreto lanzado o roca), se debe obtener un coeficiente de rugosidad equivalente que estrictamente cambia con cada tirante.

5.5 Secciones usuales de construcción

En la práctica usual a nivel mundial a la fecha, es usual para las obras de desvío en construcción, emplear secciones de tipo circular, de baúl o portal. La metodología desarrollada por Marengo (2005), para el caso particular de un desvío con túneles de sección portal trabajando como conductos a presión y a superficie libre se muestra en este capítulo.

Una sección baúl o portal típica se compone de las características geométricas siguientes: una bóveda, que es en semicírculo con radio b que tiene la misma dimensión de la mitad de la sección rectangular que compone la sección y centro en O . En la sección inferior del túnel, el ancho tiene una dimensión total $2b$. Desde el punto de vista constructivo, esta sección es muy común en obras de desvío, ya que representa gran facilidad de ejecución; la parte superior se excava como una sección circular y la inferior se banquea; si el túnel es grande, se puede obtener la sección deseada en 3 o 4 voladuras, obteniéndose la calidad deseada en el proceso de excavación, y así se obtienen las líneas de proyecto deseadas. La ventaja de este tipo de secciones respecto a la circular es que se tiene una superficie de rodamiento plana para los equipos de construcción y para una sección de iguales dimensiones (diámetro), aquí el área es mayor en la sección portal.

Para desarrollar los ejemplos en este libro, se sigue la geometría señalada en la Figura 5.1, funcionando como canal y en la Figura 5.2 funcionando como tubo lleno. Con este tipo de secciones se construyeron los túneles de desvío de los proyectos Chicoasén, Caracol, Aguamilpa, Zimapán, El Cajón y La Yesca, además, los túneles auxiliares del Grijalva (en la zona del caído). También, se han propuesto para la construcción de las obras de desvío de nuevos proyectos hidroeléctricos como son: La Parota, Gro., y Las Cruces en Nayarit.

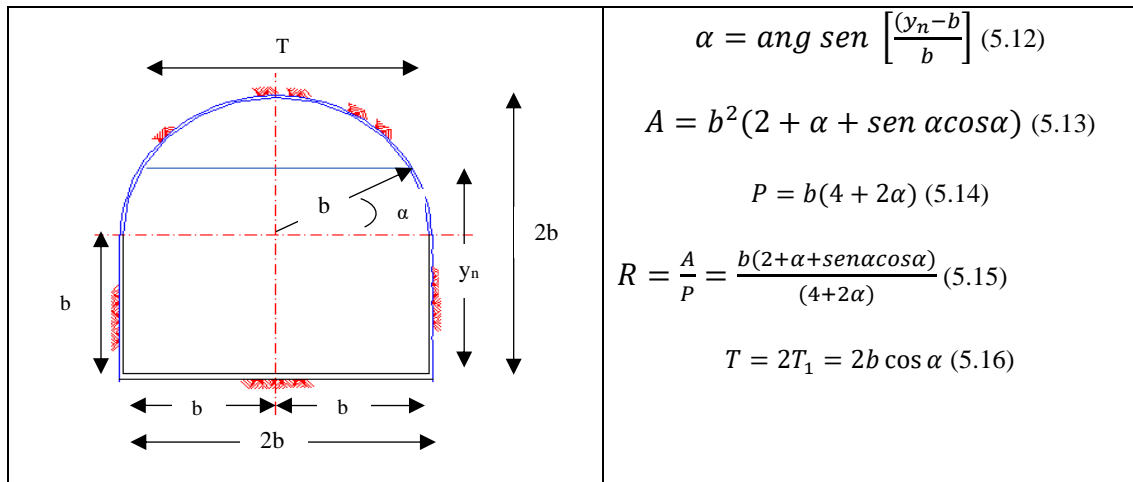


Figura 5.1 Elementos geométricos en una sección de una sección portal para túneles de desvío funcionando como canal.

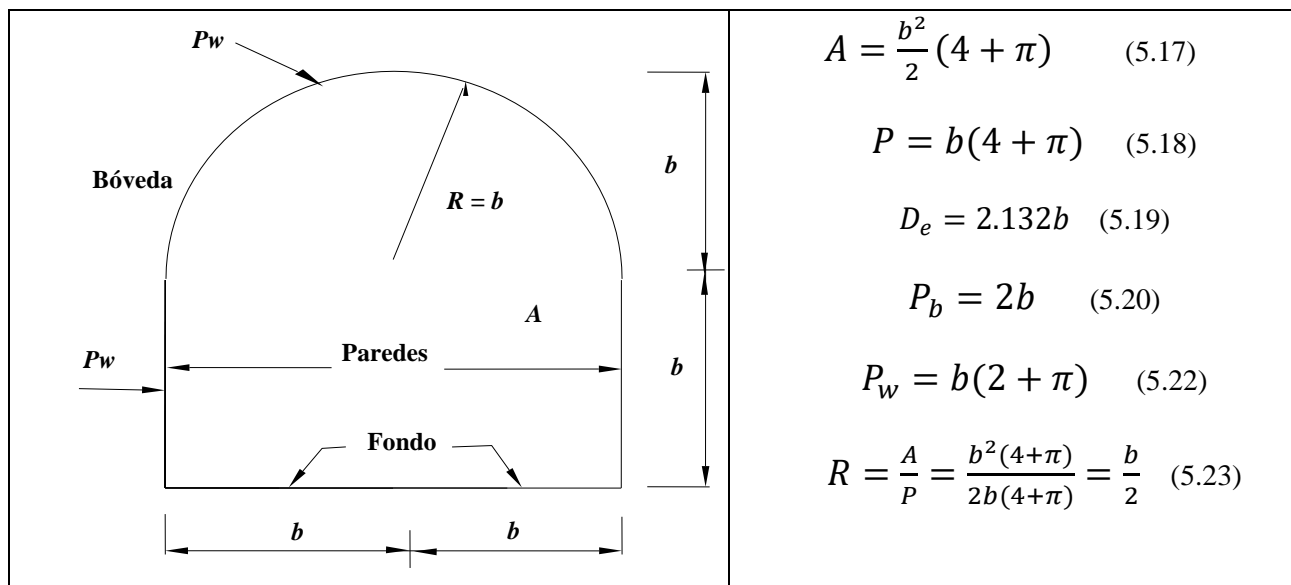
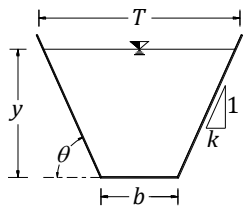
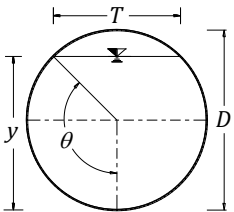


Figura 5.2 Elementos geométricos en una sección de una sección portal para túneles de desvío funcionando a tubo lleno.

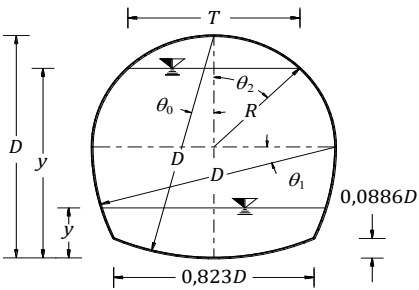
Cabe mencionar que numerosas obras de desvío se han construido con túneles de sección circular, y en algunas en las que se ha decidido colocar revestimiento de concreto hidráulico se han construido con sección herradura. En la Tabla 5.1 se muestran las propiedades geométricas de la sección trapecial (para desvíos en tajo) y circular en túneles de desvío.

Tabla 5.1 Elementos geométricos de la sección trapezoidal y circular.

SECCIÓN Elemento geométrico			
	Trapezoidal	Circular	
	Tirante	y	$0 \leq \frac{y}{D} \leq 1$
	Angulo	$\theta = \arctan \frac{1}{k}$	$\theta = \arccos \left(1 - \frac{2y}{D} \right)$
	Área A	$= (b + ky)y$	$= \frac{1}{4} \left(\theta - \frac{1}{2\text{sen}2\theta} \right) D^2$
	Perímetro mojado P	$= b + (2\sqrt{1 + k^2})y$	$= \theta D$
	Radio hidráulico R_h	$= \frac{(b + ky)y}{b + (2\sqrt{1 + k^2})y}$	$= \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\text{sen } 2\theta}{2\theta} \right) D$
	Ancho de la superficie libre T	$= (b + ky)$	$= \frac{(\text{sen } \theta)D}{2\sqrt{y(D - y)}}$
Tirante medio A/T	$= \frac{(b + ky)y}{(b + 2ky)}$	$= \frac{1}{4} \left(\frac{\theta - 1/2\text{sen } 2\theta}{2\theta} \right) D$	

En la Tabla 5.2 se muestran los elementos geométricos para la sección herradura que son aplicables tanto para el escurrimiento a superficie libre, como para conductos a presión.

Tabla 5.2 Elementos geométricos de la sección herradura.

Elemento geométrico			
Herradura			
Tirante	$0 \leq \frac{y}{D} \leq 0,0886$	$0,0886D \leq \frac{y}{D} \leq \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2} \leq \frac{y}{D} \leq 1$

Continúa

(Continuación)

Angulo	θ_0 $= \text{arc cos} \left(1 - \frac{y}{D}\right)$	$\theta_1 = \text{arc sen} \left(\frac{1}{2} - \frac{y}{D}\right)$	$\theta_2 = \text{arc cos} \left(\frac{2y}{D} - 1\right)$
Área A	$= \theta_0 - \frac{1}{2} \text{sen} 2\theta_0) D^2$	$= [0,43662 - \theta_1 + \text{sen} \theta_1 (1 - \text{cos} \theta_1)] D^2$	$= \left(0,82932 - \frac{1}{4} \theta_2 + \frac{1}{8} \text{sen} 2\theta_2\right) D^2$
Perímetro Mojado P	$= 2\theta_0 D$	$= (1,6923 - 2\theta_1) D$	$= (3,26703 - \theta_2) D$
Radio hidráulico R_h	$= \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\text{sen} 2\theta_0}{2\theta_0}\right) D$	$= \left[\frac{0,43662 - \theta_1 + \text{sen} \theta_1 (1 - \text{cos} \theta_1)}{1,6923 - 2\theta_1}\right] D$	$= \left[\frac{0,82932 - \frac{1}{4} \theta_2 + \frac{1}{8} \text{sen} 2\theta_2}{3,26703 - \theta_2}\right] D$
Ancho de superficie libre T	$= 2(\text{sen} \theta) D$	$= 2(\text{cos} \theta_1 - 1) D$	$= D \text{sen} \theta_2$
Tirante medio A/T	$= \left[\frac{\theta_0 - \frac{1}{2} \text{sen} 2\theta_0}{2\text{sen} \theta_0}\right] D$	$= \left[\frac{0,43662 - \theta_1 (1 - \text{cos} \theta_1)}{2\text{cos} \theta_1 - 1}\right] D$	$= \left[\frac{0,2932 - \frac{1}{4} \theta_2 + \frac{1}{8} \text{sen} 2\theta_2}{\text{sen} \theta_2}\right] D$

5.6 Procedimiento de cálculo

El procedimiento de cálculo hidráulico que se presenta en esta sección, sigue la línea tradicional para sus análisis, sin embargo, Marengo (2006) propone algunos ajustes matemáticos para estimar una ecuación que represente el funcionamiento de manera integrada; es decir, aunque se tengan dos o más túneles de desvío, con este proceso siempre será posible representar en una sola expresión su funcionamiento hidráulico para hacer el análisis de riesgo de la obra de desvío en conjunto.

Para hacer el análisis hidráulico de la obra de desvío, es necesario proponer una geometría de la sección, longitud, pendiente y rugosidad; además de que se debe contar con los datos topográficos, hidráulicos e hidrológicos siguientes:

- ✓ La curva elevaciones-capacidades del embalse.
- ✓ La curva elevaciones-gastos de la obra para la geometría propuesta.
- ✓ La avenida de diseño asociado al periodo de retorno seleccionado y la curva elevaciones-gastos del río en la salida del desvío.

La secuencia de cálculo se resume en los siguientes pasos:

1. Con la curva elevaciones-gastos definida en la conducción se realiza el tránsito de la avenida de diseño, para encontrar el gasto máximo de salida y las elevaciones máximas del agua aguas arriba y aguas abajo respectivamente.
2. La elevación máxima de la ataguía aguas arriba se obtiene al sumar a la elevación máxima del embalse, el bordo libre.
3. La elevación máxima de la ataguía aguas abajo se obtiene al sumar a la elevación máxima del agua en la salida, el bordo libre.
4. Para evitar problemas de erosión, deben revisarse las velocidades máximas a lo largo de la estructura; en caso necesario, debe seleccionarse el revestimiento de la estructura.
5. Se repite el procedimiento anterior a fin de seleccionar la alternativa óptima.
6. Se establece cómo se hará el manejo del río durante el estiaje para colocar los elementos de cierre y el propio cierre final del río.
7. Se hace un análisis de riesgo cuidadoso de la obra integral y se determina la capacidad de regulación del desvío, con esto, el gasto de diseño final de la conducción.
8. Se optimiza el esquema al aplicar la teoría de la confiabilidad, lo que permite encontrar el costo y riesgo mínimos para los gastos de diseño.

Cabe aclarar que, en los cálculos, α es expresado en radianes, aunque para el cálculo manual, $\text{sen}\alpha$ y $\text{cos}\alpha$ debe expresarse en grados.

Debe considerarse que si $y_n < b$, $\alpha = 0$, las ecuaciones 5.12 a 5.16 se convierten en el escurrimiento de una sección rectangular.

5.7 Túneles trabajando a superficie libre

El análisis se hace aplicando la ecuación de la conservación de la energía entre la entrada y la salida del túnel utilizando la ecuación de Manning para estimar las pérdidas por fricción y la ecuación de continuidad; el resultado obtenido es la porción inferior de la curva Elevaciones-Gastos del desvío. Este análisis es particularmente útil para definir el proceso de cierre parcial de los túneles para colocar los elementos de cierre y manejo del río.

Debe señalarse la importancia de estas maniobras que permiten hacer el manejo del río exitosamente; lo usual, es que se construya uno de los túneles más abajo que el otro u otros (puede ser del orden de 5.00 m), ya que durante el estiaje (4 a 6 meses por lo menos) es posible pasar el flujo del río en su totalidad sólo por uno de los túneles (puede ser en dos, cuando se tienen 3 o más túneles en funcionamiento), entonces, trabajar en los preparativos correspondientes para reparar o construir los elementos estructurales para el cierre final.

5.7.1 Cálculo del flujo en régimen subcrítico

En el túnel más bajo es muy probable que se tenga flujo subcrítico; una alternativa sugerida para obtener la curva elevaciones-capacidades del desvío, es iniciar el cálculo de la siguiente forma:

- a) Determinación del tirante crítico. Se propone un gasto de análisis por uno de los túneles y se estima el tirante crítico que se presentará a la salida o a la entrada del túnel, dependiendo del tipo de flujo que se vaya a analizar, subcrítico o supercrítico. Este cálculo se hace con la ecuación 5.8.
- b) Se calcula la pendiente crítica del flujo y se compara con la pendiente geométrica de los túneles, lo cual definirá si se tiene un flujo subcrítico o supercrítico.
- c) Para túneles con régimen subcrítico, se ubica si la sección de control está a la entrada del mismo, lo cual implica que el perfil del flujo se analizará hacia aguas abajo (curvas tipo M2); o si la energía del agua en el río (curva $E-Q$ respectiva) es mayor que la energía específica del túnel, significa que el control del túnel se presentará a la salida, pudiéndose presentar curvas de remanso tipo M1.
- d) Cálculo del perfil hidráulico. Una vez conocido el tipo de perfil del flujo, ubicada la sección de control y conocida la dirección de cálculo, se procede a obtener el perfil del flujo a lo largo del canal para determinar las características hidráulicas en la entrada y salida del desvío. En este caso puede aplicarse la variante del método de integración gráfico, el del paso directo o el del paso estándar; el del paso directo, consiste en calcular la distancia Δx a la que se presentará un tirante propuesto y si previamente se tienen definidas las variables hidráulicas en una sección.

$$\Delta X = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - \bar{S}_f} \quad (5.24)$$

donde:

ΔX es la distancia relativa en m, a la que se presenta el tirante. $E_2 - E_1$ es la energía específica en m, en las secciones separadas con distancia ΔX .

S_0 es la pendiente de plantilla del canal sin dimensiones.

\bar{S}_f es la pendiente media de fricción, calculada con la ecuación de Manning.

$$\bar{S}_f = \frac{1}{2} (S_{f1} + S_{f2}) \quad (5.25)$$

e) Para conocer la elevación del agua en el embalse, se aplica la ecuación de la conservación de la energía entre la entrada y el embalse.

$$E_{Embalse} = E_{Entrada} + Y_e + \frac{V_e^2}{2g} + 0.5 \frac{V_e^2}{2g} \quad (5.26)$$

donde:

Y_e es el tirante en la entrada de la estructura en m.

V_e es la velocidad en la entrada en m/s (casi siempre es cero).

$E_{Embalse}$ es la elevación de la superficie libre en el embalse en msnm.

$E_{Entrada}$ es la elevación de la plantilla en la entrada en msnm.

f) Curva de descarga. Se calculan las parejas de valores elevaciones-gastos del desvío para diferentes tirantes que cumplan la condición inicial como se señala en la Figura 5.3.

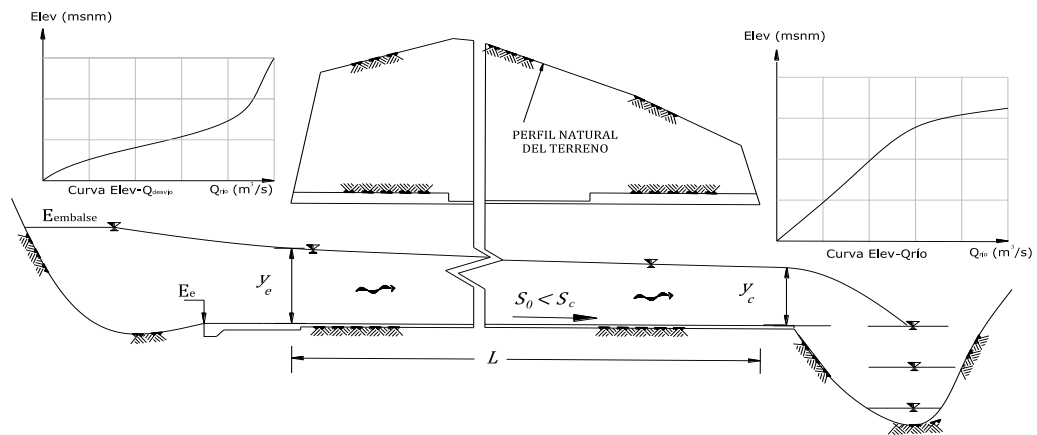


Figura 5.3 Escurrimiento a superficie libre en régimen subcrítico.

5.7.2 Cálculo del flujo en régimen supercrítico $S_o > S_c$

Para los túneles con pendientes supercríticas, el agua tenderá rápidamente a fluir con su tirante normal. Para el cálculo, se sugiere la siguiente secuencia:

- a) Determinación del gasto. Se supone que el tirante Y_c se presenta a la entrada de la estructura y se determina el gasto descargado con la misma expresión 5.2 del caso anterior.
- b) En este caso existe la posibilidad de que en el interior del túnel se presente un salto hidráulico y los perfiles tipo S, pueden volverse subcríticos a partir de esta situación (Figura 5.4), presentando el tirante crítico a la salida.
- c) Nivel del agua en el embalse. Para conocer la elevación del agua en el embalse se aplica la ecuación de la conservación de la energía entre la entrada y el embalse.
- d) El método aplicado para estimar el perfil del agua en los túneles se resuelve subdividiendo la longitud total del túnel en intervalos constantes, calculando así los tirantes entre las secciones de un intervalo a otro mediante la ecuación de la conservación de la energía. Cuando $\Delta h = \Delta z$, la curva de remanso es igual al tirante normal.

$$E_1 = E_2 + \Delta h_f - \Delta z \quad (5.27)$$

Curva de descarga. Se dibujan las parejas de valores elevaciones-gastos del desvío $E_{Embalse}-Q_{desvío}$ y se repite el procedimiento para otros tirantes que cumplan la condición inicial.

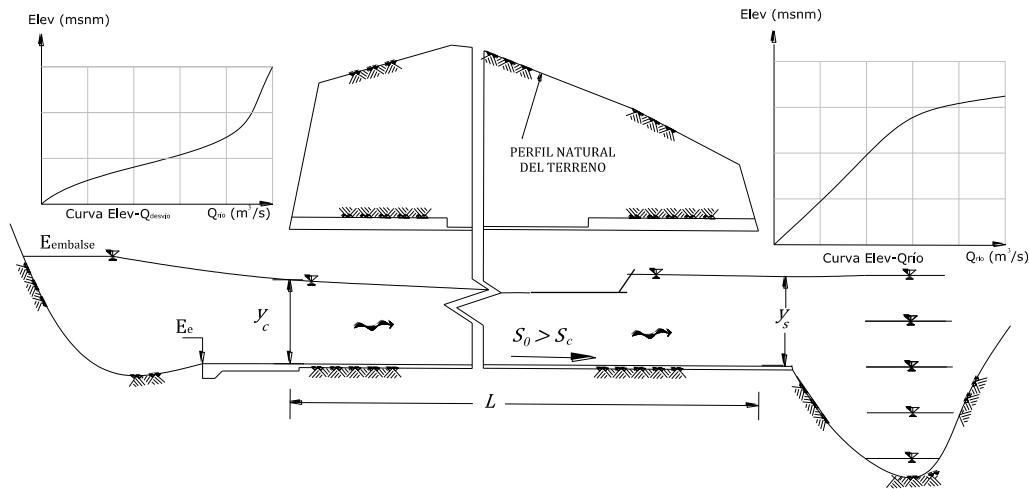


Figura 5.4. Escurrimiento a superficie libre en régimen supercrítico.

Para concluir con el cálculo, la elevación del agua a la entrada se determina sumando la elevación de la plantilla a la entrada, el tirante obtenido, la carga de velocidad y la pérdida por entrada.

Con el cálculo anterior se conoce cómo trabajan los túneles como canal en forma independiente, pero hace falta conocer cómo se comportan en forma conjunta, para lo cual, se pueden ajustar ecuaciones de correlación del tipo $E_i = \delta_i(Q_i + \zeta_i)^{\varepsilon_i}$, donde δ_i , ζ_i y ε_i son coeficientes de ajuste por correlación al considerar varios gastos y elevaciones que definen el funcionamiento hidráulico como canal con uno o más túneles. Cuando funcionan todos los túneles analizados, se obtienen las elevaciones del agua en el embalse, la cual debe ser la misma para cualquier túnel y la suma de gastos de los túneles debe cumplir con la ecuación de continuidad en masa; el sistema de ecuaciones para n túneles es:

$$Q_D = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n \quad (5.28)$$

$$E_1 = \delta_1(Q_1 + \zeta_1)^{\varepsilon_1} \quad (5.29)$$

$$E_2 = \delta_2(Q_2 + \zeta_2)^{\varepsilon_2} \quad (5.30)$$

$$E_n = \delta_n(Q_n + \zeta_n)^{\varepsilon_n} \quad (5.31)$$

donde Q_D es el gasto total de la obra de desvío funcionando como canal en m^3/s , y Q_1, Q_2, \dots, Q_n son los gastos de los túneles 1, 2, ..., n que pasan por cada túnel de la obra de desvío en m^3/s .

Se igualan las elevaciones para obtener los gastos correspondientes a cada túnel y con la suma de gastos de todos los túneles se obtiene el gasto del desvío.

Con esto se puede establecer, para cada gasto del río, el gasto que pasa por cada túnel y la elevación que se presenta en el embalse.

5.8 Conductos trabajando a presión

Solo en el caso de conductos cerrados se podrá presentar el funcionamiento como conducto presurizado. Si el nivel de la superficie libre del agua en la salida está por debajo de la energía específica del túnel analizado, se considera que hay descarga libre.

Por el contrario, si el nivel está por encima de ella no hay carga de velocidad y dicho término se toma como pérdida por salida (descarga ahogada), produciéndose un taponamiento hidráulico a la salida; en la Figura 5.5 se presenta el esquema de un túnel de desvío trabajando a presión.

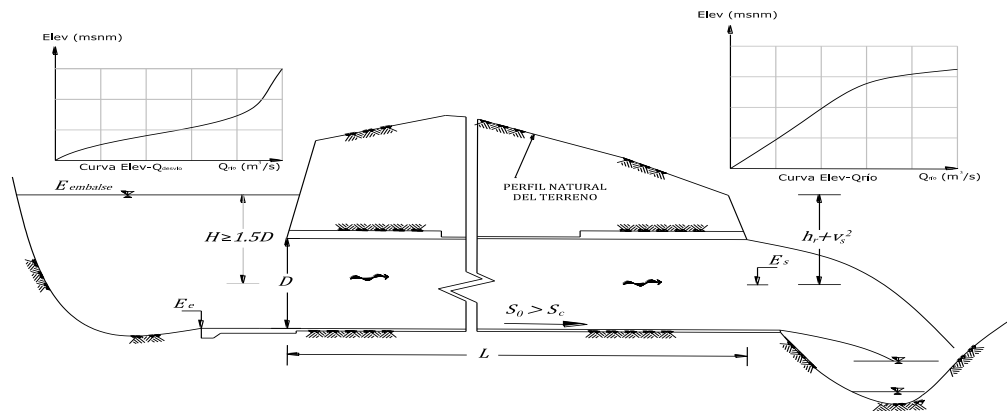


Figura 5.5. Obra de desvío trabajando como conducto a presión.

En este caso, para determinar el gasto de cada túnel, se procede de manera similar a la descrita anteriormente; hay que calcular el gasto por cada túnel y para todo el conjunto, llegando a la curva Elevaciones-Gastos correspondiente.

A partir de la Figura 5.5 se puede establecer la ecuación de la conservación de la energía entre la entrada y la salida del túnel. Se procede de la siguiente manera:

Se aplica la ecuación de la conservación de la energía entre el embalse y la salida del túnel, considerando las pérdidas de energía por fricción y locales:

$$E_{Embalse} = E_{Salida} + Y_s + \frac{V_s^2}{2g} + \sum h_r \quad (5.32)$$

donde:

E_{Salida} es la elevación de la plantilla del túnel a la salida.

Y_s es el tirante del túnel a la salida (Figura 5.6) para cálculos preliminares, se adopta el diámetro del túnel y para el diseño definitivo se sigue el criterio del USACOE (1991), en el que:

$$Y_s = 1.015(D_e) - \frac{0.20}{A} \sqrt{\frac{D_e}{g}} Q \quad (5.33)$$

$\frac{V_s^2}{2g}$ es la carga de velocidad a la salida del túnel.

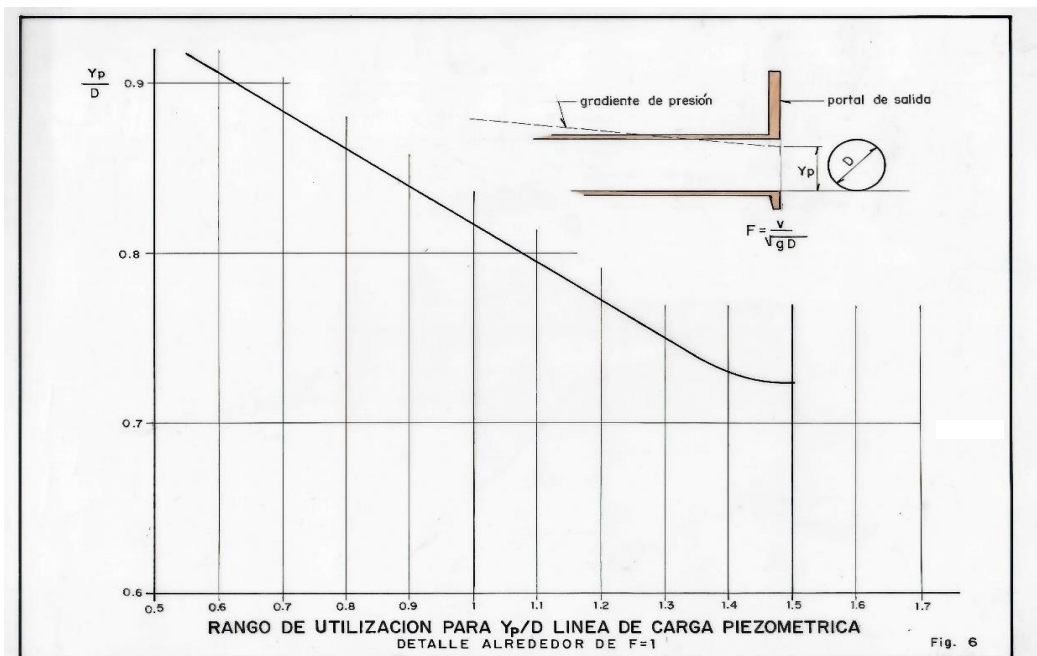


Figura 5.6. Rango de utilización del Y_p/D a la salida de los túneles, según el USACOE (1991).

Las pérdidas hidráulicas (fricción y menores), se calculan con la ecuación:

$$h_r = \left(\sum_E^S 2g \frac{n^2 l}{R_h^{4/3}} + \sum_E^S K_i \right) \frac{V_s^2}{2g} \quad (5.34)$$

La ecuación anterior se manipula algebraicamente para que las incógnitas sean el gasto Q y la diferencia de elevaciones $\Delta h = E_{embalse} - E_{salida}$, luego se fija una de ellas y se resuelve la ecuación.

Se determina la elevación en el embalse $E_{embalse}$. El proceso se repite para otros valores de Q y Δh . Al considerar las siguientes pérdidas en la Ec. 5.16 se llega a que:

$$E_{Embalse} = 1.015 D_e - \frac{0.20}{A} \sqrt{\frac{D_e}{g}} + \frac{Q_s^2}{2gA^2} + \frac{Q_s^2}{2gA^2} \left[K_i + 2g \frac{n^2 l}{A^2 R_h^3} \right] + E_{Salida} \quad (5.35)$$

El proceso consiste en establecer tantas ecuaciones de la energía como túneles de desvío hay; además, plantear la ecuación de continuidad (Ec. 5.28) para la solución del problema. Se tendrán tantas incógnitas (gastos en los túneles) como ecuaciones haya.

Los obturadores para el manejo final del río presentan varios elementos que ocasionan pérdidas menores como: contracción, ranuras para obturadores y una ampliación, de tal manera que ocasionan pérdidas de energía locales en el escurrimiento de los túneles.

Las pérdidas por fricción se evalúan con la fórmula de Manning. Sustituyendo las pérdidas en la ecuación 4.33, se tiene para cada túnel:

$$E_{Embalse} = 1.015 D_{ei} - \frac{0.20}{A_i} \sqrt{\frac{D_{ei}}{g}} + \frac{Q_s^2}{2gA_i^2} \left[1 + 2g \frac{n^2 l_i}{A^2 R_h^3} + K_{con} + K_{ei} + K_{cdir} + 1.2 \left[(1 - \beta^2) + \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)^2 \right] \right] + E_{Salida} \quad (5.36)$$

$$\text{Si:} \quad \alpha_i = \frac{0.20}{A_i} \sqrt{\frac{D_{ei}}{g}} \quad (5.37)$$

$$\beta_i = \frac{1}{A_i^2 2g} \left[1 + 2g \frac{n^2 l_i}{A^2 R_h^3} + K_{con} + K_{ei} + K_{cdir} + 1.2 \left[(1 - \beta^2) + \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)^2 \right] \right] \quad (5.38)$$

Finalmente, la elevación en el embalse se puede estimar como:

$$E_{Embalse} = 1.015D_{ei} - \alpha_i Q_i + \beta_i Q_i^2 + E_{Salida} \quad (5.39)$$

Las pérdidas locales a considerar son las señaladas en la Tabla 5.3 (Sotelo, 1979):

Tabla 5.3 Pérdidas menores para una obra de desvío.

Entrada	$\Delta H_e = (K_e) \frac{V_e^2}{2g} \quad (5.40)$
Contracción	$\Delta H_{con} = (K_{con}) \frac{V^2}{2g} \quad (5.41)$
Ampliación (Borda Carnot)	$\Delta H_{ampl} = \frac{1.1}{2g} (V_1 - V_2)^2 = \frac{1.1}{2g} \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 V^2 \quad (5.42)$
Ranuras (Weisbach-Masonyi)	$\Delta H_{ran} = 1.2 \left[(1 - \beta^2) + \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)^2 \right] \frac{V^2}{2g}, \quad (5.43)$ <p>donde: $\alpha = 0.63 + 0.37\beta^2$ y $\beta = \frac{Bh}{Bh + 2yh + xb}$, donde B es el ancho del túnel en la zona de la ranura, h la altura, x es la longitud aguas arriba y la longitud aguas abajo, obtenida de Marengo (2001)</p>
Cambios de dirección (Hoffmann)	$\Delta H_{cdir} = (k_c \eta) \frac{V^2}{2g} = (K_{cdir}) \frac{V^2}{2g}, \quad (5.44)$ <p>donde k_c, depende de $\frac{R}{D_e}$ y η del ángulo de deflexión de la curva</p>

Por ejemplo, si se tienen 2 túneles, el sistema de ecuaciones con el que se resuelve el problema es:

$$E_{Embalse} = 1.015D_{e1} - \alpha_1 Q_1 + \beta_1 Q_1^2 + E_{Salida} \quad (5.45)$$

$$E_{Embalse} = 1.015D_{e2} - \alpha_2 Q_2 + \beta_2 Q_2^2 + E_{Salida} \quad (5.46)$$

Para cada túnel se tiene una ecuación que define su comportamiento hidráulico que se puede establecer con las ecuaciones de continuidad al considerar el funcionamiento hidráulico de la obra de desvío en conjunto (gasto total de la obra de desvío), donde los túneles adoptan una ecuación del tipo:

$$E_{Embalse} = A_i Q_D^2 + B Q_D + C_i \quad (5.47)$$

La ecuación 5.47 está en función del gasto de diseño (suma total de los gastos por los túneles) de la obra de desvío, sin embargo, en algunos proyectos el efecto de regulación del desvío es significativo y puede tomarse en cuenta al realizar el tránsito de avenidas para diferentes anchos de los túneles, ya que se toma la elevación inicial a la que se encuentra el embalse y se obtiene con un ajuste por mínimos cuadrados la correlación entre gasto de diseño-ancho de los túneles y gasto pico de la avenida del tipo:

$$Q_D = (\xi_i b^{\varphi_i}) Q_p \quad (5.48)$$

donde ξ_i , y φ_i son parámetros de ajuste por mínimos cuadrados. La ecuación 5.48 puede expresarse en función del gasto pico de entrada definido en el análisis hidrológico:

$$E_{Embalse} = A_i Q_p^2 + B Q_p + C_i \quad (5.49)$$

Se comprueba que a partir de la elevación $E_{Embalse}$, sumando el bordo libre correspondiente, se obtiene la altura total de la ataguía; el volumen de materiales a colocar debe tener un valor razonable (del orden máximo de 1 000 000 de m³) considerando que, al inicio de la obra, el contratista está instalándose y no cuenta con gran número de equipos de excavación, transporte y colocación.

Las elevaciones aguas arriba del embalse, definirán obviamente el funcionamiento hidráulico de los túneles; es usual considerar en principio, y deberá comprobarse en campo, que los niveles usuales de funcionamiento serán los señalados en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Funcionamiento de la obra de desvío con respecto a las Elevaciones del agua en el embalse.

Elevaciones del Agua en el embalse	Funcionamiento
$E_{plantilla} < E_{Embalse} < E_{plantilla} + 1.2D_e$	Como canal
$E_{plantilla} + 1.2 D_e < E_{Embalse} < E_{plantilla} + 1.5D_e$	Como Transición
$E_{plantilla} + 1.5 D_e < E_{Embalse}$	Como túnel

6. Aspectos generales del escurrimiento en túneles con rugosidad compuesta

6.1 Introducción

Un canal o túnel compuesto, estrictamente hablando, es aquel cuya sección transversal consiste en subsecciones de diferentes formas geométricas definidas, que unidas forman la sección transversal total. Para el caso de rugosidad homogénea en las paredes, el factor principal que afecta el coeficiente de resistencia es el parámetro geométrico η en la Ec. 4.1. Los túneles estudiados en este libro son combinados, aunque al dar como valor la misma rugosidad en plantillas, paredes y bóveda, se obtiene el escurrimiento en túneles con rugosidad homogénea.

Desde el punto de vista físico, la rugosidad combinada o compuesta en la pared, así como la forma del canal, modifican la distribución de la velocidad a lo largo de la sección transversal, por tanto, se altera el coeficiente de resistencia.

Un estudio detallado de los efectos de la variación de la rugosidad de la pared y de la geometría de la sección transversal requerirá un análisis bidimensional 2D o tridimensional 3D del flujo. Para un análisis unidimensional 1D del flujo constante en canales rectos de límites impermeables rígidos sin sedimentos, la Ec 4.1 se puede escribir de la siguiente manera:

$$f, \frac{n}{R^{1/6}}, o, S = F(R_e, S_w, S_0, \eta, \frac{k_s}{R_e}, G_c) \quad (6.1)$$

donde S_0 = la pendiente del canal o túnel; S_w = la pendiente de la superficie del agua; y G_c = una representación no dimensional de la variación lateral de la rugosidad de la pared a lo largo del perímetro mojado del flujo de la sección transversal. G_c se puede expresar como k_i/k_s , donde k_s se considera el valor promedio de rugosidad de la sección transversal y k_i es la rugosidad local de la parte i -ésima del perímetro mojado.

Tradicionalmente, en vez de utilizar la Ec. 6.1 para el coeficiente de resistencia de rugosidad combinado o compuesto de una sección transversal, en general, se expresa en la forma de Manning n , con el valor de la sección transversal n_c , lo que es una suma de peso para el factor de resistencia local n_i , por ejemplo: para este caso en particular se utiliza la relación (Yen, 1991) que considera que la rugosidad componente que contribuye es proporcionalmente lineal al perímetro mojado, dicha ecuación se presenta a continuación:

$$n_c = \frac{\sum(n_i P_i)}{P_i} \quad (6.2)$$

donde:

- n_c Rugosidad equivalente de la sección transversal total.
- n_i Rugosidad de cada una de las secciones componentes.
- P Perímetro mojado de la sección transversal total.
- P_i Perímetro mojado de cada una de las secciones componentes.

Cabe mencionar que se considera a la sección transversal total al área confinada por la plantilla del túnel y las paredes hasta el nivel de agua que se esté estudiando.

Debido a que la rugosidad equivalente (n_c) se modifica en la medida que lo hace el tirante (Yen, 1992), sustituyendo la expresión $Q = VA$, la ecuación de Manning se puede expresar como:

$$\frac{Q}{S^{1/2}} = \left(\frac{A}{n_c}\right) \left(R_h^{2/3}\right) \quad (6.3)$$

De este modo, quedan del lado izquierdo de la ecuación los términos conocidos del gasto (Q) y la pendiente (S) del túnel y del lado derecho los términos que dependen del tirante hidráulico que se está calculando.

6.2 Flujo a superficie libre con rugosidad compuesta

Al usar el factor de resistencia de rugosidad combinado o compuesto n_c , los cálculos de flujo de canales abiertos o de túneles con rugosidad compuesta, se pueden mantener en el análisis real o 1D al simplificar un número de problemas de canales abiertos tales como los cálculos de remansos, sin llevar a cabo un cálculo más complicado 2D o 3D.

Se han sugerido diferentes tipos de métodos para dividir la sección transversal en subsecciones para aplicaciones de estas fórmulas, estos son los siguientes:

1. Líneas verticales extendidas desde cada punto límite de la geometría o de la rugosidad límite hasta la superficie del agua.
2. Líneas bisectadas en cada ángulo de los puntos límite de rugosidad de la geometría.
3. Una línea casi horizontal u horizontal que una los dos cortes del canal en la etapa del banqueo, al dividir el canal compuesto en la sección inferior principal del canal y en la sección superior de inundaciones del canal.
4. La variación de (3), antes mencionado, al subdividir los canales principal inferior y superior en líneas bisectadas o verticales.
5. Curvas o líneas rectas que dividan diagonalmente con la intención de ajustar las líneas divisorias lo más cerca posible a las superficies de cortantes cero.
6. Una variación de (2), antes mencionado, cuando las líneas bisectadas se encuentran por debajo de la superficie del agua, es extender dicho punto de encuentro de manera vertical por encima de la superficie del agua, donde las líneas a los puntos bisecados se usan como líneas divisorias.

Habitualmente, las líneas de agua internas que dividen las subsecciones no se consideran como parte del perímetro en el cálculo del radio hidráulico de la subsección R_i . Solo se usa el perímetro mojado real. Esto resulta equivalente a decir que los esfuerzos cortantes internos en las líneas divisorias del agua son igual a cero; lo que, por supuesto, no es verdad a excepción de casos muy especiales.

Durante la estimación del *momentum* o la consideración del balance de energía para flujo no uniforme en canales combinados o compuestos, la transferencia convectiva del *momentum* o de la energía llevada por la masa inferior a través del límite interno que divide las subáreas, domina la transferencia debido al corte interfacial del límite de la subárea (Yen et al. 1992), a menos que el flujo esté muy cercano a un flujo uniforme constante verdadero sin flujo lateral secundario.

En otras palabras, aun el flujo uniforme constante en un canal prismático donde las pendientes de la superficie del agua son iguales ($S_{wi}=S_w$), si existe un flujo secundario, el *momentum* o las pendientes de energía son diferentes entre cada subárea. Por ejemplo: $S_{m1} \neq S_{m2} \neq \dots S_{mi} \neq S_m$ y $S_{e1} \neq S_{e2} \neq \dots S_{ei} \neq S_e$. En cualquier subárea con *momentum* lateral y transferencia de energía, el *momentum*, la energía y las pendientes de la superficie del agua son diferentes.

Se han propuesto varias fórmulas (Yen, 2002), para canales combinados o compuestos basadas en diferentes suposiciones acerca de las relaciones de las descargas, velocidades, fuerzas o esfuerzos cortantes entre las secciones componentes y la sección transversal total.

Las 17 ecuaciones (enlistadas en la Tabla 6.1) se pueden agrupar de acuerdo con la información geométrica requerida en las aplicaciones. Las ecuaciones A-D requieren solo de un área relativa de la subsección. Así, dependen del método de división de subsecciones pero no del perímetro mojado, situación que no es físicamente razonable, en especial si n_c se ve desde la perspectiva del *momentum*.

Las ecuaciones E-H solo requieren la longitud relativa del perímetro mojado, independientemente de cómo estén divididas las subsecciones. Las ecuaciones I-P requieren el radio hidráulico y el perímetro mojado, por lo que dependen de la manera en que las subsecciones estén divididas, además de la cantidad relativa de perímetro mojado de las subsecciones. La ecuación Z requiere el perímetro mojado y la profundidad del componente del flujo del canal, factor que vuelve complicado el proceso en aplicación con respecto a la tecnología computacional, y conveniente solo para subdivisiones con el uso de verticales; esta ecuación no se aplica en el caso de túneles con rugosidad compuesta. Se ha encontrado que las diferencias entre las ecuaciones, en general, sobrepasan las diferencias debido a los métodos de división de subáreas. La información disponible tan limitada muestra dispersión considerable en el tema, lo que es insuficiente para identificar cuáles son las mejores ecuaciones.

Tabla 6.1 Ecuaciones para el coeficiente de resistencia en túneles combinados o compuestos funcionando como canal.

Ecs.	n_c	Concepto	Ecuación	Referencia
A	$= \frac{\sum n_i A_i}{A}$	Suma de la componente n pesada por la relación de áreas o la velocidad cortante total es la suma pesada de la velocidad cortante de la subárea.	$\sqrt{gRS} = \sum \left(\frac{P_i}{P} \sqrt{gR_i S_i} \right)$	Cuerpo de Ingenieros de la Armada de EUA. Método del Distrito de Los Ángeles, ver Cox (1973).
B	$= \sqrt{\frac{\sum n_i^2 A_i}{A}}$	La fuerza de resistencia total es igual a la suma de las fuerzas de resistencia de las subáreas; o n_i pesada por $\sqrt{A_i}$.	$\frac{V_i}{V} = \left(\frac{R_i}{R} \right)^{7/6} P \gamma R S$ $= \sum P_i \gamma R_i S_i \frac{V_i}{V} = \left(\frac{R_i}{R} \right)^{2/3}$	
C	$= \frac{A}{\sum \left(\frac{A_i}{n_i} \right)}$	La descarga total es la suma de las descargas de subárea.	$Q = VA = \sum (V_i A_i)$ $= \sum Q_i \left(\frac{S_i}{S} \right) = \left(\frac{R_i}{R} \right)^{4/3}$	
D	$= \left[\frac{\sum (n_i^{3/2} A_i)}{A} \right]^{2/3}$	Igual que la ecuación E de Horton y Einstein pero erróneamente derivada.	Colebatch 1941) (Horton 1933) Einstein H. 1934) (Felkel 1960) (Pavlovskii 1931) (Yen, Hydraulic Resistance in open channels 1991) (Lotter 1933) Ida 1960) (Engelgund 1964)	Colebatch (1941)
E	$= \frac{1}{P} \left[\sum (n_i^3 P_i) \right]^{2/3}$	Velocidad media de la sección transversal total es igual a la velocidad media de la subárea.	$V = V_i$ $A = \sum A_i$ $S = S_i$	Horton (1933) Einstein (1934)
F	$= \frac{P}{\sum \left(\frac{P_i}{n_i} \right)}$	La descarga total es la suma de las descargas de las subáreas.	$Q = \sum Q_i \left(\frac{S_i}{S} \right) = \left(\frac{R_i}{R} \right)^{10/3}$	Felkel (1960)
G	$= \frac{1}{P} \left[\sum (n_i^2 P_i) \right]^{1/2}$	La fuerza de resistencia total, F , es la suma de las fuerzas de resistencia de la subárea, $\sum F_i$	$P \gamma R S = \sum P_i \gamma R_i S_i$ $\frac{V_i}{V} = \left(\frac{R_i}{R} \right)^{1/6}$	Pavlovskii (1931) o Mühlofer
H	$= \frac{\sum n_i P_i}{P}$	La velocidad cortante total es la suma de la velocidad cortante de la subárea; o la rugosidad componente que contribuye es proporcionalmente lineal al perímetro mojado.	$\sqrt{gRS} = \sum \left(\frac{P_i}{P} \sqrt{gR_i S_i} \right)$ $\frac{V_i}{V} = \left(\frac{R_i}{R} \right)^{1/6}$ $n_c P = \sum (n_i P_i)$	Yen (1991)
I	$= \left[\frac{R^{1/3} \sum n_i^2 P_i}{P \sum R_i^{1/3}} \right]^{1/2}$	La fuerza de resistencia total, F , es la suma de las fuerzas de resistencia de la subárea, $\sum F_i$	$P \gamma R S = \sum P_i \gamma R_i S_i$ $\frac{V_i}{V} = 1$	

Continúa

(Continuación)

J	$= \left[\sum \frac{n_i^2 P_i R_i^{2/3}}{PR_i^{2/3}} \right]^{1/2}$	La fuerza de resistencia total es igual a la suma de las fuerzas de resistencia de la subárea.	$P\gamma RS = \sum P_i \gamma R_i S_i$ $\frac{V_i}{V} = \left(\frac{R_i}{R} \right)^{1/2}$	
K	$= \frac{PR^{7/6}}{\sum \frac{P_i}{n_i} R_i^{7/6}}$	La descarga total es la suma de las descargas de la subárea.	$Q = VA = \sum (V_i A_i)$ $\left(\frac{S_i}{S} \right) = \left(\frac{R}{R_i} \right)$	
L	$= \frac{PR^{5/3}}{\sum \frac{P_i R_i^{5/3}}{n_i}}$	La descarga total es la suma de las descargas de la subárea.	$Q = VA = \sum (V_i A_i)$ $\left(\frac{S_i}{S} \right) = 1; R = A/P$	Lotter (1993)
M	$= \frac{\sum P_i R_i^{5/3}}{\sum \frac{P_i R_i^{5/3}}{n_i}}$	Igual que en la ecuación L, pero con la definición modificada de R	$Q = VA = \sum (V_i A_i)$ $\left(\frac{S_i}{S} \right) = 1$ $\frac{PR^{5/3}}{\sum P_i R_i^{5/3}} = \frac{AR^{2/3}}{\sum A_i R_i^{2/3}} = 1$	Ida (1960) Engelund (1964)
N	$= \frac{\sum \frac{n_i P_i}{R_i^{1/6}}}{\frac{P}{R_i^{1/6}}}$	La velocidad cortante total es \sqrt{gRS} la suma de las velocidades cortantes de la subárea.	$\sqrt{gRS} = \sum \left(\frac{P_i}{P} \sqrt{gR_i S_i} \right)$ $\frac{V_i}{V} = 1$	Yen (1991)
O	$= \frac{\sum (n_i P_i^{1/2})}{PR^{1/2}}$	La velocidad cortante total es la suma de la velocidad cortante de la subárea.	$\sqrt{gRS} = \sum \left(\frac{P_i}{P} \sqrt{gR_i S_i} \right)$ $\left(\frac{V_i}{V} \right) = \left(\frac{R_i}{R} \right)^{2/3}$	
P	$= \frac{\sum (n_i P_i^{1/3})}{PR^{1/3}}$	La velocidad cortante total es la suma de la velocidad cortante de la subárea.	$\sqrt{gRS} = \sum \left(\frac{P_i}{P} \sqrt{gR_i S_i} \right)$ $\left(\frac{V_i}{V} \right) = \left(\frac{R_i}{R} \right)^{1/2}$	Yen (1991)
Z	$= \exp \left[\frac{\sum P_i h_i^{3/2} \ln n_i}{\sum P_i h_i^{3/2}} \right]$	La distribución de la velocidad logarítmica sobre la profundidad h para el canal ancho.	$\left(\frac{S_i}{S} \right) = 1$ $Q = VA = \sum Q_i$ $\frac{Q_i}{2.5\sqrt{gS}} = h_i^{2/3} \left[\ln \left(\frac{10.93h_i}{k_i} \right) \right]$ $\frac{Q_i}{2.5\sqrt{gS}} =$ $h_i^{2/3} P_i \left[\ln \left(\frac{10.93h_i}{k_i} \right) \right]$ $n = 0.0342k$	Krishnamurthy y Christensen (1972)

Con el objeto de subsanar lo anterior en el diseño de obras de desvío, el autor (Marengo et al. 2007) ha realizado una investigación experimental en este tema, en el que se comparó el flujo con cuatro modelos de túneles con sección baúl, funcionando como canal con diferentes combinaciones de rugosidad, bajo distintas condiciones de escurrimiento. Se estudiaron cuatro rugosidades asociadas a materiales como acrílico, lija, plástico y carpeta (tapete) que se asemejan al concreto hidráulico, concreto lanzado y roca en prototipo; además, se analizaron los resultados experimentales obtenidos en el modelo recomendando para su aplicación, los que se consideran más apropiados.

Del análisis efectuado para el caso de la combinación Acrílico-Lija se obtuvo que, el mejor coeficiente de correlación entre lo medido y lo calculado es $\rho = 0.7759$, que corresponde a la ecuación **M** de Ida-Engelund, cuya descarga total es igual a la suma de las descargas de las subáreas; entonces, la variación geométrica se adopta con el Radio Hidráulico $R^{5/3}$. La siguiente mejor aproximación ocurrió para un coeficiente de correlación $\rho = 0.7297$ que corresponde a la ecuación **B**, en la que la fuerza de resistencia total es igual a la suma de las fuerzas de resistencia de las subáreas. La siguiente mejor correlación ocurre para la ecuación **A** con valor del coeficiente de correlación $\rho = 0.7254$, la ecuación A es la deducida por el Cuerpo de Ingenieros de E. U. que parte de la hipótesis de que la componente **n** pesada por la relación de áreas o la velocidad cortante total es la suma pesada de la velocidad cortante de la subárea.

Para el análisis de la combinación Acrílico-Plástico, se obtuvo que el mejor coeficiente de correlación realizando el ajuste por el criterio de mínimos cuadrados, corresponde a la ecuación de Felkel **F** con valor de $\rho = 0.8748$; en esta ecuación, se supone que la descarga total es la suma de las descargas de las subáreas, el siguiente coeficiente de correlación corresponde a la ecuación **N** (Yen, 1991) con valor de $\rho = 0.5910$ que parte de que la velocidad cortante total es la suma de las velocidades cortantes de la subárea; el tercer coeficiente corresponde a la ecuación **H** de Yen (1991) con valor de $\rho = 0.5741$; esta ecuación es la que se le denomina “ajuste lineal de los perímetros”.

Del análisis para el Acrílico-Tapete, se obtiene que el mejor coeficiente de correlación realizando el ajuste por el criterio de mínimos cuadrados, corresponde a la ecuación **F** de Felkel $\rho = 0.9552$, el siguiente coeficiente de correlación corresponde a la ecuación **H** con

$\rho = 0.9534$; por último, el tercer coeficiente corresponde a la ecuación **N** con un coeficiente de correlación $\rho = 0.95265$. En este ensaye en particular, el efecto de rugosidad es muy importante y los coeficientes de correlación aumentan bastante en prácticamente todos los criterios estudiados.

Debido a la turbulencia del flujo que ocurre en la realidad, la recomendación del autor es diseñar los túneles con rugosidad compuesta funcionando como canal, empleando la ecuación de Felkel (**Ecuación F**), el de Yen (**Ecuación H**) y verificar resultados con la ecuación **N**.

6.3 Flujo presurizado con rugosidad compuesta

Así como se efectuó un análisis como canal, Marengo et al. (2016) desarrollaron una investigación experimental en túneles funcionando como tubo lleno con rugosidad compuesta.

De forma similar a lo comentado anteriormente, se compararon el flujo con cuatro modelos de túneles con sección baúl con diferentes combinaciones de rugosidad, bajo distintas condiciones de escurrimiento.

Se estudiaron las cuatro rugosidades asociadas a los materiales acrílico, lija, plástico y carpeta (tapete) que se asemejan al concreto hidráulico, concreto lanzado y roca en prototipo; además, se analizaron los resultados experimentales obtenidos en el modelo.

Se estudiaron seis criterios (Tabla 6.2) en los que fueron más significativos los de Nikradse, Haland, Churchill y Swamme con variaciones de gastos en el modelo de 0.017 m³/s a 0.024 m³/s, con pendientes variables $S = 0.001$ a $S = 0.008$ para dar las condiciones de flujo permanente.

En el análisis estadístico efectuado, se obtuvieron la desviación estándar, el coeficiente de correlación y los errores máximos relativos. La desviación estándar mínima se obtuvo para el criterio de Churchill $\Delta_{SD} = 7.58 \times 10^{-5}$, el coeficiente de correlación obtenido fue $\rho = 0.99996832$.

El máximo error relativo positivo pertenece al criterio de Swamee con un valor $maxRE^+ = 0.0936$, y el máximo error relativo negativo al criterio de Nikuradse con un valor $maxRE^- = 0.144$.

Tabla 6.2. Criterios de coeficiente de resistencia y rugosidad absoluta en túneles combinados o compuestos.

Autor	Valor de λ	Valor de K
Nikuradse (1933)	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \frac{3.71D}{K} \quad \text{Tubos}$ $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 1.74 + 2 \log \frac{2A}{KP} \quad \text{Otras geometrías}$	$K = \frac{2A/P}{10^{1/2}(\lambda^{-1/2})^{1.74}}$
Haaland (Franzini y Finnemore,1999)	$\lambda = \frac{1}{\left[-1.8 \log \left(\frac{2K}{14.83b} \right)^{1.11} + \frac{6.90}{\left(\frac{2Vb}{v} \right)} \right]^2}$	$K = \left(\frac{14.83b}{2} \right) \left[\left(10^{-0.555\sqrt{\lambda}} - \frac{6.90}{\left(\frac{2Vb}{v} \right)} \right)^{0.9009} \right]$
Churchill-Barr (Bombardelli y García, 2003)	$\lambda = \frac{1}{4 \left[-\log \left(\frac{2K}{14.83b} \right)^{1.11} + \frac{5.76}{4 \left(\frac{2Vb}{v} \right)^{0.9}} \right]^2}$	$K = \left(\frac{14.83b}{2} \right) \left[\left(10^{-1/2\sqrt{\lambda}} - \frac{5.76}{4 \left(\frac{2Vb}{v} \right)^{0.9}} \right)^{0.90} \right]$
Swamee-Jain (Bombardelli y García, 2003)	$\lambda = \frac{1}{4 \left[-\log \left(\frac{2K}{14.83b} \right) + \frac{5.76}{\left(\frac{2Vb}{v} \right)^{0.9}} \right]^2}$	$K = \left(\frac{14.83b}{2} \right) \left[\left(10^{-1/2\sqrt{\lambda}} - \frac{5.76}{\left(\frac{2Vb}{v} \right)^{0.9}} \right)^{0.9^2} \right]$
Colebrook (Franzini y Finnemore,1999)	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2K_c}{14.83b} + \frac{2.52}{2Vb \sqrt{\lambda}} \right)$	$K = \left(\frac{14.83b}{2} \right) \left[10^{-1/2\sqrt{\lambda}} - \frac{2.52}{2Vb \sqrt{\lambda}} \right]^2$
Junke Guo-Pierre Y. Julien (IAHR,2004)	$\lambda = \frac{0.3164}{Re^{1/4}} \left(1 + \frac{Re}{4.31 \times 10^5} \right)^{1/8}$	

La diferencia mínima del valor medio $\Delta_m = \frac{K_{mC,i} - K_{pred,i}}{K_{med}}$ se obtuvo para el criterio de Haland con valor de (-0.03665) , aunque los obtenidos con el criterio de Churchill (0.05517) , y el de Swamee (0.00515) , fueron muy similares.

Este análisis permitió concluir que, al hacer los modelos experimentales el criterio que ofrece mejor aplicabilidad es el que corresponde a Churchill, seguido por el de Haland, el de Nikuradse y finalmente, el de Swamee. Si se elige el criterio de la desviación estándar como criterio de selección, el de Churchill es el mejor, seguido por el de Haland.

6.4 Una nueva propuesta de análisis con rugosidad compuesta

Recientemente, Marengo et al. (2019) han realizado una investigación de la rugosidad compuesta con base en modelos hidráulicos, donde se propone un nuevo criterio aplicable a modelos hidráulicos con la ecuación de Colebrook. Debe señalarse, que esta metodología puede aplicarse al funcionamiento hidráulico en prototipo con los coeficientes adecuados y sistematizarse para el diseño definitivo.

Se parte de que la fuerza tractiva τ según Leopardi (2004), producida por un flujo entre dos secciones que es proporcional al gradiente de energía, $I = \frac{\Delta H}{L}$ y es expresada como:

$$\tau = \gamma R I \quad (6.4)$$

Para el flujo turbulento se establece que τ depende de la densidad ($\rho = \gamma/g$), de la velocidad media V , del radio hidráulico R y de la rugosidad absoluta K :

$$\tau = f(\rho, V, R, K) \quad (6.5)$$

Que es el teorema de Buckingham, que se puede expresar como:

$$\tau = \frac{\lambda}{8} V^2 \quad (6.6)$$

Sustituyendo la ec 5.6 en la 5.4, el gradiente de energía se expresa como:

$$I = \frac{\lambda V^2}{g R} \quad (6.7)$$

La pérdida por fricción entre dos secciones puede expresarse y resolverse numéricamente con la ecuación del *momentum*: $(dh/ds) + \Delta = 0$, donde h es el trinomio de Bernoulli; en consecuencia, entre dos secciones:

$$Z_1 + h_1 + \alpha_1 V_1^2 / 2g = Z_2 + h_2 + \alpha_2 V_2^2 / 2g + \Delta \quad (6.8)$$

donde los índices 1 y 2 especifican la sección considerada.

De la ecuación 5.6:

$$\lambda = \frac{8\tau}{\rho V^2} = \frac{8gRI}{\gamma V^2} \quad (6.9)$$

Con estas expresiones fue posible calcular los parámetros I, τ, γ , para los diferentes gastos estudiados en un túnel con sección baúl.

Cuando se operan modelos hidráulicos, la mayoría caen en la zona de transición del Ábaco de Moody, por lo que los números de Reynolds estudiados son $R_e > 25\,000$; en prototipo, el rango del flujo es totalmente turbulento. Por ello se utilizó el criterio de rugosidad de Colebrook (Yen, 2002) que se expresa como:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2Kc}{K_2 R} + \frac{K_3}{4Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad (6.10)$$

Para un tubo circular, las constantes de la ecuación de Colebrook (Yen, 2002) son:
 $K_1=2.00$, $K_2=14.83$, $K_3=2.52$,

donde

$$R_e = \frac{VR}{\nu} \quad (V=\text{velocidad media de la sección transversal, y } R = \text{Radio Hidráulico}).$$

En una sección baúl típica, (véase la Figura 4.2, $R=b/2$).

$$R = \frac{A}{P} = \frac{b^2(4+\pi)}{2b(4+\pi)} \quad (6.11)$$

$$\Rightarrow 4R_e = 4 \frac{Vb}{2\nu} = 2 \frac{Vb}{\nu}$$

La Ec. 5.10, con el criterio de Colebrook, queda:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2Kc}{14.83R} + \frac{(2.52)}{2 \frac{Vb}{\nu} \sqrt{\lambda}} \right) \quad (6.12)$$

que es la ecuación empleada para la propuesta de análisis presentada en este texto.

Las hipótesis del nuevo planteamiento es la siguiente: Para la pendiente de fricción para todas las secciones, incluyendo paredes y bóveda, se tiene:

$$S_\lambda = \frac{\lambda V^2}{8gR_h} \quad (6.13)$$

$$S_{\lambda,b} = \frac{\lambda_b V^2}{8gR_{h,b}} \quad (6.14)$$

$$S_{\lambda,w} = \frac{\lambda_w V^2}{8gR_{h,w}} \quad (6.15)$$

Se considera que las pendientes de fricción en el fondo de la sección son iguales a las que se presentan en paredes y bóveda:

$$S_\lambda = S_{\lambda,b} = S_{\lambda,w} = \frac{\lambda V^2}{R_h} = \frac{\lambda_b V_b^2}{R_{h,b}} = \frac{\lambda_w V_w^2}{R_{h,w}} \quad (6.16)$$

1. Igualando las fuerzas y considerando que se tiene un flujo permanente y uniforme, para la sección total del túnel y sus zonas de influencia, se tiene que el esfuerzo cortante se expresa como:

$$\tau = \rho g R_h S_f \quad (6.17)$$

$$\tau_b = \rho g R_{h,b} S_{\lambda,b} \quad (6.18)$$

$$\tau_w = \rho g R_{h,w} S_{\lambda,w} \quad (6.19)$$

Combinando las expresiones 6.17 a 6.19, considerando las expresiones 6.13 a 6.15, se encuentra:

$$\tau = \rho \frac{\lambda V^2}{8} \quad (6.20)$$

$$\tau_b = \rho \frac{\lambda_b V_b^2}{8} \quad (6.21)$$

$$\tau_w = \rho \frac{\lambda_w V_w^2}{8} \quad (6.22)$$

2. La fuerza cortante total (por unidad de longitud) que actúa sobre el perímetro mojado, es igual a las fuerzas cortantes del fondo y el contorno:

$$\lambda P V^2 = \lambda_b P_b V_b^2 + \lambda_w P_w V_w^2 \quad (6.23)$$

3. Aplicando la ecuación de Colebrook para toda la sección y las zonas de influencia del fondo y las paredes (incluyendo la bóveda), se obtiene:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K_P}{14.83A} + \frac{\nu P}{1.59VA\sqrt{\lambda}} \right) \quad (6.24)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_b}} = -2 \log \left(\frac{K_b P_b}{14.83A_b} + \frac{P_b \nu}{1.59A_b V_b \sqrt{\lambda_b}} \right) \quad (6.25)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_w}} = -2 \log \left(\frac{K_w P_w}{14.83A_w} + \frac{P_w \nu}{1.59A_w V_w \sqrt{\lambda_w}} \right) \quad (6.26)$$

Nótese que esta hipótesis es aproximada, porque los coeficientes de la ecuación de Colebrook que contienen los argumentos de las funciones logarítmicas en las ecuaciones anteriores son estrictamente válidos para conductos de sección circular.

No obstante, expresiones similares para canales anchos contienen variaciones no significativas para dichos coeficientes (Yen, 2002), por lo que se supondrá que el efecto dominante de la geometría se absorbe a través del radio hidráulico.

4. El área total de la sección es la suma de sus áreas parciales:

$$A = A_b + A_w \quad (6.27)$$

En este análisis se define: $\alpha = \frac{A_b}{A}$

$$\Rightarrow 1 - \alpha = \frac{A_w}{A} \quad (6.28)$$

5. El perímetro mojado de la sección es la suma de los perímetros parciales del fondo y paredes:

$$P = P_b + P_w \quad (6.29)$$

También se define: $\beta = \frac{P_b}{P}$

$$\Rightarrow 1 - \beta = \frac{P_w}{P} \quad (6.30)$$

6. El gasto total que pasa por la sección es la suma de los gastos del fondo y paredes:

$$VA = V_b A_b + V_w A_w \quad (6.31)$$

Esta hipótesis representa el principio de conservación de masa.

7. El factor de fricción asociado a la sección total es igual a los factores de fricción parciales asociados al fondo y paredes:

$$\lambda = \lambda_b \frac{P_b}{P} + \lambda_w \frac{P_w}{P} \quad (6.32)$$

Esta expresión es similar a la ecuación **H** (Tabla 6.1) propuesta por Yen (1991), pero aplicada a la ecuación de Manning.

A partir de la Ec. 6.13, combinándola con la Ec. 6.24 se obtiene:

$$\lambda_b V_b^2 = \frac{R_{h,b}}{R_h} \lambda V^2 \Rightarrow V_b^2 = \frac{A_b}{A} \frac{P}{P_b} \frac{\lambda}{\lambda_b} V^2$$

$$\Rightarrow V_b = \sqrt{\frac{A_b P \lambda}{A P_b \lambda_b}} V \quad (6.33)$$

$$\begin{aligned} \lambda_w V_w^2 &= \frac{R_{h,w}}{R_h} \lambda V^2 \Rightarrow V_w^2 = \frac{A_w P \lambda}{A P_w \lambda_w} V^2 \\ \Rightarrow V_w &= \sqrt{\frac{A_w P \lambda}{A P_w \lambda_w}} V \end{aligned} \quad (6.34)$$

Sustituyendo las Ecs. 6.33 y 6.34 en la Ec. 6.23, se obtiene:

$$\begin{aligned} \lambda P V^2 &= \frac{R_{h,b}}{R_h} \lambda V^2 P_b + \frac{R_{h,w}}{R_h} \lambda V^2 P_w \\ \Rightarrow P &= \frac{R_{h,b}}{R_h} P_b + \frac{R_{h,w}}{R_h} P_w \\ \Rightarrow P &= \frac{A_b/P_b}{A} P P_b + \frac{A_w/P_w}{A} P P_w \Rightarrow A = A_b + A_w \end{aligned} \quad (6.35)$$

Sustituyendo las Ecs. 6.28, 6.30, 6.33 y 6.34 en las Ecs. 6.25 y 6.26, simplificando, se llega a:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_b}} = -2 \log \left(\frac{\nu \beta^{3/2} P}{1.59V \alpha^{3/2} A \sqrt{\lambda}} + \frac{K_b \beta P}{14.83 \alpha A} \right) \quad (6.36)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_w}} = -2 \log \left(\frac{\nu (1-\beta)^{3/2} P}{1.59V (1-\alpha)^{3/2} A \sqrt{\lambda}} + \frac{K_w (1-\beta) P}{14.83 (1-\alpha) A} \right) \quad (6.37)$$

Si las Ecs. 5.25, 5.26, 5.28 y 5.30 se sustituyen en la Ec. 5.31 se tiene:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{\alpha^{1/2}}{\beta^{1/2}} \frac{1}{\lambda_b^{1/2}} \alpha + \frac{(1-\alpha)^{1/2}}{(1-\beta)^{1/2}} \frac{\lambda^{1/2}}{\lambda_w^{1/2}} (1-\alpha) \quad (6.38)$$

Sustituyendo entonces las Ecs. 6.36 y 6.37 en la Ec. 6.38:

$$\begin{aligned} \lambda &= \left\{ \frac{\alpha^{3/2}}{\beta^{1/2}} \left[-2 \log \left(\frac{\nu \beta^{3/2} P}{1.59V \alpha^{3/2} A \sqrt{\lambda}} + \frac{K_b \beta P}{14.83 \alpha A} \right) \right] + \right. \\ &\left. \frac{(1-\alpha)^{3/2}}{(1-\beta)^{1/2}} \left\{ -2 \log \left(\frac{\nu (1-\beta)^{3/2} P}{1.59V (1-\alpha)^{3/2} A \sqrt{\lambda}} + \frac{K_w (1-\beta) P}{14.83 (1-\alpha) A} \right) \right\} \right\}^{-2} \end{aligned} \quad (6.39)$$

Sustituyendo las Ecs. 6.36 y 6.37 en la Ec. 6.39:

$$\lambda = \frac{1}{4} \beta \left[\log \left(\frac{v\beta^{3/2} P}{1.59V\alpha^{3/2}A\sqrt{\lambda}} + \frac{K_b\beta P}{14.83\alpha A} \right) \right]^{-2} + \frac{1}{4} (1 - \beta) \left[\log \left(\frac{v(1-\beta)^{3/2} P}{1.59V(1-\alpha)^{3/2}A\sqrt{\lambda}} + \frac{K_w(1-\beta)P}{14.83(1-\alpha)A} \right) \right]^{-2} \quad (6.40)$$

Igualando las Ecs. (6.39) y (6.40):

$$\left\langle \frac{\alpha^{3/2}}{\beta^{1/2}} \left[-2 \log \left(\frac{v\beta^{3/2} P}{1.59V\alpha^{3/2}A\sqrt{\lambda}} + \frac{K_b\beta P}{14.83\alpha A} \right) \right] + \frac{(1-\alpha)^{3/2}}{(1-\beta)^{1/2}} \left\{ -2 \log \left(\frac{v(1-\beta)^{3/2} P}{1.59V(1-\alpha)^{3/2}A\sqrt{\lambda}} + \frac{K_w(1-\beta)P}{14.83(1-\alpha)A} \right) \right\} \right\rangle^{-2} = \frac{1}{4} \beta \left[\log \left(\frac{v\beta^{3/2} P}{1.59V\alpha^{3/2}A\sqrt{\lambda}} + \frac{K_b\beta P}{14.83\alpha A} \right) \right]^{-2} + \frac{1}{4} (1 - \beta) \left[\log \left(\frac{v(1-\beta)^{3/2} P}{1.59V(1-\alpha)^{3/2}A\sqrt{\lambda}} + \frac{K_w(1-\beta)P}{14.83(1-\alpha)A} \right) \right]^{-2} \quad (6.41)$$

Se tiene solamente como incógnita el valor de α y puede resolverse con algún método numérico.

De hecho, se presentan dos casos de análisis:

Caso I. Si se conoce el factor de rugosidad λ de manera experimental o con mediciones, y si se conoce también la rugosidad del fondo K_b , entonces, se puede calcular la rugosidad de las paredes y bóveda K_w . En este caso, también son incógnitas: λ_b , λ_w , V_b , V_w , A_b , A_w , K_w y α .

Caso II. Para un análisis específico, se conocen la rugosidad absoluta del piso y paredes (K_b , K_w), se determinan los perímetros mojados (P_b , P_w) a partir de la geometría de los túneles. En esta situación, las incógnitas son: λ , λ_b , λ_w , V_b , V_w , A_b , A_w , P_w y α .

En el Anexo B se muestra la aplicación de este criterio para túneles estudiados en laboratorio, con sus principales conclusiones.

6.5 Criterio de rugosidad compuesta con la ecuación de Manning

En caso de que el diseñador desee emplear el criterio de Manning para estimar la rugosidad compuesta en túneles con rugosidad compuesta, se sugiere emplear la ecuación **F** de Felkel o la Ecuación **H** de Yen, que es el criterio lineal, el cual permite el cálculo sin subdivisiones del flujo, y solo toma en cuenta los elementos geométricos de área, perímetro mojado y radio hidráulico para su estimación.

Sin embargo, debe hacerse una discusión cuidadosa del criterio a seguir al considerar la Ec. 6.12 de Colebrook, la cual, para obtener la rugosidad absoluta puede escribirse como:

$$K_C = \left(\frac{14.83b}{2} \right) \left(10^{-1/2\sqrt{\lambda}} - \frac{(2.52)}{2\frac{vb}{v}\sqrt{\lambda}} \right) \quad (6.42)$$

Por otra parte, la relación entre la ecuación de Darcy Weisbach y la de Manning al igualar las pérdidas por fricción, se escribe como:

$$\lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} L \quad (6.43)$$

Considerando las Ecs. 4.19 y 4.23, de la Figura 4.2, donde $D_e = 2.13224b$ y $R = \frac{b}{2}$, se llega a que:

$$\lambda = \frac{105.414}{b^{1/3}} n^2 \Rightarrow \sqrt{\lambda} = \frac{10.267}{b^{1/6}} n \quad (6.44)$$

Es decir, la igualdad de los coeficientes de fricción λ y n de ambas ecuaciones, queda supeditado a la rugosidad y a la geometría propia de la sección.

Para una sección baúl como la discutida en este libro, la mitad del ancho del túnel “b” y el coeficiente de fricción definen tal igualdad. Es decir, la Ec. 6.42 al sustituir la Ec. 6.44 puede escribirse como:

$$K_C = \left(\frac{14.83b}{2} \right) \left(10^{-b^{1/6}/20.534n} - \frac{0.12272v}{vb^{5/6}} \right) \quad (6.45)$$

Esta expresión permite conocer la rugosidad absoluta K_C de la superficie que se está estudiando, misma que está en función del coeficiente de rugosidad de Manning, de la velocidad media obtenida “V”, y de la mitad del ancho de la sección analizada “b”, por lo que no se puede generalizar con expresiones únicas; cada caso de análisis es diferente, pero la ecuación 6.45 permite obtener las rugosidades absolutas que se están analizando.

Para efectos de guía del lector, se recomiendan los valores del coeficiente de rugosidad de Manning señalados en la Tabla 6.3 en la que también se estima el valor del coeficiente de Darcy λ y la rugosidad absoluta para los túneles de conducción del P. H. Aguamilpa que tiene un ancho $b = 8.00$ m.

Debe insistirse en que los valores del coeficiente de rugosidad λ solo deben usarse como referencia, estrictamente para cada sección analizada; para lo cual, se debe emplear la ecuación 6.44 en la que hay una dependencia geométrica de la sección.

Tabla 6.3. Valores recomendados de los coeficientes de rugosidad en canales o túneles combinados o compuestos.

Tipo de material	n_{min}	λ_{min}	n_{med}	λ_{med}	n_{max}	λ_{max}
Roca suave y uniforme excavada con explosivos.	0.030	0.04744	0.036	0.06831	0.040	0.0843
Roca irregular excavada con explosivos.	0.036	0.06831	0.040	0.08433	0.050	0.13177
Roca excavada con máquina tunelera.	0.026	0.03563	0.028	0.04132	0.030	0.04744
Concreto lanzado con sección bien excavada.	0.016	0.01349	0.019	0.01903	0.023	0.02788
Concreto lanzado con sección irregularmente excavada.	0.024	0.03036	0.026	0.03563	0.028	0.04132
Concreto hidráulico pulido.	0.011	0.00638	0.012	0.00759	0.014	0.01033
Concreto hidráulico nuevo colocado con cimbra con acabado liso.	0.012	0.00759	0.015	0.01186	0.017	0.01523
Concreto hidráulico colocado con cimbra con acabado tosco (o con varios años en servicio).	0.014	0.01033	0.016	0.01349	0.020	0.02108

7. Consideraciones de seguridad y riesgo

7.1 Introducción

En los últimos años, se ha prestado gran importancia a las consideraciones de durabilidad y falla de las presas, se puede decir que, se ha establecido la base técnica y científica para definir la seguridad que deben tener, así como las obras temporales como las de desvío. De hecho, el ICOLD (2018) en sus comités de evaluación del avance técnico del conocimiento de las presas (Safety on Dams, y Flood Estimation on Dam Safety), en diversas reuniones técnicas y Congresos Mundiales del tema, fija como una de sus mayores prioridades el hecho de revisar cuidadosamente la seguridad de presas, desde el punto de vista del marco técnico, social y legal.

A la fecha, se han planteado las bases para entender los aspectos geológicos, hidrológicos, la naturaleza y comportamiento de los materiales, así como las cargas y ciclos a los que las presas están sujetas. El desarrollo de métodos numéricos y técnicas computacionales permiten tener un mejor panorama en estos aspectos, se puede decir que se están haciendo serios esfuerzos para instrumentar y definir de mejor manera el comportamiento estructural de las presas, las cuales en muchos casos tienen una amplia gama de datos entre 30 y 40 años de cargas cíclicas, sin embargo, siempre se pondrán eventos extremos por avenidas y sismos, más intensos que los históricos (Marengo, 1994).

7.2 Métodos para la evaluación del riesgo

Entre los métodos empleados para estimar el riesgo en proyectos hidráulicos está el periodo de retorno –aplicable solo a frecuencia de avenidas y de sismos–; Wood (1977) evaluó el riesgo con un método de transformación integral, Plate-Duckstein (1987), consideraron factores de incertidumbre para integrar la unión de la función de densidad de probabilidad de “resistencia y carga” para evaluar la probabilidad de la falla de un sistema

de presas; Cornell (1969) aplicó el método del valor medio del primer orden del segundo momento estadístico (MFOSM) en la ingeniería de diseño; Tung y Bao (1996) aplicaron dicho método para estimar las confiabilidades en el diseño óptimo de estructuras de drenaje dependientes de tiempo en sistemas de alcantarillado; Rackwitz y Fiessler (1978) expandieron la función de comportamiento del punto de falla utilizando series de Taylor usando el método avanzado de primer orden del segundo momento estadístico (AFOSM); Warner y Kabaila (1968) usaron el método de Monte Carlo para estimar la confiabilidad en estructuras; Gilks (1996) usó el método de Monte Carlo para estimar embalses con propósitos múltiple; McKay et al. (1979) y Hoshiya (1991) establecieron el muestreo del Hipercubo latino (LHS) para mejorar la convergencia de la función de comportamiento del método de Monte Carlo; Tung (en Mays, 1999) comparó la exactitud y eficiencia de varios métodos para evaluar la confiabilidad en un ejemplo de una alcantarilla y Marengo et al. (2010) incluyeron en el análisis el método de aproximación del ASFOM según Ang.

7.3 Evaluación de Incertidumbres

En la ingeniería de los recursos hidráulicos, las incertidumbres que intervienen en sus diversos procesos se dividen en cuatro categorías: hidrológicas, hidráulicas, estructurales y económicas. Más específicamente, en los análisis y diseños, se tienen como origen de las incertidumbres, las naturales, las inherentes a los propios modelos, las asociadas a los datos y las operacionales.

Las naturales (o epistémicas) están asociadas a su propia naturaleza aleatoria tales como la ocurrencia de precipitaciones y avenidas, los eventos hidrológicos tienen variación en el tiempo y el espacio; en ambos casos, su naturaleza no puede ser predicha con exactitud; por ejemplo, al presentarse grandes avenidas, los gastos máximos difieren si en la cuenca ya se habían presentado lluvias que cambian el contenido de humedad del suelo o si con el tiempo hay cambios en el tipo de uso del suelo (pasar por ejemplo por zonas de rural a urbano). Debido a que el modelo no es más que una abstracción de la realidad que generalmente involucra simplificaciones e idealizaciones. La incertidumbre de los modelos refleja la discrepancia que se tiene entre la realidad y el modelo. Las incertidumbres

paramétricas son el resultado del manejo de datos que miden los fenómenos (por ejemplo, el tiempo pico de la avenida y la forma de ésta); pueden también tener el efecto de la recolección propia de los mismos, y en ocasiones, de cambios operacionales que afectan la correcta interpretación de ellos. Las incertidumbres en los datos pueden deberse a: 1) errores de medición, 2) inconsistencia y no homogeneidad de los mismos, 3) errores en el manejo y transcripción y 4) una inadecuada representación de las muestras analizadas; en la Figura 6.1 se muestra una comparación del factor de seguridad contra baja y alta incertidumbre.

En general, las incertidumbres operacionales incluyen aquellas asociadas a la construcción, manufactura, deterioro, deficiencias en el mantenimiento y en ocasiones al error humano. La magnitud de este tipo de incertidumbres, dependen fundamentalmente de la correcta operación de los sistemas y del control de calidad adecuado en la construcción y fabricación de los equipos con los que se operan los sistemas. El deterioro progresivo debido a la falta de un mantenimiento adecuado puede resultar en cambios importantes en la resistencia y en ocasiones en una disminución de la capacidad estructural. Los métodos analíticos dependen en gran medida de la relación funcional del comportamiento, de las formas de las funciones de distribución de probabilidad acumuladas e involucradas, así como de la habilidad matemática del analista. Los métodos analíticos son potentes herramientas para problemas que no son demasiado complejos.

En Marengo et al. (2010), se presentan la i) Transformada de Mellin (Tung, Mellin Transform Applied to Uncertainty Analysis in Hydrology/Hydraulics 1990), ii) el método de estimación de primer orden de la variancia FOVE (Berthouex 1975), iii) el método de (Rosenblueth, 1975) del método de estimación probabilística (EP), iv) el método de aproximación probabilística de Harr (1989), v) el método del valor medio del primer orden del segundo momento (MFOSM) según Ang (1984), vi) la aproximación de primer orden de la función de comportamiento en el punto de diseño, que es el método avanzado del primer orden del segundo momento (AFOSM), según (Hasofer 1974), vii) el método avanzado del primer orden del segundo momento estadístico según Ang (1984) que es el que se emplea en el ejemplo de evaluación del riesgo para el análisis del riesgo de falla de la Obra de Desvío del P. H. Aguamilpa.

Una línea de investigación muy interesante para estudios futuros sería hacer la comparación de la evaluación del riesgo del ejemplo aquí desarrollado con los diversos métodos y desarrollar las herramientas computacionales que permitan su aplicación.

Finalmente, la comparación de la aplicación de todos ellos a problemas específicos le permitirá al ingeniero proyectista tener elementos de juicio que consideren unos métodos y otros no, para lograr mayor sensibilidad del fenómeno estudiado.

7.4 Método avanzado del primer orden del segundo momento estadístico según Ang y Tang

La confiabilidad de un sistema de ingeniería “es más realista cuando se mide en términos de la probabilidad” (Ang 1984). El objetivo de un análisis de confiabilidad es asegurar durante la vida útil de un proyecto o en el periodo en el que es evaluado que $X > Y$, donde X es la capacidad de resistencia del sistema y Y es la capacidad de demanda (o carga); colocados tanto la demanda como la resistencia en un entorno natural, ambos están sujetos a variabilidad por diversas condiciones de carga externas; es obvio que también la resistencia puede cambiar en el tiempo.

Tradicionalmente en un problema de demanda-resistencia, la confiabilidad se expresa en función del factor de seguridad $FS = X/Y$ o como el margen de seguridad $MS = X - Y$, la evaluación se hace considerando que las variables FS , MS , X y Y , se consideran determinísticas. Si la resistencia y la demanda tienen naturaleza estocástica, también FS y MS serán variables aleatorias estocásticas.

Cuando un análisis se lleva a cabo con variables estocásticas (Ang, 1984), los resultados usualmente se expresan en términos del índice de confiabilidad β , al que se le calcula la probabilidad de ocurrencia P_s , que en un sistema de ingeniería hidráulica se define como la probabilidad de seguridad (no falla) en el que la resistencia del sistema excede la carga; en términos de carga y resistencia, la probabilidad de seguridad se puede escribir como:

$$P_s = P(X \leq Y) \quad (7.1)$$

Y la probabilidad de falla o riesgo se expresará como:

$$R = P(X \leq Y) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_m(Y)}\right)^n \quad (7.2)$$

La formulación matemática del método del primer orden del segundo momento estadístico se muestra con detalle en el libro de Ang et al (1984); sin embargo, a continuación, se presentan las bases de la formulación matemática y un resumen de su aplicación.

Los conceptos relativos a confiabilidad pueden limitarse a una formulación basada en el primer y segundo momentos estadísticos de las variables aleatorias que intervienen en el problema de la formulación del segundo de ellos (Cornell, 1969; Ang y Cornell, 1974).

Con el enfoque del segundo momento, la confiabilidad puede medirse completamente en función del primer y segundo momento de las variables de diseño.

Tomando en cuenta que la definición de margen de seguridad $M = X - Y$, el “estado de seguridad” se define para $M > 0$ y el “estado de falla” para $M < 0$. La frontera que separa los estados de falla y seguridad queda establecida para $M = 0$. Si se consideran las variables reducidas:

$$X' = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \text{ y } Y' = \frac{Y - \mu_Y}{\sigma_Y} \quad (7.3)$$

El espacio de estas variables reducidas se muestra en la Figura 7.1. También en términos de las variables reducidas, la ecuación límite $M = 0$, viene a ser:

$$\sigma_X X' - \sigma_Y Y' + \mu_X - \mu_Y = 0 \quad (7.4)$$

que es la línea recta mostrada en dicha Figura 7.1. La distancia desde la línea de falla al origen 0 está dada por:

$$d = \frac{\mu_X - \mu_Y}{\sqrt{\sigma_X^2 + \sigma_Y^2}} \quad (7.5)$$

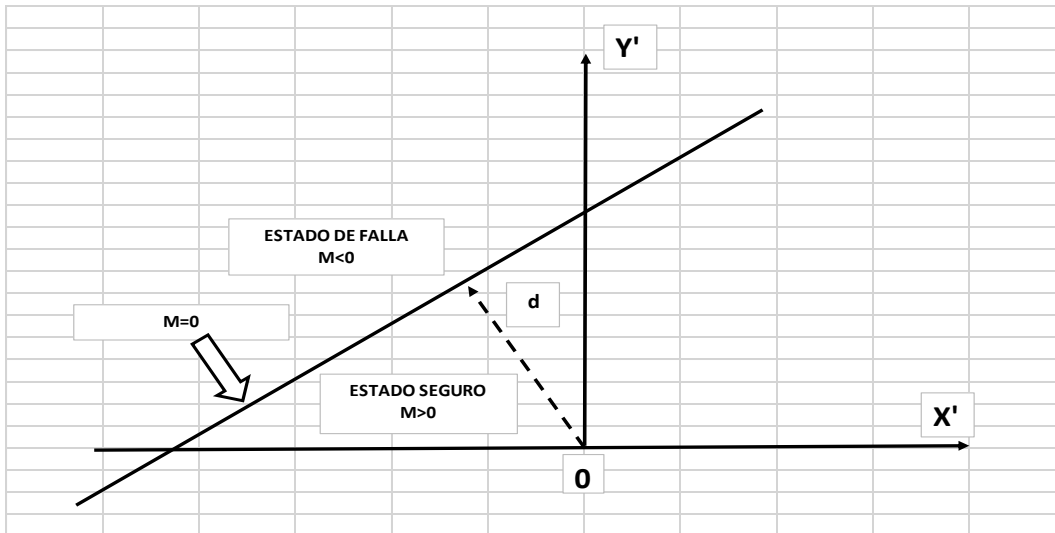


Figura 7.1 Espacio de las variables reducidas X' y Y' .

Esta expresión se cumple solamente si las funciones de distribución de probabilidad de las variables analizadas son normales y no están correlacionadas entre sí.

Lo anterior sucede porque, en el caso de variables no correlacionadas, con la distribución normal se cumple que la media de la suma de las variables que intervienen en el problema es la suma de las medidas de la función de comportamiento; lo mismo se aplica al hecho que, en este caso la variancia de la función de comportamiento es la suma de las variancias de las variables estudiadas. Debido a lo anterior, en el caso de que se tengan variables con distribuciones de probabilidad diferentes a la normal, se debe evaluar la probabilidad correspondiente, con base en un criterio como el de la distribución normal equivalente, cuya aplicación se muestra en diversos libros de estadística.

Ya que la distancia mínima puede interpretarse como una medida de la confiabilidad del sistema, entonces, la evaluación de la ecuación 7.5 en el origen de las variables reducidas ($M'=0$) que al tratarse con distribuciones normales puede hacerse de la siguiente manera, si:

$$M = X - Y \quad (7.6)$$

$$\Rightarrow \mu_M = \mu_X - \mu_Y \quad (7.7)$$

$$\sigma_M = \sigma_X + \sigma_Y \quad (7.8)$$

$$M' = \frac{(M - \mu_M)}{\sigma_M} \quad (7.9)$$

En el origen para $M' = 0$, (distancia entre el origen y el estado de falla), se tiene:

$$P_F = F_M(M') = F_M(0) = F_M\left(\frac{-\mu_M}{\sigma_M}\right) = \phi\left(\frac{-\mu_M}{\sigma_M}\right) = 1 - \phi\left(\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) \quad (7.10)$$

El índice de confiabilidad β es la distancia mínima al origen (μ_M/σ_M), o sea que:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (7.11)$$

$$P_S = 1 - P_F = 1 - 1 + \phi(\beta) = \phi(\beta) \quad (7.12)$$

Esta demostración hecha para dos variables (X y Y), en el plano puede generalizarse a tres dimensiones o al espacio de n variables no lineales al encontrarse un plano tangente a la superficie de falla y la distancia de éste al origen.

Los resultados relevantes de la formulación del método avanzado de primer orden de los segundos momentos pueden resumirse como sigue:

-El punto más probable de falla se puede calcular con la ecuación:

$$x'_i = -\alpha_i^* \beta \quad (7.13)$$

en la cual α_i son las direcciones de los cosenos directores:

$$\alpha_i^* = \frac{\left[\frac{\partial g}{\partial x'_i}\right]}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial x'_i}\right)^2}} \quad (7.14)$$

donde las derivadas son evaluadas en $x'_{1^*}, x'_{2^*}, \dots, x'_{i^*}$ con:

$$x_i^* = \sigma_{xi} x'_{i^*} + \mu_{xi} = \mu_{xi} - \alpha_i^* \sigma_{xi} \beta \quad (7.15)$$

-La solución de la ecuación límite de estado permite obtener β .

Los resultados resumidos anteriormente permiten plantear el siguiente algoritmo para aplicar el método avanzado de primer orden de los segundos momentos estadísticos que es el empleado en el cuerpo del trabajo:

1. Definir una función de comportamiento “G(x)” con las variables estadísticas que se consideren adecuadas y significativas en el problema analizado.

2. Suponer un punto inicial de falla $x_i^* = x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*$ y obtener:

$$x_i'^* = \frac{x_i^* - \mu_{xi}}{\sigma_{xi}} \quad (7.16)$$

3. Estimar $\left(\frac{\partial g}{\partial x_i'^*}\right)$ y α_i^* en los puntos x_i^*

$$x_i^* = \mu_{xi} - \alpha_i^* \sigma_{xi} \beta \quad (7.17)$$

4. Calcular x_i^* con i^* :

5. Sustituir los valores estimados de x_i^* en la función de comportamiento y encontrar β .

6. Con el valor de β obtenido reevaluar $x_i'^* = -\alpha_i^* \beta$

7. Repetir los pasos 3 a 6 hasta que se obtenga la convergencia deseada que sucede cuando $\beta_i \approx \beta_{i+1}$.

8. Análisis del Riesgo de Falla por Desbordamiento del P. H. Aguamilpa en 1992

Con el objeto de ilustrar lo comentado en los capítulos anteriores, en este capítulo se presenta el análisis de riesgo por desbordamiento de la Obra de Desvío del P. H. Aguamilpa en 1992, haciendo énfasis en las propuestas comentadas y efectuando una serie de recomendaciones prácticas que pueden ser aplicables a proyectos futuros.

8.1 Avenidas de diseño

Las condiciones de las avenidas de diseño empleadas para el análisis determinístico fueron las avenidas máximas ocurridas hasta 1993.

El coeficiente de rugosidad adoptado para el túnel sin revestir (excavación en roca) fue $n = 0.036$, el ancho total del túnel se consideró de 16.00 m en sección portal. Estos datos se muestran en la Tabla 8.1.

Tabla 8.1 Condiciones del diseño determinístico.

Gasto (m ³ /s)	Rugosidad	Ancho total (m)
6 700	0,036	16.00

Tomando como base los datos hidrológicos de los gastos máximos históricos que se presentaron en el sitio incluyendo las avenidas de 1992, se hizo un ajuste de la distribución de probabilidad que representa el mínimo error cuadrático; la distribución resultante fue la Doble Gumbel y se empleó para hacer comparativos los resultados entre el criterio determinístico y el probabilístico.

La función de distribución de probabilidad de la Doble Gumbel (CENAPRED, 2003) se escribe como:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} \left[p + (1 - p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \right] \quad (8.1)$$

o bien,

$$F(x) = pe^{-m_1} + (1 - p)[e^{-m_2}] [e^{-m_1}] \quad (8.2)$$

donde:

$$m_1 = e^{-\alpha_1(x-\beta_1)} \quad (8.3)$$

$$m_2 = e^{-\alpha_2(x-\beta_2)} \quad (8.4)$$

La función de densidad de esta distribución se expresa como:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} = m_1 p \alpha_1 e^{-m_1} + (1 - p)[e^{-m_2}(e^{-m_1} \alpha_1 m_1) + e^{-m_1}(e^{-m_2} \alpha_2 m_2)] \quad (8.5)$$

Los parámetros empleados para el ajuste se resumen en la Tabla 8.2.

Tabla 8.2 Parámetros empleados para el diseño probabilístico con la función Doble Gumbel para la obra desvío del proyecto Aguamilpa.

Q (m ³ /s)	σ_Q (m ³ /s)	α_1	λ_1	α_1	λ_2	p	m ₁	m ₂
2927.9	1598.15	0.002046	1984.87	0.000872	4954.53	0.803921	0.14523	5.85456

Los resultados de gastos máximos asociados a distintos períodos de retorno con la muestra de gastos actualizada se indican en la Tabla 8.3.

Tabla 8.3 Parámetros empleados para el diseño probabilístico con la función Doble Gumbel para la obra de desvío del proyecto Aguamilpa.

Gasto (m ³ /s)	Periodo de Retorno (Tr)
6,700	25
7,742	50
8,642	100
9,160	150
9,334	170

Debe observarse que el gasto de diseño original de la obra de desvío con un criterio determinístico fue de 6 700 m³/s (asociado a un periodo de retorno de 50 años), pero este periodo corresponde con la información actualizada con las avenidas de 1992, a uno de 25 años y no de 50, la probabilidad de que se presente este gasto de 6 700 m³/s es:

$$P = 1 - \frac{1}{T_r} = 1 - 0.04 = 0.96 \quad (8.6)$$

La probabilidad de falla real con el método determinístico es:

$$P_F = 1 - 0.96 = 0.04 \quad (8.7)$$

Este valor es el que permite juzgar los obtenidos con el análisis de riesgo de falla y referirlos como punto de comparación.

8.2 Función de comportamiento

8.2.1 Función básica

La función de comportamiento básica (Marengo, 2006) ante un problema por desbordamiento en una presa u obra de desvío se puede establecer como:

$$FU = H_p - H_g \quad (8.8)$$

De acuerdo a la Figura 8.1, H_o es la elevación inicial del agua al empezar el tránsito de la avenida; H_v es la altura de la cresta vertedora en caso de tenerse un vertedor; H_p un valor fijo por ser la elevación de la corona de la presa o de la ataguía, y H_g el nivel máximo del agua que se obtiene al plantear la ecuación de la energía entre la entrada y salida de cada túnel efectuando el tránsito de la avenida de diseño correspondiente.

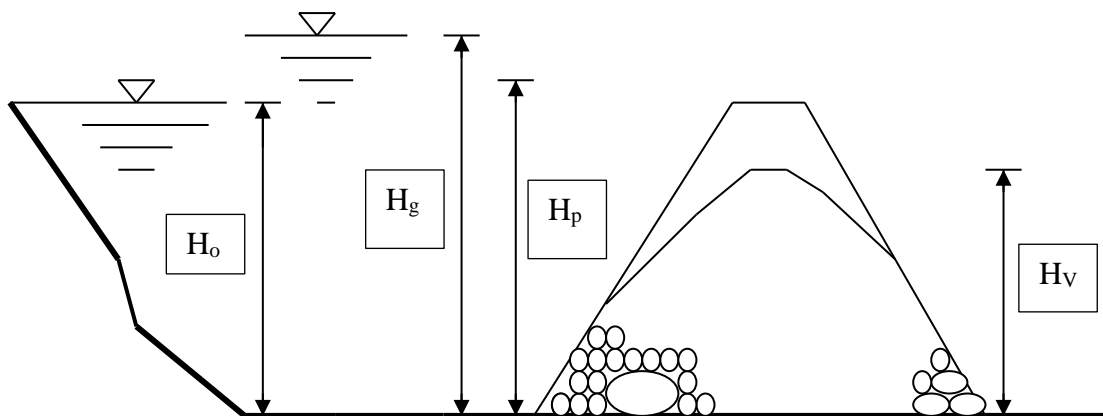


Figura 8.1 Modelo de desbordamiento de la Obra de desvío.

8.2.2 Condiciones constructivas

Rugosidad.

Originalmente se efectuó el diseño hidráulico de los túneles de la obra de contención considerando un coeficiente de rugosidad de Manning, $n = 0.0375$ valor usual en túneles no revestidos y una sección de portal de 16.0 m de ancho total que representa un ancho medio de la sección $b = 8.00$ m como se muestra en la Figura 8.2.

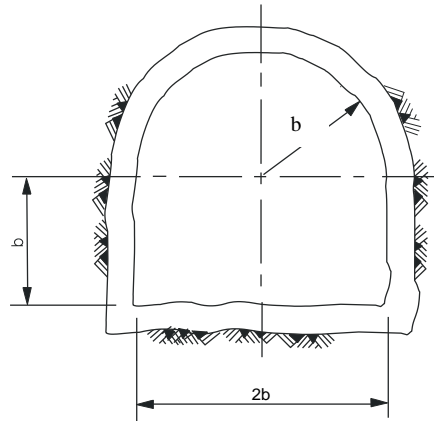


Figura 8.2. Condiciones constructivas del túnel de desvío.

Al considerar los tramos de portales de entrada, salida y algunos tramos en los que se colocó concreto hidráulico durante las avenidas de 1991, se contabilizó una longitud de 150 m, se dejó la roca excavada en 800 m de túnel, y por tratamientos se colocó concreto lanzado e hidráulico en 150 m de túnel.

La rugosidad equivalente en las zonas que se colocó concreto lanzado es $n_{eqr} = n_{clanz} = 0.0315$ y la rugosidad equivalente real de los túneles de desvío resultó con un valor medio $n_{eqr} = 0.0315$.

Ancho de excavación.

Según datos de la Residencia de Construcción (CFE), la sobre excavación promedio fue de 170 cm (10.63% en ambos lados, con lo que se obtiene un ancho adicional de 85 cm en cada lado).

Considerando lo anterior y el comportamiento estadístico usual de este tipo de variables, las condiciones reales de funcionamiento de la obra de desvío son las mostradas en la Tabla 8.4.

Tabla 8.4 Parámetros del funcionamiento hidráulico del desvío considerando las condiciones de construcción del sitio.

Rugosidad		Ancho	
Valor medio	Desviación estándar	Valor medio “b” (m)	Desviación estándar
0.0315	0.00315	8.85	0.40

8.2.3. Tránsito de avenidas elevaciones máximas

El tránsito de avenidas considera como datos, la elevación inicial a la que se encuentra el embalse, y toma en cuenta la regulación que ofrece éste. Con el objeto de obtener una familia de datos de nivel inicial del embalse-gasto, pico-nivel y final-gasto de salida, que permitan definir la función de comportamiento antes expuesta, se hicieron varios tránsitos de avenidas asociados a distintos niveles iniciales considerando las curvas, elevaciones, capacidades del embalse y la curva elevaciones-descarga conjunta de la obra de desvío, las cuales, fueron calculadas de manera determinística con los criterios usuales en este tipo de diseños.

Se probaron diversos tipos de modelos de correlación ajustando las ternas de los gastos pico de entrada, gasto de salida de los túneles y ancho de excavación de los mismos que mejor representan el comportamiento, obteniéndose:

$$Q_D = (0.135885148b^{0.8103})Q_p \quad (8.9)$$

Al correlacionar los gastos de salida con los de entrada por medio del tránsito de avenidas considerando las ecuaciones que definen el funcionamiento hidráulico de las obras de desvío, se llega a que la función de comportamiento se puede expresar como:

$$FU = H_p - [Q_p^2(0.0000476 b^{-2.4} + 0.776694n^2b^{-3.7337}) + Q_p(-0.00185b^{-0.7047} + 0.08853n^2b^{-1.511}) + 2.1642b^{0.999} + 0.00252n^2b^{0.71139}] \quad (8.10)$$

Debe señalarse que, si la capacidad de regulación del embalse aguas arriba de la ataguía es reducida, entonces, el gasto Q_D que pasa por la obra de desvío puede considerarse igual al gasto de diseño de la avenida Q_P que se presenta en el sitio.

8.3 Resultados obtenidos

Se analizó el riesgo de falla con el ajuste obtenido para la función de distribución Doble Gumbel y con la función de comportamiento antes señalada, aplicando el método avanzado del segundo momento estadístico (AFOSM), con la elevación original de la ataguía a la Elev. 118.00 msnm (55 m de altura).

Las condiciones finales del comportamiento conjunto (elevación 123.60 msnm) corresponden a un gasto pico $Q_p = 9\,335\text{ m}^3/\text{s}$, una rugosidad real de 0.0326 y un ancho promedio de 8.678 m.

En la Tabla 8.5 se muestra la Probabilidad de Falla, el índice de confiabilidad, el coeficiente de rugosidad y el ancho de excavación finales del conjunto.

El periodo de recurrencia conjunto ($1/0.0035985$) es de 278 años.

Estas condiciones fueron las que se presentaron realmente en la etapa final del proyecto construido.

Tabla 8.5 Condiciones finales del desbordamiento de la ataguía a la Elev. 123.60 msnm.

P_F	β	Superficie de falla más probable		
		n	b (m)	Q_p (m^3/s)
0.003598	0.68835	0.0326	8.678	9,335

Con las condiciones originales del desvío, al presentarse el gasto de $9\,335\text{ m}^3/\text{s}$, se hubiera requerido construir una ataguía de 60.5 m de altura para alcanzar la elevación 123.60 msnm, lo que significaba haber colocado $1\,500\,000\text{ m}^3$, en lugar de una de $1\,000\,000\text{ m}^3$ que originalmente se colocaron en la ataguía aguas arriba.

Seguramente el hecho de tomar esta decisión hubiera implicado retrasar un año la entrada en operación del proyecto, lo cual significaba para la CFE dejar de generar 2 131 Gwh el primer año que significa un monto aproximado de 829 millones de pesos (83

millones de dólares) y atrasar un año el programa de construcción establecido en la licitación original.

8.4. Aplicaciones Constructivas

Contar con una herramienta como lo permite este tipo de análisis, permite observar la modificación de algunas variables suponiendo una serie de factores que constructivamente hablando resultan en una aplicación muy simple.

Considerando que las obras de desvío marcan el inicio de una obra de este tipo (grandes presas), es muy difícil contar en un principio con la infraestructura de caminos, plantas de concreto, maquinaria y equipo, así como talleres para mantenimiento, etcétera. Para colocar grandes volúmenes de obra (enrocamiento y concreto), por lo que revestir completamente los túneles con concreto hidráulico es costoso y sumamente complicado, ya que se tienen que fabricar cimbras y equipos especiales para túneles de gran dimensión, tomar una decisión en este sentido, debe programarse con mucho tiempo y recursos para no afectar la terminación del proyecto.

Lo que se puede hacer es colocar, además de los tratamientos necesarios de concreto lanzado inherentes a cada túnel, medidas simples como colar una plantilla de concreto hidráulico de regularización en el piso que permite transitar por los túneles de una manera más limpia, además, reducir significativamente el coeficiente de rugosidad conjunto del desvío.

Si se considera esta condición, la rugosidad equivalente original del proyecto se modifica de $n_{eqr} = 0.0315$ a $n_{eqplantilla} = 0.0292$, se obtiene un coeficiente de rugosidad final $n_{finalplantilla}$ igual a 0.0301, un ancho medio de excavación $b = 8.585$ m y un gasto de descarga $Q_D = 8,938$ m³/s. La probabilidad de falla obtenida es $P_F = 0.0053276$ y el periodo de retorno es de 187.7 años ($1/0.0053276$); la falla se hubiera presentado.

En el caso de que además de este concreto hidráulico en la plantilla, se colocara concreto lanzado en toda la sección del túnel (paredes y bóveda), la rugosidad equivalente total del túnel se reduce a $n_{eqtotal} = 0.0252$.

Al aplicar el modelo numérico, la rugosidad final resultante es $n_{\text{Final}} = 0.026$, el ancho medio de excavación resultó de 8.58 m y el gasto que es capaz de conducir la obra de desvío es ahora $Q_D = 9\,533 \text{ m}^3/\text{s}$. El periodo de retorno asociado ahora es $(1/0.0031926)$, que corresponde a un periodo de retorno de 313.22 años.

Hay que comentar que el ancho medio del túnel en ambos casos se reduce 7.5 cm a cada lado por el revestimiento. Con estas condiciones se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 8.6.

Tabla 8.6 Resultados obtenidos de la superficie de falla más probable considerando distintos valores de rugosidad y una altura de la ataguía $H_p = 55.00 \text{ m}$.

P_F	β	Superficie de falla más probable		
		n	$B \text{ (m)}$	$Q_p \text{ (m}^3/\text{s)}$
0.0053276	2.5544	0.0301	8.585	8,938
0.0031926	2.7281	0.026	8.579	9,533

Para el primer caso, es decir, si el túnel tiene una rugosidad $n_{\text{eq}} = 0.0292$, el gasto pico de falla se incrementa de $8\,751 \text{ m}^3/\text{s}$, a $8\,938 \text{ m}^3/\text{s}$, es decir, aumenta 2.14% y el periodo de recurrencia conjunto pasa de ser 164 años $(1/0.0061113)$ a 188 años $(1/0.0053276)$.

En el segundo caso el incremento pasa de ser $8\,751 \text{ m}^3/\text{s}$ a $9\,533 \text{ m}^3/\text{s}$, es decir, aumenta 9.16% y el periodo de recurrencia conjunto pasa de 164 años $(1/0.0061113)$ a 313 años $(1/0.0031926)$.

8.5. Aplicación a proyectos construidos

La aplicación de los resultados obtenidos en este análisis a nuevos proyectos permitió, en el caso del Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, Nay., y el de La Yesca, Jal., que están localizados aguas arriba del proyecto Aguamilpa sobre el mismo río Santiago, en ambos casos, fue posible reducir el esquema original de tres túneles excavados en roca sin revestimiento, a dos túneles conservando alturas de ataguía similares del orden de $800\,000 \text{ m}^3$, lo cual permite considerar un ahorro para cada proyecto del orden de 25 millones de dólares.

9. Aplicación de la metodología propuesta para estimar el costo de una Obra de Desvío

Con el propósito de aplicar los conceptos descritos en los capítulos anteriores, se presentan los análisis realizados para la obra de desvío del Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, México; para ello, se llevó a cabo un estudio de riesgo por desbordamiento de la obra de desvío del Proyecto Hidroeléctrico El Cajón en México. Específicamente, este estudio se enfoca en definir la elevación máxima que alcanza el agua en el embalse con las avenidas consideradas para el diseño de las obras; además, permite definir el comportamiento hidráulico de los túneles de desvío al tomar en cuenta la excavación y el revestimiento real de la obra después de la construcción. En el estudio se compara el criterio de análisis de riesgo determinístico con el probabilístico al aplicar la teoría de la confiabilidad a la evaluación de riesgos en obras de ingeniería. El estudio también hace mención del concepto de rugosidad compuesta, que mejora la práctica en la construcción de túneles, ya que al colocar concreto hidráulico tanto en plantilla como en paredes y concreto lanzado en la bóveda de los túneles de la obra de desvío, se incrementa su capacidad de descarga, y necesariamente, las avenidas asociadas incrementan el periodo de retorno, reduciendo el riesgo conjunto del proyecto. Se hace especial énfasis en la evaluación económica de los riesgos y se plantea finalmente que se obtienen resultados más realistas de la combinación riesgo-costo al aplicar esta metodología.

9.1 Proyecto Hidroeléctrico El Cajón

El Proyecto Hidroeléctrico El Cajón, Nay. (CFE 2007), permite suministrar energía pico al Sistema Interconectado Nacional con una potencia total instalada de 750 MW y producción media anual de 1 228 GWh. El sitio para la construcción de las obras del proyecto se encuentra a 47 km de la ciudad de Tepic en el estado de Nayarit, México. El proyecto se distingue por ser uno de los más altos en el mundo en su tipo, con una cortina de enrocamiento con cara de concreto de 189 m de altura. El esquema general de las obras se muestra en la Figura 9.1.



Figura 9.1. Esquema general de las obras del P. H. El Cajón.

El área de la cuenca drenada es de 54 198 km²; cabe hacer notar que la avenida máxima histórica que se ha presentado en el sitio del proyecto fue el 17 de agosto de 1973 y corresponde a remanentes ciclónicos con un valor de 7 191 m³/s; después se presentó la avenida de agosto de 1967 con un valor de 4 882 m³/s y la de enero de 1992 fue la tercera más grande con claro efecto del fenómeno del Niño con un gasto pico de 4 442 m³/s.

9.2. Avenidas de diseño de la Obra de Desvío

Se tomaron como base los datos hidrológicos del registro 1945-1995 que incluyen las máximas presentadas en 50 años históricos; el ajuste de las funciones de distribución de probabilidad utilizadas fueron la normal, log-normal, exponencial, Gumbel y Gumbel de dos poblaciones; los métodos de ajuste fueron momentos y máxima verosimilitud. Los resultados se muestran en la Tabla 9.1.

Tabla 9.1. Error cuadrático de los gastos máximos en el sitio del P. H. El Cajón

Función	Momentos		Máxima verosimilitud	
	2 parámetros	3 parámetros	2 parámetros	3 parámetros
Normal	610.71		610.71	
Log-normal	299.29	308.57	345.93	372.14
Gumbel	398.93		517.47	
Exponencial	285.11		416.41	
Gama	356.31	315.23	448.71	359.04
Doble Gumbel 2p	164.83			

La distribución de probabilidad que representa el mínimo error cuadrático corresponde a la Gumbel de dos poblaciones y los parámetros quedan expresados como:

$$\alpha_1 = 0.0029825 \quad \beta_1 = 1069.88$$

$$\alpha_2 = 0.0006638 \quad \beta_2 = 3158.24$$

$$p = 0.80563$$

Los resultados de los gastos máximos asociados a distintos periodos de retorno con esta distribución se indican en la Tabla 9.2; y son los que se emplearon para el diseño de la obra de desvío.

Tabla 9.2 Gastos máximos asociados a distintos periodos de retorno empleados para el diseño de la obra de desvío.

Periodo de retorno (Tr)	Gasto (m ³ /s)
2	1,400
50	6,481
100	7,578

9.3. Avenidas de diseño de la obra de excedencias

Considerando las distribuciones de probabilidad Log-Pearson tipo III, la general de valores extremos, las distribuciones Gumbel y la Gumbel de dos poblaciones, se ajustaron las distribuciones de probabilidad correspondientes con el método de mínimos cuadrados y se calculó el gasto máximo asociado a cada una de ellas como se muestra en el cuadro 3.

Por recomendación de la Comisión Nacional del Agua (2001), se seleccionó como gasto de diseño para el vertedor el valor de 15 915 m³/s, para la obra de excedencias que corresponde a la distribución general de valores extremos.

9.4. Características de la Obra de desvío

Con el objeto de conocer la combinación óptima de altura de ataguías y sección de los túneles, se hizo un análisis de tránsito de avenidas con los gastos asociados a los periodos de retorno de 20, 50 y 100 años obteniendo para cada sección el costo total de la obra de desvío.

Debe señalarse que se adoptó la forma del hidrograma de la avenida máxima histórica de agosto de 1973 y se ajustó cada avenida con los gastos asociados a los periodos de retorno señalados anteriormente (20, 50 y 100 años). Para la obtención de la sección óptima, además de considerar las curvas elevaciones-gastos de descarga de los túneles, se tomaron en cuenta para el análisis los siguientes parámetros:

- La magnitud de las avenidas esperadas asociadas al periodo de retorno calculado.
- El programa de construcción de la obra.
- Los costos de las estructuras involucradas (túneles, ataguías, estructuras para el cierre temporal y definitivo del desvío); todos los aquí referidos están en pesos mexicanos a precios medios de 2002.
- El costo por retraso en la entrada en operación de la obra y el daño esperado en caso de falla en la cortina y ataguías (o sea el riesgo efectivo).
- El costo total del proyecto en caso de falla por desbordamiento de la ataguía.

9.5 Funcionamiento hidráulico del desvío como canal

Para el análisis se procede a calcular el trabajo como canal, para lo cual, se utilizan las ecuaciones presentadas en el capítulo 5. Para ilustrar el procedimiento los cálculos se realizan para la sección 14 x 14 cuyas condiciones iniciales se muestran en la Tabla 9.3.

Tabla 9.3 Condiciones iniciales del desvío del P. H. El Cajón.

Parámetro	Túnel 1	Túnel 2
Sección (m)	14 x 14	14 x 14
S	0.00341	0.00801
Elevación plantilla (m.s.n.m.)	223.00	227.00

Utilizando la ecuación de Manning, se obtiene el tirante normal y_n , para distintos gastos, los resultados se muestran en la Tabla 9.4.

Tabla 9.4 Tirantes normales obtenidos para distintos gastos funcionando como canal.

Q_D (m ³ /s)	Y_n (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	n
200	2.461	34.453	18.922	1.821	0.0150
400	3.955	55.377	21.911	2.527	0.0150
600	5.281	73.930	24.561	3.010	0.0150
800	6.522	91.309	27.044	3.376	0.0150
1000	8.005	112.025	30.017	3.732	0.0157
1200	9.873	137.058	33.920	4.041	0.0169
1400	12.540	166.449	40.784	4.081	0.0184

Para estimar el funcionamiento hidráulico como canal, se calculan con los tirantes presentados en la Tabla 9.5 la carga de velocidad y la pérdida por entrada ($k_e = 0.1$) en la misma.

La elevación a la entrada del túnel es igual a la elevación de la plantilla a la entrada sumando el tirante obtenido, la carga de velocidad y las pérdidas por entrada.

En dicha tabla se muestran, para diferentes secciones, los tirantes y las elevaciones obtenidas en el embalse para diferentes gastos.

Tabla 9.5 Elevación del agua en el embalse (túnel 1) trabajando como canal.

Q (m ³ /s)	Y _n (m)	V (m/s)	V ² /2g (m)	0.1V ² /2g (m)	E (m.s.n.m.)
200	2.461	5.804	1.717	0.172	227.350
400	3.956	7.222	2.659	0.266	229.880
600	5.281	8.115	3.357	0.336	231.973
800	6.522	8.762	3.913	0.391	233.826
1000	8.005	8.927	4.062	0.406	235.473
1200	9.873	8.755	3.907	0.391	237.171
1400	12.54	8.411	3.606	0.361	239.506

Con la ecuación del tirante crítico y_c , se considera que si $y_n < y_c$ el régimen es supercrítico y la sección de control será a la entrada del túnel, si $y_n > y_c$ el régimen subcrítico y la sección de control será a la salida. Los resultados se muestran en la Tabla 9.6.

Tabla 9.6. Tirante crítico para el túnel 1 trabajando como canal. Sección 14 x 14.

Q _D (m ³ /s)	Y _c (m)	Ac (m ²)	Flujo	Secc. Control
200	2.750	38.504	Supercrítico	Entrada
400	4.366	61.121	Supercrítico	Entrada
600	5.721	80.092	Supercrítico	Entrada
800	6.930	97.024	Supercrítico	Entrada
1000	8.046	112.587	Supercrítico	Entrada
1200	9.114	127.138	Subcrítico	Salida
1400	10.177	140.898	Subcrítico	Salida

Con los datos de las elevaciones del agua a la entrada del túnel y los gastos de descarga para el túnel 1 analizados anteriormente (Tabla 9.5), se obtienen las ecuaciones de comportamiento para cada sección que involucre las dos variables. La ecuación que mejor se ajusta al comportamiento del túnel 1 es:

$$\text{Sección 14x14 } E_1 = 120.498(Q_1 + 1353.9559)^{0.0864} \quad (9.1)$$

$$\rho = 0.9991$$

Siguiendo un proceso similar, se obtuvo para el túnel 2 la ecuación:

$$\text{Sección 14x14 } E_2 = 177.157(Q_2 + 309.386)^{0.0433} \quad (9.2)$$

$$\rho = 0.9991$$

$\rho =$ coeficiente de correlación

Debe hacerse notar que, para la obtención de los perfiles de flujo se consideraron las pérdidas de carga correspondientes.

Para calcular el trabajo conjunto de ambos túneles, se igualan estas ecuaciones y se considera que la elevación del embalse a la entrada de los túneles es igual, con la ecuación de continuidad $Q_D = Q_1 + Q_2$, se obtiene la distribución de gastos señalada en la Tabla 9.7.

Tabla 9.7 Distribución de gastos y elevación en el embalse para túneles trabajando en forma conjunta como canal. Sección 14 x 14.

Sección (m)	Q_D (m ³ /s)	Q_1 (m ³ /s)	Q_2 (m ³ /s)	E (m.s.n.m.)
14x14	400	333.21	66.79	229.00
	600	469.91	130.09	230.54
	900	668.96	231.04	232.62
	1200	861.44	338.56	234.45
	1500	1047.96	452.04	236.09

Para el diseño definitivo, la metodología señalada anteriormente se debe calcular para varias secciones: 12x12, 13x13, 15x15 y 16x16 m.

9.6 Funcionamiento hidráulico de 2 túneles como tubo lleno.

Para cada túnel (como se estableció en el Capítulo 5), se tiene una ecuación que define su comportamiento hidráulico el cual se puede estimar con las ecuaciones de continuidad al considerar el funcionamiento hidráulico de la obra de desvío en conjunto (gasto total de la obra de desvío).

Partiendo de la Figura 5.2 y sus ecuaciones (5.17 a 5.23), para una sección portal hay que recordar que:

$$A = \frac{b^2}{2}(4 + \pi)^2; P = b(4 + \pi):$$

$$D_e = 2.132b; P_b = 2b$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{b^2(4 + \pi)}{2b(4 + \pi)} = \frac{b}{2}$$

Las pérdidas de carga consideradas para cada túnel se obtienen con la información mostrada en la Tabla 9.8.

Tabla 9.8. Pérdidas de carga consideradas en los túneles funcionando como tubo lleno.

Tipo de pérdidas	Túnel 1	Túnel 2
Entrada	$0.1 \frac{V^2}{2g}$	$0.1 \frac{V^2}{2g}$
Ranuras	$0.083 \frac{V^2}{2g}$	$0.0134 \frac{V^2}{2g}$
Cambio de dirección	$0.103 \frac{V^2}{2g}$	$0.094 \frac{V^2}{2g}$
Fricción	$1.0395 \frac{V^2}{2g}$	$1.156 \frac{V^2}{2g}$
Total	$1.2058 \frac{V^2}{2g}$	$1.363 \frac{V^2}{2g}$

Para llegar a una ecuación por túnel similar a las 4.45 y 4.46:

$$E_{Embalse} = 1.015D_{e1} - \alpha_1 Q_1 + \beta_1 Q_1^2 + E_{Salida} \quad (9.3)$$

$$E_{Embalse} = 1.015D_{e2} - \alpha_2 Q_2 + \beta_2 Q_2^2 + E_{Salida} \quad (9.4)$$

donde para el túnel 1:

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \frac{0.20}{A_1} \sqrt{\frac{D_{e1}}{g}} - \frac{0.20}{3.571B^2} \sqrt{\frac{2.132B}{9.81}} = 0.02611B^{-3/2}$$

y

$$\beta_1 = \frac{1}{2(9.81)(3.571b^2)^2} \left[1 + 2(9.81) \frac{2(9.81)n^2(703.87)}{(0.5B)^3} + 0.2113 \right] =$$

$$= 0.00484b^{-4} + 139.102n^2b^{-16/3}$$

Para el túnel 2:

$$\beta_2 = \frac{1}{2(9.81)(3.571b^2)^2} \left[1 + 2(9.81) \frac{2(9.81)n^2(782.72)}{(0.5b)^{\frac{4}{3}}} + 0.2074 \right] =$$

$$= 0.00483b^{-4} + 154.685n^2b^{-16/3}$$

Al igualar las ecuaciones de las elevaciones del agua por cada túnel:

$$Q_1^2(\beta_1 - \beta_2) + Q_1(-\alpha_1 + 2Q_D\beta_2 - \alpha_2) + (-\beta_2Q_D^2 + \alpha_2Q_D) = 0$$

y haciendo:

$$A = \beta_1 - \beta_2$$

$$B = 2Q_D\beta_2 - (\alpha_1 + \alpha_2), \text{ como } \alpha_1 = \alpha_2 \Rightarrow B = 2Q_D\beta_2 - 2\alpha_1$$

$$C = -\beta_2Q_D^2 + \alpha_1Q_D$$

la ecuación queda:

$$A_iQ_D^2 + BQ_D + C_i = 0$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 4.47 se tiene:

$$A = 0.000016b^{-4} - 15.583n^2b^{-16/3}$$

$$B = -0.05222b^{-\frac{3}{2}} + 0.009652B^{-4}Q + 309.37n^2B^{-16/3}Q_D$$

$$C = 0.02611b^{-\frac{3}{2}}Q_D - 0.004826b^{-4}Q_D^2 - 154.685n^2b^{-16/3}Q_D^2$$

Finalmente sustituyendo:

$$E = 2.2164b - 0.0261b^{-\frac{3}{2}} + 0.00487b^{-4}Q_1^2 + 139.102n^2b^{-\frac{16}{3}}Q_1^2 + 220.5 \quad (9.5)$$

$$E = 2.2164b - 0.0261b^{-\frac{3}{2}} + 0.00487b^{-4}Q_2^2 + 154.6852n^2b^{-\frac{16}{3}}Q_2^2 + 220.5 \quad (9.6)$$

Valuando los coeficientes A, B y C obtenidos, se obtiene la curva Elevaciones- Gastos para la obra de desvío funcionando como tubo lleno.

En las tablas 9.9 a 9.12 se muestran, para cada sección estudiada, los valores de dichos coeficientes y las elevaciones en el embalse para diferentes gastos.

Tabla 9.9. Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno.
Sección 13 x 13.

Sección (m)	Q _D (m ³ /s)	A	B	C	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	E (msnm)
13 x 13	7500	-2.7894E-07	0.08026	-300.9864	3800.18	3699.81	304.86
	7100	-2.7894E-07	0.07581	-269.1407	3597.62	3502.38	297.26
	6700	-2.7894E-07	0.07137	-239.0745	3395.05	3304.95	290.10
	6300	-2.7894E-07	0.06692	-210.7879	3192.49	3107.51	283.37
	5900	-2.7894E-07	0.06247	-184.2807	2989.92	2910.08	277.07
	5500	-2.7894E-07	0.05802	-159.5530	2787.35	2712.65	271.21
	5100	-2.7894E-07	0.05357	-136.6048	2584.79	2515.21	265.78
	4700	-2.7894E-07	0.04912	-115.4361	2382.23	2317.77	260.79
	4300	-2.7894E-07	0.04467	-96.0469	2179.67	2120.33	256.23
	3900	-2.7894E-07	0.04022	-78.4373	1977.11	1922.89	252.10
	3500	-2.7894E-07	0.03578	-62.6071	1774.55	1725.45	248.40
	3100	-2.7894E-07	0.03133	-48.5564	1572.00	1528.00	245.14
	2700	-2.7894E-07	0.02688	-36.2853	1369.46	1330.54	242.31
	2300	-2.7894E-07	0.02243	-25.7936	1166.94	1133.06	239.92

Tabla 9.10. Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno.
Sección 14 x 14.

Sección (m)	Q _D (m ³ /s)	A	B	C	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	E (msnm)
14 x 14	7500	-1.8725E-07	0.05620	-210.7422	3798.06	3701.94	284.35
	7100	-1.8725E-07	0.05305	-188.3286	3595.63	3504.37	279.03
	6700	-1.8725E-07	0.04990	-167.1741	3393.20	3306.80	274.01
	6300	-1.8725E-07	0.04676	-147.2786	3190.77	3109.23	269.30
	5900	-1.8725E-07	0.04361	-128.6421	2988.35	2911.65	264.90
	5500	-1.8725E-07	0.04046	-111.2647	2785.92	2714.08	260.80
	5100	-1.8725E-07	0.03731	-95.1464	2583.49	2516.51	257.02
	4700	-1.8725E-07	0.03416	-80.2870	2381.07	2318.93	253.54
	4300	-1.8725E-07	0.03102	-66.6868	2178.65	2121.35	250.36
	3900	-1.8725E-07	0.02787	-54.3455	1976.24	1923.76	247.50
	3500	-1.8725E-07	0.02472	-43.2633	1773.83	1726.17	244.94
	3100	-1.8725E-07	0.02157	-33.4402	1571.43	1528.57	242.69
	2700	-1.8725E-07	0.01843	-24.8760	1369.05	1330.95	240.74
	2300	-1.8725E-07	0.01528	-17.5710	1166.68	1133.32	239.10

Tabla 9.11. Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno. Sección 15 x 15.

Sección (m)	Q _D (m ³ /s)	A	B	C	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	E (msnm)
15 x 15	7500	-1.2916E-07	0.04032	-151.1885	3796.17	3703.83	271.22
	7100	-1.2916E-07	0.03803	-135.0104	3593.86	3506.14	267.40
	6700	-1.2916E-07	0.03575	-119.7466	3391.56	3308.44	263.80
	6300	-1.2916E-07	0.03346	-105.3972	3189.26	3110.74	260.42
	5900	-1.2916E-07	0.03117	-91.9621	2986.96	2913.04	257.27
	5500	-1.2916E-07	0.02889	-79.4414	2784.67	2715.33	254.35
	5100	-1.2916E-07	0.02660	-67.8349	2582.38	2517.62	251.64
	4700	-1.2916E-07	0.02432	-57.1428	2380.09	2319.91	249.16
	4300	-1.2916E-07	0.02203	-47.3651	2177.81	2122.19	246.90
	3900	-1.2916E-07	0.01974	-38.5017	1975.53	1924.47	244.87
	3500	-1.2916E-07	0.01746	-30.5526	1773.26	1726.74	243.05
	3100	-1.2916E-07	0.01517	-23.5178	1571.01	1528.99	241.47
	2700	-1.2916E-07	0.01289	-17.3974	1368.78	1331.22	240.10
	2300	-1.2916E-07	0.01060	-12.1913	1166.58	1133.42	238.96

Tabla 9.12. Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno. Sección 16 x 16.

Sección (m)	Q _D (m ³ /s)	A	B	C	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	E (msnm)
16 x 16	7900	-9.1222E-08	0.03123	-123.3397	3996.66	3903.34	265.64
	7500	-9.1222E-08	0.02953	-110.7276	3794.48	3705.52	262.68
	7100	-9.1222E-08	0.02783	-98.7947	3592.30	3507.70	259.88
	6700	-9.1222E-08	0.02613	-87.5409	3390.12	3309.88	257.24
	6300	-9.1222E-08	0.02443	-76.9663	3187.94	3112.06	254.78
	5900	-9.1222E-08	0.02274	-67.0708	2985.77	2914.23	252.47
	5500	-9.1222E-08	0.02104	-57.8545	2783.60	2716.40	250.34
	5100	-9.1222E-08	0.01934	-49.3173	2581.43	2518.57	248.37
	4700	-9.1222E-08	0.01764	-41.4593	2379.27	2320.73	246.56
	4300	-9.1222E-08	0.01594	-34.2804	2177.12	2122.88	244.93
	3900	-9.1222E-08	0.01425	-27.7806	1974.98	1925.02	243.46
	3500	-9.1222E-08	0.01255	-21.9601	1772.85	1727.15	242.15
	3100	-9.1222E-08	0.01085	-16.8186	1570.74	1529.26	241.01
	2700	-9.1222E-08	0.00915	-12.3563	1368.67	1331.33	240.04

9.7 Curvas elevaciones-gastos de descarga para 2 túneles trabajando en forma conjunta

Finalmente, la Tabla 9.13 muestra para la sección de 14 x 14 m, las elevaciones en el embalse a la entrada de los túneles y los gastos de descarga de la obra de desvío para dos túneles trabajando de manera conjunta.

La parte sombreada es una zona de transición entre el trabajo como canal y el trabajo como tubo lleno.

Tabla 9.13. Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno. Sección 14 x 14m.

Sección (m)	Q _D (m ³ /s)	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	E (msnm)
14 X 14	7500	3798.06	3701.94	284.35
	7100	3595.63	3504.37	279.03
	6700	3393.20	3306.80	274.01
	6300	3190.77	3109.23	269.30
	5900	2988.35	2911.65	264.90
	5500	2785.92	2714.08	260.80
	5100	2583.49	2516.51	257.02
	4700	2381.07	2318.93	253.54
	4300	2178.65	2121.35	250.36
	3300	2066.90	1233.10	243.42
	3000	1907.26	1092.74	242.42
	2700	1743.94	956.06	241.34
	2400	1576.67	823.33	240.19
	2100	1405.16	694.84	238.94
	1800	1229.05	570.95	237.58
	1500	1047.96	452.04	236.09
	1200	861.44	338.56	234.45
900	668.96	231.04	232.62	
600	469.91	130.09	230.54	

La curva Elevaciones-Gastos para la sección de 14x14m, se muestra en la Figura 9.2.

Con el objeto de conocer el comportamiento de los gastos del túnel 1, en función del ancho de los túneles estudiados, se hizo una correlación entre los datos de gastos de diseño y el ancho de las secciones obteniéndose:

$$Q_1 = 0.55233Q_D b^{-0.0901} + 6.4244663b^{3.1752} \quad (9.7)$$

El paso siguiente en el análisis, es conocer el efecto de regulación que tiene el embalse del desvío, para lo cual, se realizan tránsitos de avenidas por los túneles propuestos y por medio del ajuste por mínimos cuadrados, se obtuvo la ecuación:

$$Q_D = (0.240232612b^{0.628})Q_P \quad (9.8)$$

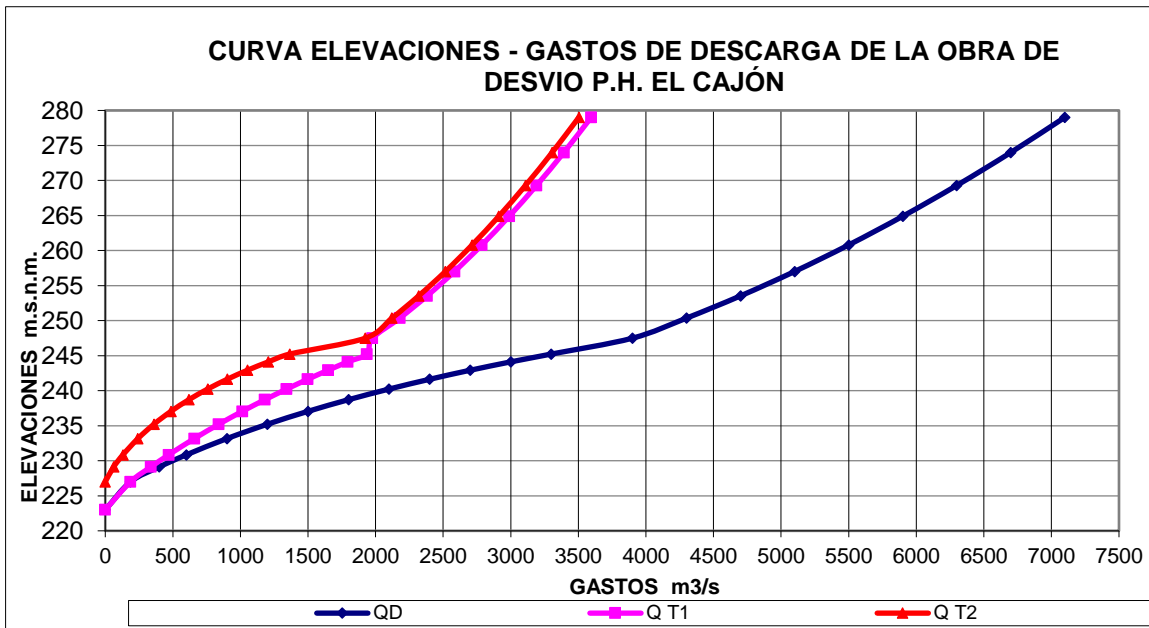


Figura 9.2 Curva Elevaciones-Gastos para la sección de 14x14 m del P. H. El Cajón.

Para determinar la ecuación que define el comportamiento hidráulico de los túneles de desvío trabajando en forma conjunta, se sustituye la ecuación 9.7 en la 9.5 para obtener una expresión única que permita obtener la elevación en el embalse a través del gasto que descargan los dos túneles, quedando la expresión de la siguiente manera:

$$E = [Q_p^2(0.00008524 b^{-2.9242} + 2.4490458n^2b^{-4.2575756}) + Q_p[-0.00346648b^{-0.9621} + 0.00082551n^2b^{-0.286922} + 23.7155n^2b^{-1.6202559}] + [2.16398b - 0.016774b^{1.6752} + 0.00199b^{2.3504} + 57.413n^2b^{1.01706}] \quad (9.9)$$

9.8 Análisis de riesgo con el criterio determinístico

Las condiciones de riesgo con un análisis determinístico para la obra de desvío se calcula durante el primer año de operación del proyecto, ya que se considera que a partir del

segundo, el volumen colocado en la cortina permite alcanzar una elevación tal que ya no se presentan condiciones de riesgo por desbordamientos importantes, como ocurrió en Aguamilpa en 1992, ya que el avance en la colocación de materiales de la cortina, evitó una falla catastrófica a pesar de que la ataguía fue desbordada.

9.8.1 Estimación de los costos de la obra de desvío

Para el caso de las variables n y B , según datos de la residencia de construcción de la CFE (2007), la sobre excavación promedio en los túneles fue de 40 cm para una sección de 14 x 14 m, el valor real y la desviación estándar de las otras secciones nominales se obtienen a partir de esta sección.

El valor real de la rugosidad compuesta para todas las secciones es de 0.020 para todas las secciones, la desviación estándar se obtiene considerando el comportamiento usual de este tipo de variables el cual es de 0.00395, con lo que las condiciones reales del funcionamiento de la obra de desvío son las mostradas en la Tabla 9.14.

Tabla 9.14 Valor medio real y desviación estándar del ancho y la rugosidad del túnel para las secciones nominales analizadas.

Sección nominal	Ancho nominal	Ancho		Rugosidad	
		Valor medio real	Desviación estándar	Valor medio real	Desviación estándar
13 x 13	6.5	6.875	0.375	0.020	0.00395
14 x 14	7	7.400	0.400	0.020	0.00395
15 x 15	7.5	7.925	0.425	0.020	0.00395
16 x 16	8	8.450	0.450	0.020	0.00395

El costo final de la obra de desvío lo definen las dimensiones de los túneles y la altura de las ataguías que se obtienen al transitar las avenidas de diseño asociado a cada periodo de retorno.

Los costos de los túneles con sección portal se estimaron con base en los valores señalados en Tabla 9.15.

Tabla 9.15 Costos de construcción de túneles asociados a distintos tamaños de sección portal.

Sección Portal (mxm)	Costo (millones de pesos)
12.5x12.5	146.8
13.0x13.0	159.5
13.5x13.5	172.3
14.0x14.0	184.9
14.5x14.5	197.5
15.0x15.0	210.4
16.0x16.0	247.4

Las posibles alternativas de análisis para túneles de más de 14.0 m se desecharon, debido al alto costo de los túneles, lo cual implica un precio más elevado para el proyecto.

El costo de las ataguías no considera la obtención de los materiales, ya que estos se extrajeron de la excavación del túnel de desvío y son los mostrados en la Tabla 9.16 (incluye el volumen de la ataguía aguas abajo y el costo de lumbreras).

Tabla 9.16. Costo de construcción de las ataguías de la obra de desvío.

Altura de ataguía (m)	Costo (millones de pesos)
45.5	24.3
48.5	26.9
57.0	36.4
60.0	39.6

Los costos de construcción de las ataguías son relativamente bajos y poco sensibles a la altura de las mismas.

En la Tabla 9.17 se muestran los datos finales obtenidos con el criterio determinístico para los diversos esquemas de las obras de desvío.

Se consideró como sección definitiva de los túneles la de 14 x 14 m; el túnel uno tiene 734 m y túnel dos 811 m que fueron construidos con el concepto de rugosidad compuesta, es decir, concreto hidráulico en plantilla y paredes, así como concreto lanzado en bóveda.

Las ataguías de materiales graduados con núcleo impermeable sumaron un volumen de 600 000 m³, con lo que el gasto de diseño de las obras de desvío que corresponde a esa

altura de ataguía y tamaño de túneles fue de 6 481 m³/s, asociado a un periodo de retorno de 50 años.

Tabla 9.17 Costos totales de la obra de desvío asociados a diferentes periodos de retorno con el criterio determinístico.

Periodo de retorno (años)	Sección Portal (mxm)	Altura (m)	Costo Túnel (millones de pesos)	Costo Ataguía (millones de pesos)	Costo Total (millones de pesos)
20	12.5x12.5	47.50	146.80	26.00	172.80
	13.0x13.0	44.00	159.50	23.00	182.50
50	12.5x12.5	59.00	146.80	38.50	185.30
	13.0x13.0	55.00	159.50	34.20	193.70
	13.5x13.5	52.00	172.30	30.51	202.81
	14.0x14.0	48.50	184.90	26.90	211.80
100	13.5x13.5	60.00	172.30	39.60	211.90
	14.0x14.0	56.00	184.90	35.30	220.20

Cabe mencionar que aun cuando hay alternativas con costos menores, se consideró que aceptar las de riesgo asociado a 20 años era una condición inaceptable (riesgo muy alto por el tamaño e importancia de la obra), algunas de las asociadas a periodos de retorno de 50 años resultaron más económicas, pero con ataguías superiores a los 50 m, y las alternativas asociadas a periodos de retorno de 100 años, fueron las más costosas y con ataguías muy altas.

9.9 Programa de construcción

El programa de construcción del proyecto implicaba como premisa fundamental terminar el túnel 1 el 31 de octubre de 2003, para iniciar la ataguía aguas arriba el 7 de noviembre de ese año y terminar el túnel 2 el 15 de enero de 2004, previendo terminar la ataguía a finales de abril de ese año.

Considerando diversas alturas de ataguías, el volumen a colocar, el tiempo de construcción en meses y la fecha de terminación, se tomó como premisa que la obra de desvío

en conjunto incluyendo las pantallas de inyección en la parte inferior de ambas ataguías deberían terminarse el 1 de julio de 2004.

Se consideró en este análisis que era factible colocar 130 000 m³/mes (al inicio de la obra), lo que permitió elaborar la Tabla 9.18 en el que se muestran la altura, volumen de colocación, tiempo de construcción y fecha de terminación de las ataguías.

Tabla 9.18. Alturas, volumen, tiempo de construcción y fecha de terminación de las ataguías.

Altura de Ataguía (m)	Volumen (millones de m ³)	Tiempo de construcción (meses)	Fecha de Terminación de ataguías
45.5	0.58	4.4	19 marzo
48.5	0.66	5.1	10 abril
57.0	0.83	6.4	19 mayo
63.0	1.00	7.7	28 junio

9.10 Daños potenciales

La selección del tamaño más conveniente de la obra de desvío está en función de la magnitud de los daños que pueden producirse en el caso de una falla por desbordamiento; dichos daños afectarían el inicio de generación del proyecto, la construcción (ataguía y cortina de acuerdo con su avance) y costos adicionales por la suspensión de la obra.

En rigor también se tendrían que estimar los daños causados aguas abajo por la falla de la obra de desvío que puede afectar tanto poblaciones como infraestructura construida, e incluso vidas humanas. En El Cajón esto no fue significativo debido a que, inmediatamente aguas abajo del sitio de la presa, inicia el embalse de Aguamilpa, el cual tiene gran capacidad de regulación.

La estimación de daños se hizo considerando lo siguiente:

- a) Daños por un año de retraso. La generación de energía que proporciona la presa El Cajón es de 1228 GWh por año y su valor se cuantificó en \$1 086.72 millones de pesos que se obtienen al considerar la composición de energía en pico, intermedia y base. Sin embargo, al haber suficiente energía eléctrica en el país, este costo puede no ser considerado como un factor de peso, ya que, en caso de presentarse una falla, se suministraría energía de otra fuente de generación.

- b) Daños por suspensión de la obra. Se estimaron al considerar que se puede presentar un evento catastrófico por desbordamiento y que esto provoque un atraso de un año en la construcción del proyecto.

Se consideraron diversas actividades (CFE, 2002) como el equipo de construcción en espera (\$28 135 millones de pesos), indirectos (\$163 1 millones de pesos) y financiamiento adicional de un año (\$244 2 millones de pesos) que reporta un total de \$435 46 millones de pesos.

Daños en las ataguías.

Dependiendo de la altura de la ataguía y su volumen, el precio unitario de los materiales y la colocación de las ataguías considerando diversas alturas resultó de \$137 08/m³; en la Tabla 9.19 se muestra la altura de ataguía, la elevación de la corona, el volumen de la misma y el costo de reconstrucción (el precio incluye la obtención y colocación de materiales, ya que en caso de falla hay que procesarlos nuevamente, ya no se obtienen de los túneles de desvío).

Tabla 9.19 Costo de reconstrucción de las ataguías.

Altura de la ataguía (m)	Elev. de la corona de la ataguía (msnm)	Volumen (millones de m³)	Costo (millones de pesos)
44.00	264.50	0.51	70.40
47.50	268.00	0.58	79.50
48.50	269.00	0.66	90.50
56.00	276.50	0.83	113.80
59.00	279.50	0.85	116.50
63.00	283.50	1.00	137.10

Daños en la cortina.

El daño en la cortina es significativo solo si la falla se presenta durante el primer año de construcción (el desbordamiento destruiría la ataguía y el avance de la cortina), ya que prácticamente hay que reconstruir todo lo que se haya realizado en ambas estructuras.

A partir del segundo año, se considera que en la presa se han colocado 720 millones de m³ alcanzando la elevación de 302.00 msnm (superior a cualquier ataguía seleccionada),

por tanto, es poco probable que una avenida extraordinaria afecte significativamente al proyecto como se señaló anteriormente.

La carga de agua sobre el desvío será de 99,50 m y el gasto que puede pasar por la obra se incrementa en este caso a 7 950 m³/s.

La elevación de la presa, el volumen colocado de la cortina y el costo de la misma, asociado a los años 2004, 2005 y 2006, se muestran en la Tabla 9.20.

Tabla 9.20. Costo del daño en la cortina asociado a volúmenes y elevaciones en distintos años de construcción.

Año de construcción	Elevación de la cortina (msnm)	Volumen (millones de m ³)	Costo (millones de pesos)
2004	261	1.51	207
2005	302	7.20	987
2006	376	10.8	1480

9.11. Riesgos estimados con el análisis determinístico de la obra de desvío

Las probabilidades de falla estimadas durante el primer año de operación para el análisis determinístico se muestran en la Tabla 9.21.

Tabla 9.21. Parámetros del funcionamiento hidráulico de la obra de desvío y excedencias considerando las condiciones de construcción.

Tr (años)	Qp (m ³ /s)	n	P	$P_F=1-(1-1/Tr)^n$
20	4,958	1	0.950	0.050
50	6,481	1	0.980	0.020
100	7,578	1	0.990	0.010

9.12 Costo del daño esperado

El costo del daño esperado se obtiene al multiplicar la probabilidad de falla por el costo del daño que en cada caso se estime.

De esta manera no se considera el daño por pérdida de servicios de la presa, pero sí el asociado a la suspensión de la obra (\$435 46 millones de pesos).

En la Tabla 9.22 se muestra el daño esperado por retraso en millones de pesos.

Tabla 9.22. Riesgo por suspensión asociado al primer año de operación de la presa.

Tr (años)	Qp (m ³ /s)	Riesgo por retraso	
		P falla	Ci (mills. pesos)
20	4,958	0.05	21.77
50	6,481	0.02	8.71
100	7,578	0.01	4.35

En caso de la destrucción de la ataguía se tendría que reconstruir en su totalidad; en la Tabla 9.23 se indica el periodo de retorno, la probabilidad de falla, la altura, el costo de reconstrucción y el riesgo por este concepto.

Tabla 9.23. Daño esperado por destrucción de la ataguía.

Periodo de retorno (años)	P _{falla}	Altura (m)	Reconstrucción de la ataguía (millones de pesos)	Riesgo de destrucción de la Ataguía (millones de pesos)
20	0.05	47.50	79.50	3.98
	0.05	44.00	70.40	3.52
50	0.02	59.00	116.50	2.33
	0.02	55.00	113.00	2.26
	0.02	52.00	112.50	2.25
	0.02	48.50	90.50	1.81
100	0.01	60.00	118.00	1.18
	0.01	56.00	114.00	1.14

Para la cortina; se considera que se pierde el avance en el primer año con 40,50 m de altura, que alcanzaría la elevación 261.00 msnm, volumen de 1.51 millones de m³ y costo de 207 millones de pesos; los costos del daño esperado asociados a este concepto se muestran en la Tabla 9.24.

Tabla 9.24. Daño esperado por destrucción de la cortina

Tr (años)	Qp (m ³ /s)	Riesgo por falla de la cortina	
		P falla	Ci (Mills. Pesos)
20	4958	0.05	10.35
50	6481	0.02	4.14
100	7578	0.01	2.07

Considerando que, al sobrevenir una falla por desbordamiento, los túneles de desvío quedan en condiciones de servicio, ya que sólo se destruye la ataguía con su costo original, así como el avance en la cortina.

En la Tabla 9.25 se muestran los periodos de retorno analizados, la sección, el costo original de las ataguías, los costos del riesgo de cada concepto (suspensión, destrucción de ataguías y de la cortina), así como el riesgo total.

De acuerdo con este análisis de riesgo, la combinación de menor costo total corresponde a un periodo de retorno de 50 años con una obra que considera una ataguía de 48.5 m de altura y dos túneles con sección portal de 14x14 m; el costo mínimo siguiente es para la alternativa de periodo de retorno de 100 años con la misma sección de túneles y ataguía de 56 m de altura; el costo siguiente es el de periodo de retorno de 50 años y sección de 13.5 x 13.5 m con ataguía de 52 m. Lo anterior permite confirmar la decisión que se tomó con el diseño determinístico, ya que representa el costo mínimo de las alternativas analizadas con una base de riesgo.

Tabla 9.25. Costo total de construcción y daños esperados de la presa.

Periodo de retorno (años)	Sección	Costo Original de la Ataguía (millones de pesos)	Riesgo por suspensión (millones de pesos)	Riesgo por Destrucción de la Ataguía (millones de pesos)	Riesgo por falla de la cortina (millones de pesos)	Riesgo Total (millones de pesos)
20	12.5x12.5	26.0	21.77	3.98	10.35	62.10
	13.0x13.0	23.0	21.77	3.52	10.35	58.64
50	12.5x12.5	38.50	8.71	2.33	4.14	53.68
	13.0x13.0	34.20	8.71	2.26	4.14	49.31
	13.5x13.5	30.51	8.71	2.25	4.14	45.61
	14.0x14.0	26.90	8.71	1.81	4.14	41.56
100	13.5x13.5	39.60	4.35	1.18	2.07	47.20
	14.0x14.0	35.30	4.35	1.14	2.07	42.86

En la Figura 9.3 se muestra la variación del riesgo en los resultados obtenidos con este análisis, ahí se observa que la alternativa de menor riesgo es la que se comentó anteriormente.

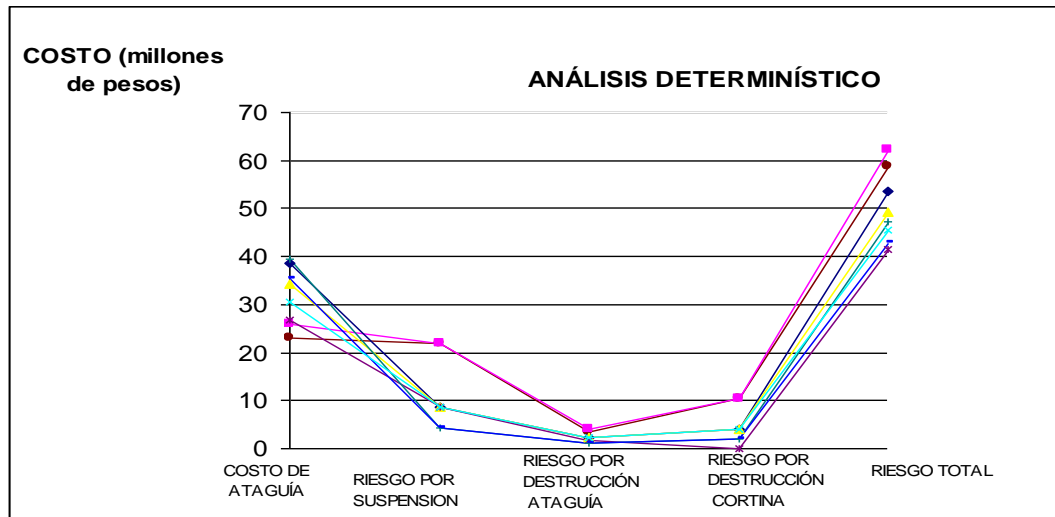


Figura 9.3 Variación del costo y del riesgo en el análisis determinístico.

9.13. Análisis del Riesgo con el criterio probabilístico

Considerando lo expuesto en el Capítulo 7, se plantea el análisis con estos conceptos.

El diseño hidráulico original de los túneles de la obra de desvío se hizo con el concepto de rugosidad compuesta al definir el recubrimiento con concreto hidráulico en la plantilla y paredes $n_{chidr} = 0.014$ y concreto lanzado en la bóveda $n_{clan} = 0.027$. En la Figura 9.4 se muestra cómo quedó construida la sección del túnel con la rugosidad final que se estimó en función de los perímetros mojados con un valor medio $n_{Final} = 0.020$, ya que se colocó revestimiento en las paredes de los túneles.



Figura 9.4 Condiciones constructivas del túnel de desvío.

Respecto a la excavación final de los túneles de desvío, según datos de la residencia de construcción del P. H. El Cajón, la sobre excavación promedio fue de 80 cm, con lo que se obtuvo 25 cm a cada lado a partir de la media sección y en la bóveda, ya que la sección rectangular del túnel se coló dejando un espesor promedio de revestimiento de 15 cm en paredes y piso. Considerando lo anterior, las condiciones finales de funcionamiento de la obra de desvío son las mostradas en la Tabla 9.26, en la que se muestran los valores medios y de desviación estándar del ancho y la rugosidad.

Tabla 9.26. Parámetros del funcionamiento hidráulico de la obra de desvío considerando las condiciones de construcción.

Sección nominal	Ancho		Rugosidad	
	Valor medio real	Desviación estándar	Valor medio real	Desviación estándar
14 x 14	7.25	0.40	0.020	0.00395

9.14 Función de confiabilidad de la Obra de Desvío

La función de confiabilidad del P. H. El Cajón, es la correspondiente a la ecuación 9.9 determinada anteriormente, y considerando distintas alturas de ataguía asociadas al ancho promedio de 7.00 m, se obtuvieron los resultados indicados en la Tabla 9.27.

Tabla 9.27. Resultados del método del segundo momento para distintas alturas de ataguías.

Sección (m)	Elevación ataguía (msnm.)	Altura ataguía (m)	Q_p (m ³ /s)	n_{CFinal}	B (m)
7.0	254.00	33.50	5,416	0.0210	7.180
	256.73	36.23	5,830	0.0212	7.170
	260.87	40.37	6,400	0.0213	7.150
	269	48.50	7,378	0.0215	7.127

El resultado del punto de falla obtenido con la altura de 48.50 m es: $Q = 7,378$ m³/s, $n_{CFinal} = 0.0215$, $b = 7.127$ m, y $\beta = 2.3328238$ (índice de confiabilidad).

La probabilidad de comportamiento satisfactorio es:

$$P_s = \Phi(2.328238) = 0.9900394$$

La probabilidad de falla considerando un año de operación es:

$$P_{\text{Falla}} = 1 - 0.9900394 = 0.0099606$$

El periodo de retorno asociado a esta probabilidad de falla es:

$$T_r = \frac{1}{0.00996606} = 100.396 \text{ Años}$$

Este análisis representa un incremento en la seguridad de más de dos veces con respecto al análisis determinístico al pasar de una probabilidad de falla de 0.02 para un $T_r = 50$ años, a una probabilidad de falla de 0.0099606 asociado a un $T_r = 100.396$ años obtenido con método del primer orden del segundo momento estadístico.

9.15 Análisis de Sensibilidad

Con el objeto de mostrar la aplicación práctica al utilizar el método del primer orden del segundo momento estadístico, se presenta un análisis de sensibilidad con las secciones de túneles que corresponden a 12.5 m, 13.0 m, 13.50 m y 14.0 m, asociados a los periodos de retorno de 20, 50 y 100 años.

En la Tabla 9.28 se muestra el periodo de retorno, la sección, la altura de la ataguía que permite obtener las probabilidades de falla determinísticas y las obtenidas con el MPOSM, el periodo de retorno que corresponde a las probabilidades calculadas con el MPOSM, el gasto, el coeficiente y el ancho de rugosidad asociado a cada punto de falla.

Los valores obtenidos del periodo de retorno conjunto al hacer el análisis, muestran en todos los casos que el incremento es por lo menos 50%, y en algunos casos más del doble con respecto al análisis determinístico.

Esto se explica por el hecho de considerar en el estudio el efecto de la variabilidad de la rugosidad, del ancho real de la excavación, y del efecto de regulación del embalse.

Prácticamente, los diseños determinísticos son conservadores, esto permite concluir que cuando se hacen análisis retrospectivos, es probable que se obtengan sobreestimaciones de los gastos que han ocasionados las fallas de este tipo de obras y que al considerar todas las variables que intervienen en el análisis, se puede conocer con mayor detalle su comportamiento conjunto.

Tabla 9.28 Resultados del método del segundo momento para probabilidades de no falla de 0.96, 0.97, 0.98 y 0.99.

Periodo de retorno (años)	Sección Portal	Altura de la Ataguía (m)	P _{Falla}	P _{MPOS}	T _R años	Q (m ³ /s)	n _{cFinal}	B (m)
20	12.5x12.5	47.50	0.05	0.02169	46	6,198	0.0212	6.387
	13.0x13.0	44.00	0.05	0.02178	46	6,281	0.0212	6.644
50	12.5x12.5	59.00	0.02	0.011396	87.75	7,150	0.0215	6.361
	13.0x13.0	55.00	0.02	0.010775	92.80	7,243	0.0215	6.616
	13.5x13.5	53.00	0.02	0.010378	96.34	7,304	0.0215	6.769
	14.0x14.0	48.50	0.02	0.009961	100.39	7,378	0.0215	7.127
100	13.5x13.5	60.00	0.01	0.005989	167	8,104	0.0216	6.852
	14.0x14.0	56.00	0.01	0.00579	173	8,164	0.0216	7.108

Los costos por la construcción de las ataguías en sus diferentes combinaciones, el costo del riesgo, por suspensión, por destrucción de la ataguía y de la cortina, así como el riesgo total en millones de pesos se muestran en la Tabla 9.29.

Como se puede observar, la alternativa que representa el menor riesgo para la obra de desvío es la de la ataguía con 48,50 m de altura y túneles de 14 x 14 m que tiene un periodo de retorno de 100.39 años; sin embargo, el riesgo total es de 33,5 millones de pesos y, como se señaló anteriormente, esta opción tiene un periodo de retorno superior a 100 años y su seguridad es 2 veces más grande que la obtenida con el análisis determinístico.

Tabla 9.29 Costos de construcción para probabilidades de falla de 0.04, 0.03, 0.02 y 0.01 por el método del segundo momento.

Periodo de retorno (años)/ Q (m ³ /s)	Sección Portal	T _R (años)	Costo Original de la Ataguía (millones de pesos)	Riesgo por Suspensión (millones de pesos)	Riesgo por Destrucción de la Ataguía (millones de pesos)	Riesgo por Falla de la Cortina (millones de pesos)	Riesgo Total (millones de pesos)
20 4,958	12.5x12.5	46	26.0	9.45	0.56	4.49	40.50
	13.0x13.0	46	23.0	9.48	0.50	4.51	34.49
50 6,481	12.5x12.5	87.75	38.50	4.96	0.44	2.36	46.26
	13.0x13.0	92.80	34.20	4.69	0.37	2.23	41.49
	13.5x13.5	96.34	30.51	4.49	0.32	2.15	37.47
	14.0x14.0	100.39	26.90	4.34	0.27	1.99	33.50
100 7,578	13.5x13.5	167	39.60	2.61	0.24	1.24	43.69
	14.0x14.0	173	35.3	2.52	0.20	1.20	39.22

La Figura 9.5 muestra la variación del riesgo en los resultados obtenidos con este análisis probabilístico, donde se observa que la alternativa de menor riesgo es la que se comentó anteriormente.

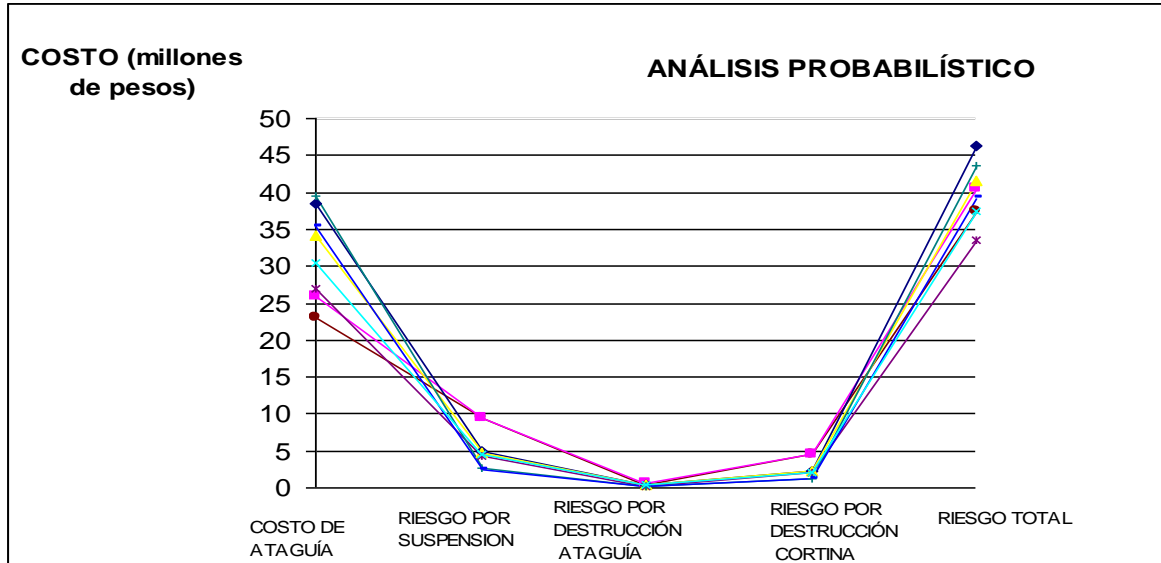


Figura 9.5 Variación del costo y del riesgo en el análisis probabilístico.

9.16 Conclusiones

Como conclusiones de este análisis se puede establecer lo siguiente:

La probabilidad de falla real del sistema, al evaluarlo con el método del primer orden del segundo momento estadístico, arroja valores de falla ($Tr = 100,39$ años) que son 2 veces superiores a los obtenidos con el criterio determinístico ($Tr = 50$ años).

Al colocar concreto hidráulico en la plantilla y paredes, y concreto lanzado en la bóveda, prácticamente no se modifica el esquema original de las obras de desvío, y se obtiene un incremento significativo en la seguridad conjunta del sistema (hidráulico, geológico y estructural) con muy bajo costo.

Este tipo de análisis permite considerar de una manera más realista las condiciones de las obras al tomar en cuenta el ancho real de la excavación, la rugosidad finalmente obtenida y el efecto de regulación del embalse.

Se consiguen ahorros significativos en las obras de desvío al construirse los túneles con rugosidad compuesta, ya que es posible disminuir el número de túneles proyectados, o

bien, disminuir significativamente la sección de los mismos. Debe aclararse que el concreto lanzado debe colocarse cuidadosamente con anclas cortas y preferentemente con fibra en la mezcla para garantizar su adherencia.

10. Planeación y ejecución del cierre final del P. H. El Cajón

10.1 Introducción

El cierre final de una obra de desvío debe planearse cuidadosamente con los elementos de cierre que se cuenten; se debe tomar muy en cuenta el programa establecido con el contratista para efectuarlo. En un diseño nuevo, desde un principio deben diseñarse y adquirirse los elementos de cierre para realizar la planeación del mismo, considerando todos los elementos que se requieren, para evitar sorpresas y contratiempos graves durante la maniobra de cierre final.

El cierre definitivo de la obra de desvío para el proyecto se programó contractualmente para el 1 de julio de 2006, y constituyó el comienzo del llenado del vaso.

El objetivo del análisis es predecir los tiempos y niveles que alcanzará el agua durante el llenado, tanto en la fase de diseño, como en la de construcción para la operación de la central, ya que permite adelantar o programar actividades a realizar antes y durante el llenado del embalse.

Durante el llenado se pueden presentar avenidas extraordinarias, lo que haría que los niveles del agua subieran rápidamente. Esto provocaría cambios en las actividades de construcción de la cortina y del vertedor, pudiéndose presentar derrames por éste.

Este análisis muestra los tiempos y los niveles esperados del agua en el embalse durante el llenado, además, en caso de presentarse avenidas con distintos periodos de retorno (Tr), permite analizar la operación del vertedor el cual se puede revisar con diferentes políticas de operación, mostrando el resultado de los tránsitos de dichas avenidas.

10.2 Estructura de cierre final

La estructura de cierre final se ubicó en el túnel 2 de sección portal 14 x 14 m y consta de un estrechamiento por donde se desliza una compuerta rodante de 7 x 13 m que fue

operada desde una plataforma a la elevación 355,00 msnm con una lumbrera vertical excavada en roca de 170 m de altura y de sección rectangular en la cual una vez realizado el cierre, se cuela el tapón de cierre final de concreto hidráulico, con espesor del tamaño del túnel y de aproximadamente 30 m de largo.

Cabe señalar que la compuerta de 170.00 m de carga (Figura 10.1), es una estructura de cierre que la CFE adquirió desde la construcción del P. H. Chicoasén en 1978.



Figura 10.1 Compuerta de cierre final de CFE de 7 x 13 m y H = 170.00 m carga.

Cabe señalar que también la CFE posee para la obturación de los túneles, dos juegos de obturadores; uno de 14 x 14 m (alto-ancho) y otro de 38 x 7 m (alto-ancho) con los que ha realizado el manejo del río para la colocación de partes fijas de las ranuras de cierre final y los tratamientos de inyección y drenaje de los tapones en diversas obras.

El manejo del río es fundamental para tener un cierre final exitoso que permita garantizar la estanqueidad necesaria para colar un tapón de concreto en la zona del túnel localizada en la proximidad aguas abajo de la zona de obturación.

10.3 Obra de excedencias

La obra de excedencias del proyecto está formada por un vertedor cuya zona de control está integrada por el cimacio y pilas de concreto reforzado para conformar 6 vanos

equipados con compuertas radiales operadas por servomotores; el canal de descarga de 87.2 m de ancho, es de sección rectangular revestido con concreto reforzado con aireadores en el piso, está dividido por un muro longitudinal, rematando al final del canal con una cubeta deflectora tipo salto de esquí.

Los datos generales de la obra de excedencias se muestran a continuación:

VANOS:

- ✓ No. de Vanos = 6
- ✓ Ancho = 12.0 m

COMPUERTAS:

- ✓ No. de Compuertas. = 6
- ✓ Altura = 20.7 m
- ✓ Ancho = 12.0 m
- ✓ Relación Alto / Ancho = 1.73

CANALES:

- ✓ Ancho c/canal = 43.60 m
- ✓ Long. cresta = 72 m
- ✓ Long. rápida = 700 m
- ✓ Elevación cresta = 372.00 msnm
- ✓ Vel. máx. = 46 m/s
- ✓ 5 Aireadores

AVENIDA DE DISEÑO:

- ✓ Gasto máximo = 15 915 m³/s
- ✓ Volumen = 5 238 x 10⁶ m³
- ✓ Tr = 10 000 años
- ✓ Gasto max. de descarga = 14 864 m³/s
- ✓ Gasto unitario = 206.44 m³/s / m
- ✓ NAMinO = 346 m
- ✓ NAMO = 391 m
- ✓ NAME = 394 m
- ✓ Volumen útil del embalse (NAMO-NAMinO) = 1 335.10 x 10⁶ m³
- ✓ Volumen de regulación (NAMO-NAME) = 117.5 x 10⁶ m³

10.4 Avance de construcción de la cortina

En la Tabla 10.1, se presentan las elevaciones de colocación del material en cortina según el avance de construcción programado desde el 1 de julio de 2006 hasta el 1 de diciembre de 2006.

Tabla 10.1. Colocación de materiales en la cortina para distintas Elevaciones.

Cortina	01-Jul-06	15-Ago-06	01-Dic-06
Enrocamiento	Elev. 390.00 Aguas arriba	Terminada	Terminada
Concreto Extruido	Elev. 390.00	Terminado	Terminado
Cara de Concreto	Elev. 388.00	Elev.388.00-392.00	Elev. 392.00

10.5 Hidrología

Como ya se señaló, la fecha programada para realizar el cierre de los túneles de desvío para dar inicio al llenado del embalse, fue el 1 de julio de 2006; en esta fecha se consideró que se presentaban las condiciones de avance de obra e hidrometeorológicas propicias para realizar el cierre antes del inicio de la temporada de lluvias, con lo cual, no sólo se facilita la maniobra del taponamiento de los túneles, por registrarse en esas fechas todavía escurrimientos bajos en el río, sino que se consideró que se aprovechaba prácticamente toda la temporada de lluvias, asegurando el llenado del embalse que permitiría realizar las pruebas de puesta en servicio e inicio de operación de los turbogeneradores del proyecto en octubre y noviembre de ese año (2006).

Para predecir los niveles del embalse y las fechas en las que se alcanzarían los niveles de la Corona de la ataguía de aguas arriba, plataforma de obturadores, canal de llamada de la obra de toma, NAMINO, plataforma de cierre final, cresta de obra de excedencias y NAMO, se determinó la curva de llenado del embalse, misma que se realiza considerando diferentes probabilidades de ocurrencia de los escurrimientos medios mensuales con probabilidades de 20% (año muy húmedo), 26% (año medio húmedo), 50% (año medio), 76% (año medio seco) y 98% (año muy seco) que se muestran en la Tabla 10.2.

Tabla 10.2. Elevaciones obtenidas en el proyecto ante distintas condiciones de escurrimiento.

Mes	20%	26%	50%	76%	98%
01 Jul 06	219.00	219.00	219.00	219.00	219.00
01 Ago 06	408.82	339.10	323.62	305.21	283.27
01 Sep 06	459.20	385.04	357.56	338.11	307.84
01 Oct 06	489.39	404.59	375.90	357.08	329.81
01 Nov 06	498.88	407.85	383.42	365.22	334.05
01 Dic 06	--	410.27	385.80	368.72	337.98
01 Ene 06	--	412.01	388.22	371.86	341.98

En la Figura 10.2 se muestran las condiciones de la cortina y el embalse al momento del cierre final.



Figura 10.2 Imagen de las condiciones de la Cortina del P. H. El Cajón al momento del cierre final, las losas de concreto están a la Elev. 375.00 msnm.

La gráfica que corresponde al inicio del llenado, que se realizó el 1 de julio, se muestra en la Figura 10.3. En esta figura, se puede determinar para las distintas condiciones analizadas y para diferentes niveles del embalse, el tiempo probable en los que se alcanzaría varias de las elevaciones críticas del proyecto.

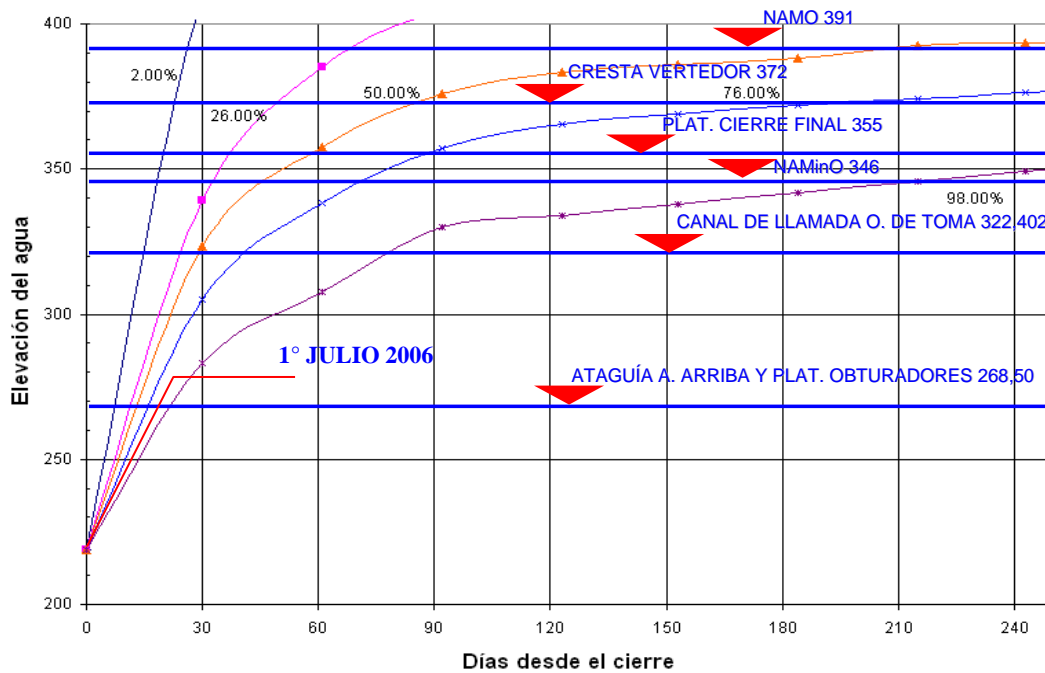


Figura 10.3. Gráfica de elevaciones-tiempo para distintas condiciones de escurrimiento en el Río Santiago.

A continuación, se muestran en la Tabla 10.3 los escenarios que se presentarían para el llenado al NAMO (elevación 391.00 m) con el cierre el 1 de julio.

Tabla 10.3 Probabilidad de ocurrencia de llenado al NAMO.

Tr	Probabilidad	Días	Fecha
50	2 %	27	27 julio 2006
4	26 %	70	8 septiembre 2006
2	50 %	214	30 enero 2007
1	76 % y 98 %	Más de un año	Después del 1 julio 2007

Como conclusión de lo anterior, se diría que, en un escenario de un año muy húmedo con probabilidad de ocurrencia de 2%, se tendría el riesgo de derramar por el vertedor a finales del mes de julio; en caso de un año húmedo con una probabilidad de ocurrencia de 26%, se tendría la posibilidad de derramar a mediados de septiembre, y en un escenario de un año medio con una probabilidad de ocurrencia de 50%, no se tendrían derrames, ya que el llenado al NAMO ocurre posterior a la época de avenidas. En la Tabla 10.4 se presentan las probabilidades de llenado del embalse al NAMINO con cierre el 1 de julio, la importancia de esta situación, se relaciona con la realización de las pruebas con agua correspondientes con las turbinas.

Tabla 10.4 Probabilidad de ocurrencia de llenado al NAMINO.

Tr	Probabilidad	Días	Fecha
50	2 %	20	20 julio 2006
4	26 %	34	3 agosto 2006
2	50 %	50	19 agosto 2006
1	76 %	73	11 septiembre 2006
1	98 %	215	31 enero 2007

De este análisis se puede concluir que, para un año medio con una probabilidad de ocurrencia de 50%, el NAMINO se alcanzaría para el 19 de agosto; para un año seco con una probabilidad de ocurrencia de 76%, se llegaría al NAMINO a mediados de septiembre o antes; finalmente, para un año extremadamente seco con una probabilidad de ocurrencia de 98%, se llegaría al NAMINO a finales de enero del siguiente año.

10.6 Política de descarga del vertedor

Durante el llenado del embalse, el riesgo de descargas altas por cada vertedor será menor en la medida que se alcance el NAMO si ambos vertedores están terminados, lo cual fue exigido durante el proceso constructivo. Cabría hacer un análisis de las avenidas máximas probables considerando diferentes elevaciones en el embalse si la capacidad de descarga del vertedor auxiliar no está lista para la fecha del cierre final; sin embargo, la capacidad del embalse es reducida en comparación con los volúmenes de las avenidas de diseño, por lo que la exigencia será tener la capacidad de diseño sin problemas para manejar las avenidas extremas. La política de descarga elegida del vertedor se muestra en la Tabla 10.5.

Tabla 10.5 Probabilidad de ocurrencia de llenado al NAMINO.

Elev. m	Tur m ³ /s	Q vert m ³ /s	Q total m ³ /s	Vertedor servicio	Vertedor auxiliar	Descarga
391.00	519	0	519	operando	cerrado	controlada
391.50	519	1900	2419	operando	operando	controlada
392.00	519	4250	4769	operando	operando	controlada
392.50	519	7000	7519	operando	operando	controlada
393.00	519	9500	10019	operando	operando	controlada
393.50	519	11500	12019	operando	operando	controlada
394.00	519	14864	15383	operando	operando	libre
395.00	519	15950	16469	operando	operando	libre

Ahora bien, si por razones de seguridad o de otra índole, se decide no respetar la política de operación durante el llenado del embalse, se presentan a continuación dos opciones operativas:

1. Iniciar la descarga del vertedor por el canal derecho de la obra de excedencias al llegar el nivel del agua a la cresta del cimacio, elevación 372.00 m, con descarga libre, y si se presentara un gasto superior a los 5 750 m³/s, se deberá abrir el segundo canal, lo anterior implica que al cierre del desvío se abran las tres compuertas del canal derecho de la obra de excedencias.

Con dicha forma de operar, el vertedor estará en la posibilidad de descargar por un solo canal una avenida con un periodo de retorno de 100 años, sin que se rebase la elevación 392.00 m.

En la Figura 10.4 se muestran, para los diferentes niveles de llenado del embalse, el nivel al cual llegaría el embalse al descargar la avenida que corresponda, así como el gasto máximo descargado.

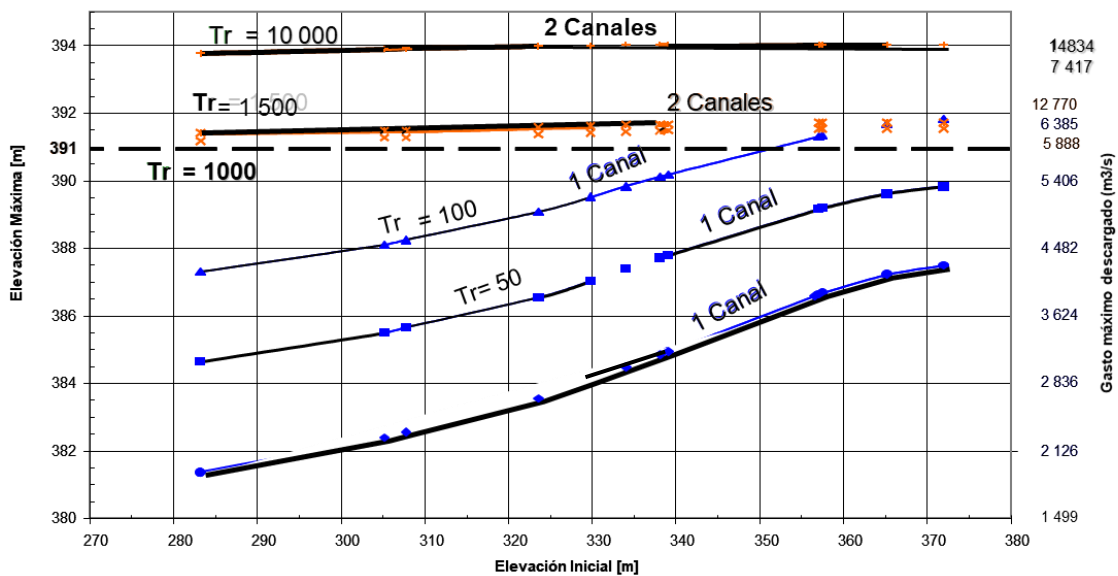


Figura 10.4 Gráfica elevación inicial-elevación máxima.

2. Iniciar la descarga del vertedor por los dos canales al llegar el agua al nivel del cimacio elevación 372.00 m, con descarga libre.

En tales circunstancias se podría descargar una avenida con un periodo de retorno de 5 000 años sin rebasar la elevación 392.00 m, (ver Figura 10.5).

A la fecha del cierre, quedó pendiente la terminación de las losas de concreto hasta la elevación 390.00, así como la construcción de las losas de cierre y del parapeto, el cual se programó terminar el 1 de diciembre.

Se considera que la alimentación eléctrica se realice en forma aérea y provisional a la subestación (edificio de control) y de éste, a obra de toma, vertedor, casa de máquinas y la propia subestación, ya que, hasta después de terminar el parapeto, se colocarían los alimentadores aislados de 13.8 kV desde la S. E. 115 kV al edificio de control.

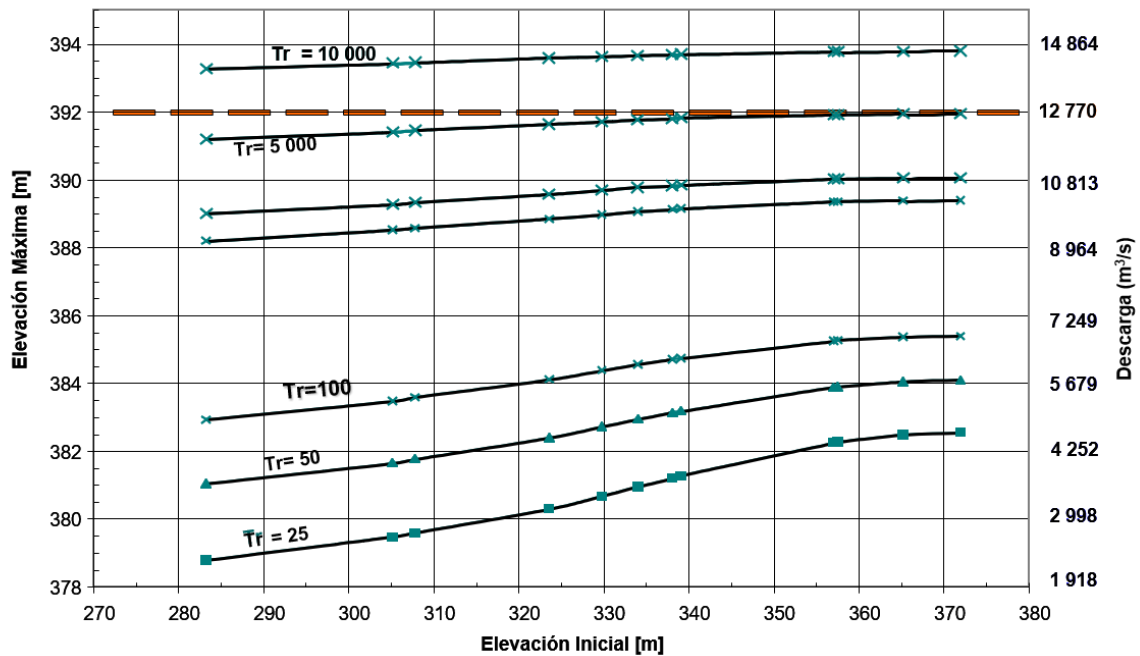


Figura 10.5 Gráfica elevación inicial-elevación máxima.

10.7 Terminación de la inyección de pantalla impermeable desde el plinto y galerías para formar el plano de estanqueidad de la presa

Es fundamental en el proceso de cierre final de una presa que el plano de estanqueidad quede perfectamente construido; se comentan a continuación algunas observaciones al plinto y las galerías de inyección y drenaje.

Plinto

Los Tratamientos de inyección desde el Plinto para pantalla impermeable y de consolidación, se terminaron con excepción de la inyección desde la superficie a la galería GD-1, la cual se programó terminar para el 8 de agosto.

Galería GI-1

Los Tratamientos de inyección desde la Galería GI-1 para pantalla impermeable y de consolidación, se tendrían con un avance a la fecha del cierre de la obra de desvío e inicio del embalse, de 74%.

El porcentaje por ejecutar después del cierre, estimado en 1 100 ml. aproximadamente, no generó afectación, ya que se concluyó el 20 de julio, sin que el nivel del embalse rebase el de la galería GI-1 (El. 342.00) de acuerdo al resultado del análisis de riesgo.

Quedó pendiente de ejecutar lo correspondiente al drenaje de la galería, el cual se tiene considerado iniciar después de la fecha de cierre del embalse y concluir el 25 de agosto, sin que se considere condicionante para iniciar el llenado del embalse.

Galería GI-2

Los Tratamientos de inyección desde la Galería GI-2 para pantalla impermeable y de consolidación, tendrán un avance, a la fecha del cierre de la obra de desvío e inicio de embalse de 94%.

El porcentaje por ejecutar después del cierre, estimado en 1 012 ml., se concluyó el 27 de julio, antes de que el nivel del embalse dificulte los trabajos.

Estará pendiente de ejecutar lo correspondiente al drenaje de la galería, el cual se inició después de la fecha de cierre del embalse y concluyó el 5 de agosto.

Galería GI-3

Para los Tratamientos de inyección desde la Galería GI-3 para pantalla impermeable y de consolidación, se reportan concluidos, con lo cual se considera un avance a la fecha del cierre de la obra de desvío e inicio del embalse de 100%. La ejecución corresponde al drenaje de la galería terminado el 30 de junio.

Galería GD-1

Los Tratamientos de inyección desde la Galería GD-1 para pantalla impermeable y de consolidación, se concluyeron en la fecha de cierre.

Quedó pendiente de ejecutar lo correspondiente al drenaje de la galería, el cual se tiene considerado iniciar después de la fecha de cierre del embalse para concluir el 25 de agosto, con excepción de los barrenos de drenaje (hacia superficie) GDI-D14, GDI-D15, GDI-D16, GDI-D17 y GDI-D18, los cuales quedaron concluidos antes del 30 de junio.

Galería GD-2

Para los Tratamientos de inyección desde la Galería GD-2 para pantalla impermeable y de consolidación, se tendrán concluidos a la fecha de cierre de la obra de desvío e inicio del embalse.

Quedó pendiente de ejecutar lo correspondiente al drenaje de la galería el cual se concluyó el 15 de julio, con excepción de los barrenos de drenaje (de GD-2 hacia GD-1) GD2-D17; GD2-D18; GD2-D19; GD2-D20; GD2-D21; GD2-D22; GD2-D23; GD2-D24; GD2-D25; GD2-D26 y GD2-D27, los cuales quedaron concluidos antes del 30 de junio.

Galería GD-3

Para los Tratamientos de inyección desde la Galería GD-3 para pantalla impermeable y de consolidación, se concluyeron a la fecha de cierre.

Quedó pendiente de ejecutar lo correspondiente al drenaje de la galería el cual se concluyó el 30 de junio.

10.8 Conclusiones y Recomendaciones

Antes del cierre definitivo del cauce, es muy importante identificar las obras tanto civiles como electromecánicas que se deben realizar y concluir antes de que el nivel del agua impida su ejecución; además, se debe garantizar que una vez efectuado el cierre total del desvío, se tengan todos los elementos necesarios que permitan manejar adecuadamente los ingresos al embalse, considerando cualquier eventualidad que ponga en riesgo el correcto llenado de la presa.

Al momento del cierre definitivo es indispensable contar con las siguientes estructuras finalizadas:

- Canal de llamada de la obra de generación, obra de toma, rejillas, bocatoma y compuertas con sus mecanismos correspondientes.
- Canal de llamada de la obra de excedencias, estructura de control, al menos un canal de descarga, muro intermedio, las seis compuertas instaladas y probadas, con todos sus mecanismos correspondientes.
- Obra de desvío, en el túnel 1 con su tapón de cierre final colado y los obturadores y mecanismos recuperados, para el túnel 2 se deberá tener la reducción terminada con los mecanismos de la compuerta de cierre final instalados y la compuerta debidamente probada.
- Cortina de inyecciones del plinto terminadas de igual manera que las inyecciones de la pantalla impermeable de todas las galerías de inyecciones y drenajes.

El programa de avance de la cortina indicó que, para el 15 de agosto de 2006, tanto las terracerías como el concreto *extruido*, se colocaron completamente y la cara de concreto se terminó entre las elevaciones 388.00 y 392.00. Esto muestra que, en el momento en el que el agua alcanzó su máxima elevación, no se rebasó la cortina y se previó que en todo caso estaría retenida por al menos el concreto extruido y las terracerías, quedando aproximadamente dos metros por debajo del NAME.

Transitando la avenida máxima anual con periodo de retorno de 5000 años, a partir de la cresta vertedora, se obtiene como resultado una elevación máxima del agua en el vaso de 391.95 m, descargando los excedentes por los dos canales del vertedor.

Como lo muestran los resultados de este análisis, el tránsito de las avenidas máximas anuales no provocan que el embalse se desborde sobre la cortina.

Es importante mencionar que el cierre final de la presa se llevó a cabo el día 13 de julio de 2006, cumpliéndose todas las premisas presentadas en este análisis.

Fue importante dar un seguimiento diario al llenado del embalse, así como tener un adecuado manejo de los excedentes.

Anexo A. Ataguías Integradas al Cuerpo de la Cortina

A.1 Introducción.

En los esquemas de presa de Enrocamiento con Cara de Concreto (ECC), las ataguías aguas arriba quedan sumergidas y sin función en el esquema final de las obras; se considera por parte de algunos investigadores que puede reducirse el costo de esta estructura si quedan integradas a la presa. Una ataguía usual, si se construye con un volumen de 1 000 000 m³, puede considerarse con una inversión del orden de 10 a 12 millones de dólares americanos (12 MUSD) y un periodo de construcción de por lo menos un año.

Para lograr esta reducción, es necesario construir una pre-ataguía aguas arriba relativamente pequeña y definir desde un principio en las bases de licitación, que el contratista de obra civil debe estar preparado para construir el plinto en la base de la cortina y en las laderas, además de colocar el enrocamiento necesario, hasta alcanzar una altura tal que el riesgo por desbordamiento sea relativamente alto.

Esta idea surge en Brasil por parte de Barry Cooke (2000), que a partir de la experiencia del desbordamiento de la obra de desvío que ocurrió en Aguamilpa en 1992, se planteó para la construcción del P. H. La Parota, Gro., en el 2003; sin embargo, no se llevó a cabo en este proyecto debido a diversos problemas sociales.

A.2 Esquema de las obras.

Las obras planteadas bajo este esquema (Figura A.1), implica un gran esfuerzo de construcción desde un principio; es importante señalar que es necesario trabajar simultáneamente bajo ruta crítica en varios frentes de la obra de desvío. De esta manera, se recomienda que, en caso de aplicarse, se tenga la certeza de que la geología de la obra de

desvío del proyecto es la adecuada para aplicar el procedimiento constructivo acelerado como el aquí descrito.

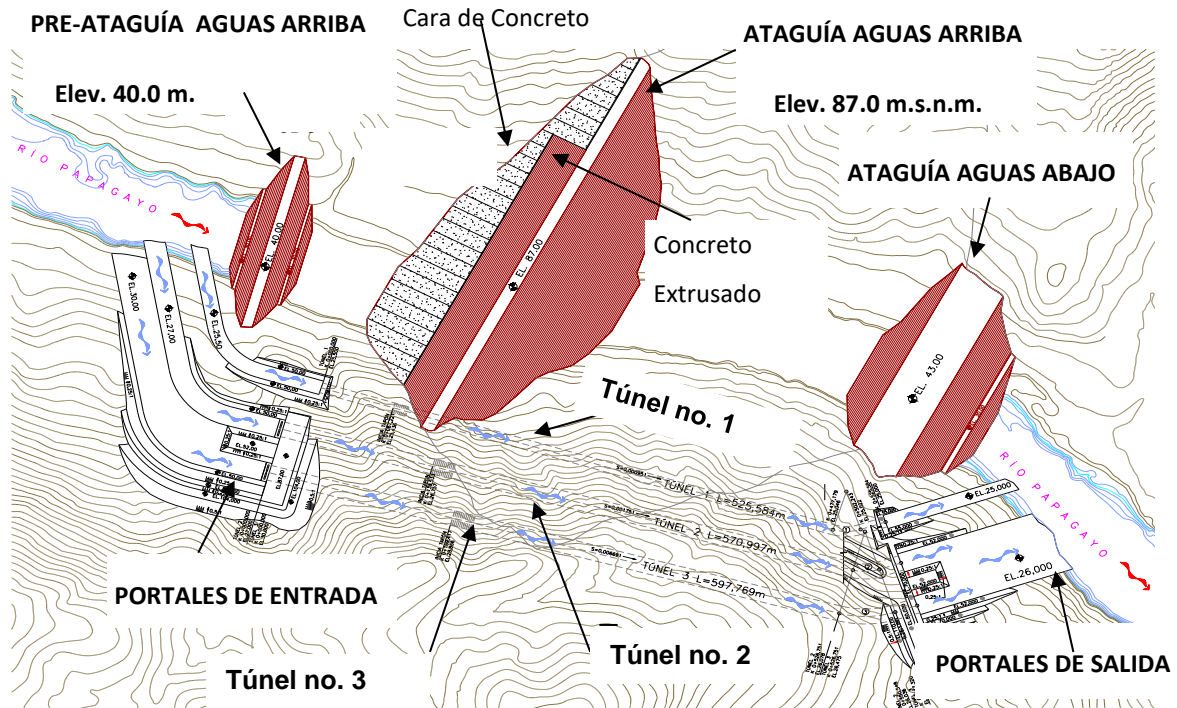


Figura A.1 Esquema seleccionado para las obras de la ataguía integrada al cuerpo de la Cortina.

Los túneles a construirse serían: un túnel en sección portal de 10x10 m, y dos túneles de 15x15 m, los tres construidos con rugosidad compuesta como se señala en la Figura A.2.

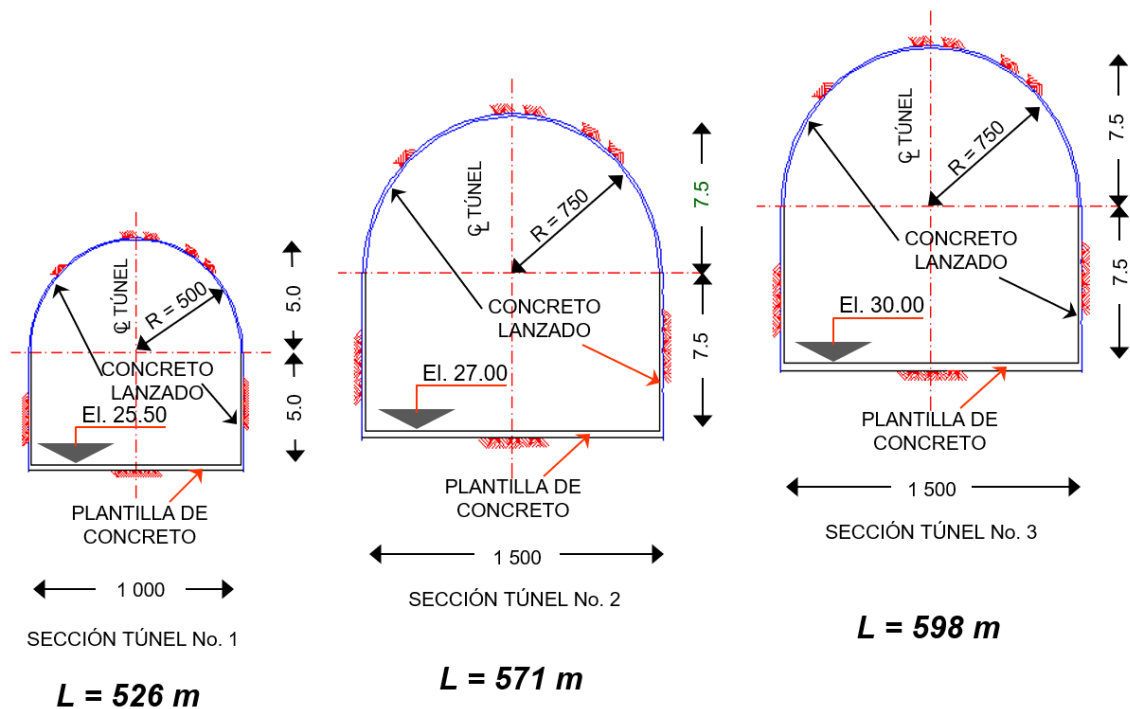


Figura A.2 Secciones transversales de la obra de desvío.

A.3. Secciones transversales de la obra de desvío

El gran reto de la construcción consiste en colocar $3\,551\,716 \text{ m}^3$ de ataguía que al final quedaría integrada al cuerpo de la presa en tan solo 9 meses; esto significa un promedio mensual de colocación de $400\,000 \text{ m}^3$ que en 25 días de trabajo son casi $16\,000 \text{ m}^3$ diarios.

Esta cifra es usual en movimientos de tierra y roca cuando ya se tienen bien instalados las plantas de agregado, las trituradoras, caminos construidos y la logística del proceso está perfectamente establecida; al inicio de las obras es más difícil conseguir estas metas, ya que los equipos no están calibrados y los caminos y accesos a los bancos de agregados no están terminados.

A.4 Análisis Hidráulico

Para el análisis del funcionamiento hidráulico se sigue lo comentado en capítulos anteriores, trabajando los túneles como canal y como tubo lleno. Con la metodología señalada

para los tres túneles, se obtiene la Tabla A.1 que muestra para la sección de un túnel de 10 x10 m y dos de 15 x15 m con rugosidad compuesta, las elevaciones en el embalse a la entrada de los túneles; los gastos de descarga de la obra de desvío corresponden a los tres túneles trabajando de manera conjunta.

Debe indicarse que, para el análisis constructivo, se considera que el túnel de 10 x10 m es por el que se hace el manejo del río, es decir, para hacer las preataguías, la pantalla de inyecciones y el inicio de la colocación del plinto junto con los materiales en ambas márgenes, se debe tener en funcionamiento este túnel.

Tabla A.1 Distribución de gastos y elevación del embalse con túneles trabajando como tubo lleno. Sección 10 x 10 m y dos de 15 x 15 m.

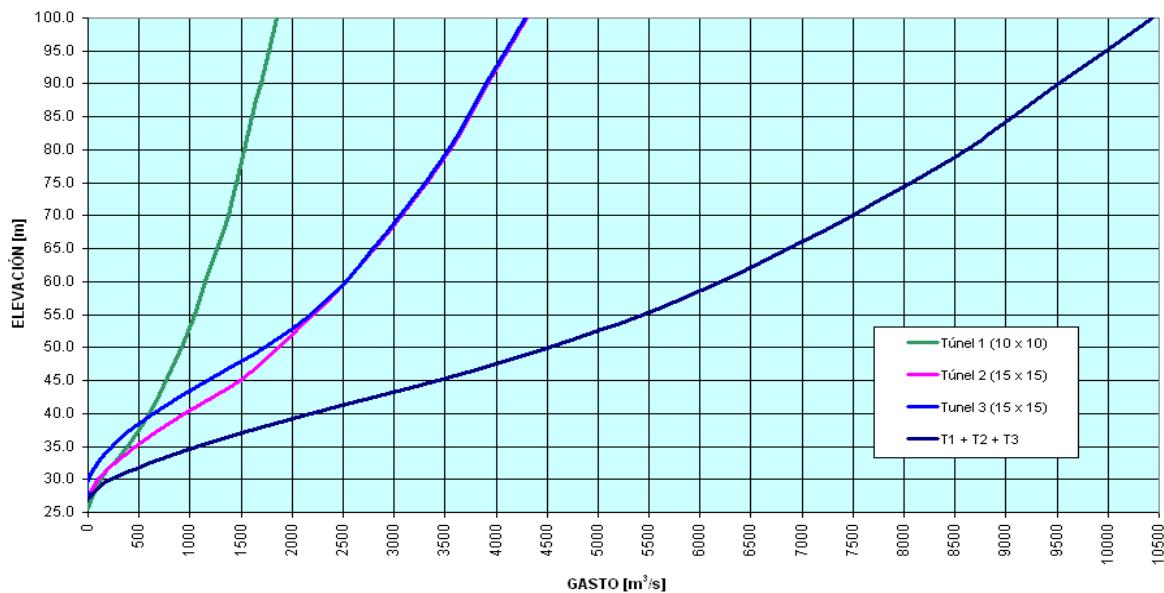
Sección (m)	E (m.s.n.m.)	Q ₁ (m ³ /s)	Q ₂ (m ³ /s)	Q ₃ (m ³ /s)	Q _D (m ³ /s)
10 x 10 + Dos túneles de 15 X 15	135.05	2,477	6110	6000	14,587
	122.61	2,321	5,703	5,600	13,624
	111.07	2,166	5,256	5,200	12,622
	100.42	2,012	4,889	4,800	11,701
	90.66	1,859	4,482	4,400	10,741
	81.79	1,708	4,075	4,000	9,783
	73.82	1,559	3,669	3,600	8,828
	66.74	1,414	3,261	3,200	7,875
	60.56	1,272	2,854	2,800	6,926
	55.25	1,136	2,447	2,400	5,983
	50.85	1,008	2,040	2,000	5,048
	47.34	891	1,633	1,600	4,124
	44.72	793	1,226	1,200	3,219
	43.00	719	820	800	2,339
42.17	681	417	400	1,498	

Para el túnel de 10 x10 m, se elaboró la Tabla A.2 en la que se muestran los periodos de retorno contra las elevaciones transitadas por el desvío funcionando solo para este túnel; estas elevaciones permiten desarrollar las Etapas 1 y 2 señaladas posteriormente, es decir, entre los meses de diciembre/2005 a mayo/2007.

Tabla A.2 Avenidas de los meses de lluvia (jun-nov) y de estiaje (dic-may).

Tr	Elevaciones para Q máx de estiaje (dic05 – may07)
10	36.30
20	38.84
50	40.35
100	41.18
200	42.11
500	43.40

La curva Elevaciones-Gastos del desvío se muestra en la Figura A.3.

**Figura A.3** Curva Elevaciones-Gastos de la obra de desvío.

A.5 Análisis Hidrológico.

El análisis hidrológico de esta opción de construcción acepta para su desarrollo el hecho de que, las avenidas máximas se presentan en forma de gastos máximos medios mensuales, y se analizan de esa manera para definir las avenidas de diseño; hay que tomar en cuenta que el análisis usual se hace considerando avenidas máximas anuales.

Bajo este punto de vista, se revisaron los diez gastos máximos medios diarios ordenados de mayor a menor en forma mensual con el objeto de obtener la distribución de probabilidad que mejor se ajuste a cada mes (Tabla A.3).

Tabla A.3 Gastos máximos medio diarios presentados en el sitio de La Parota.

No.	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	489	156	224	257	669	3001	3149	4447	15200	5419	2170	564
2	230	115	180	210	265	2930	1729	2222	9238	3925	1343	542
3	225	113	106	153	242	2371	1591	2133	7521	2255	1217	331
4	185	106	86	88	229	1369	1571	1877	7333	1996	642	306
5	172	99	86	88	210	1270	1460	1761	3077	1984	600	303
6	163	97	85	83	113	1164	1435	1716	2632	1885	598	248
7	134	96	82	82	104	1058	1353	1687	2585	1859	574	239
8	115	93	80	79	103	1045	1269	1532	2510	1780	566	186
9	111	90	79	78	96	997	1267	1475	2375	1710	484	148
10	107	87	79	77	93	857	1239	1445	2150	1517	467	127

Los parámetros de ajuste de las avenidas se hacen para diversas distribuciones de probabilidad con el programa del CENAPRED (2001) donde se encuentran los valores de gastos máximos para cada mes analizado como se muestra en la Tabla A.4.

Tabla A.4 Valores de los gastos máximos medios diarios y periodos de retorno en el sitio del P. H. La Parota.

Tr	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2	171	97	93	99	159	1466	1432	1757	550	2050	697	275
5	276	117	140	159	319	2331	1950	2571	5124	3193	1201	413
10	344	131	175	204	440	2718	2342	3186	6941	4057	1583	501
20	408	145	210	249	561	3166	2734	3826	9765	4921	1964	580
50	522	164	257	359	720	3721	3252	4616	11744	6063	2968	679
305	601	178	292	354	841	4119	3644	5232	13638	6927	2849	751
500	727	201	349	427	1036	4724	4275	6222	15200	8317	3463	858

Con este análisis, se puede observar claramente que la construcción de las ataguías integradas al cuerpo de la cortina, pueden empezar en noviembre del año elegido (2006 para el ejemplo) y que adoptando como periodo de retorno 50 años para el diseño, presentarán gastos significativos hasta junio o julio del siguiente año; debe comentarse que la obra de desvío tiene la capacidad para pasar esas avenidas.

Las distribuciones de probabilidad que mejor ajuste ofrecieron por mínimos cuadrados, fue la exponencial de 2 parámetros en prácticamente todos los meses, con excepción de septiembre que fue la Doble Gumbel.

Los gastos asociados a los valores máximos en la época de estiaje y en la de lluvias se muestra en la Tabla A.5.

Tabla A.5 Gastos máximos asociados a las avenidas de los meses jun-nov (lluvias) y de Estiaje (dic-may).

Tr	Q _{máx} de lluvias (jun-mov)	Q _{máx} de estiaje (dic-may)
2	550	155
10	5124	465
20	6941	585
50	9 765	671
100	11 744	729
200	13 638	784
305	15 200	837
500	16 314	855
1 000	18 248	909
2 000	20 181	962
5 000	22 711	1 032
10 000	24 733	1 088

Paso seguido, se hicieron los tránsitos de avenidas por la obra de desvío, los valores se muestran en la Tabla A.6, donde se reportan los valores de Elevaciones-Gastos de entrada y Gastos de salida; el embalse tiene una capacidad de regulación importante, ya que, con

elevaciones relativamente bajas, es del orden de 67% para la avenida máxima registrada que es de 15 200 m³/s.

Tabla A.6 Valores de Elevaciones Gastos de entrada y salida, para distintos periodos de retorno.

Tr	Elevación	Q entrada (m ³ /s)	Q salida (m ³ /s)
2	31.84	550	540
5	43.38	3154	3030
9	50.00	4750	4528
10	51.29	5,124	4,759
25	63.02	7,728	6,600
42	66.74	9,238	7,087
50	71.54	9,765	7,680
90	75.03	11,647	8,073
100	80.37	11,774	8,644
171	86.98	13,193	9,247
200	88.88	13,638	9,420
250	91.26	14,272	9,638
305	93.58	15,200	10,185
500	97.91	16,314	10,244

Para definir el proceso constructivo se elabora la Tabla A.7 que resume el análisis; se señalan los meses de construcción que comprenden de noviembre 6 a agosto 7; el primer renglón es el volumen de material de la cortina colocado por mes, el segundo es el volumen acumulado, el tercer renglón muestra la elevación del agua en el embalse en cada mes; en un principio se considera que el agua pasa sólo por el túnel de 10 x10 m y a partir de marzo 7, ya se tiene el desvío por los tres túneles.

Los renglones inferiores de esta tabla muestran el periodo durante el estiaje y se muestra también el periodo de retorno durante el estiaje y durante las avenidas a partir de marzo 7 hasta agosto 7. Se considera que, para el mes de septiembre ya se alcanzará en la presa la Elevación 87.00 msnm. Debe hacerse notar que la avenida máxima histórica ocurrió

el 16 de septiembre de 2013, y le corresponde a un periodo de retorno de 305 años con la base de datos de 1962 al 2016.

Tabla A.7. Valores de volúmenes colocados en la construcción de la Ataguía Integrada al Cuerpo de la Cortina.

AÑO	2006			2007								Total
	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	
Vol. Colocado por Mes	29.8	42.4	56	110.6	204	193	188.2	211.0	221.2	228.6	73.7	1557.6
Vol. Colocado acumulado	29.8	72.2	128	238	442	635	823	1034	1255	1484	1558	1558
Elev. / Mes	0	43.5	38	32	32	55	55	55	70	83	87	
Q Diseño	6,063	2968	679	522	164	257	359	720	3721	3252		
Tr (Estiaje)	0	8	50	50	50	<2	<2	<5	<9	<9	--	
Tr (Avenidas)	--	--	--	--	--	13	13	13	45	133	305	
Túneles	1 túnel					3 túneles						

A.6 Función de comportamiento

Para definir el funcionamiento hidráulico conjunto, se sigue lo comentado en capítulos anteriores trabajando los tres túneles como canal y como tubo lleno.

Con la metodología señalada para los tres túneles, se obtiene la ecuación que define la elevación del agua a la entrada de los túneles:

$$\begin{aligned}
 FU = H_p - \left[Q_p^2 (6.94n^2 B_2^{-16/3} + 0.000307 B_2^{-4}) + Q_p [1.4946 B_2^{-4} + \right. \\
 \left. 33783.1n^2 B_2^{-16/3} - 0.0063 B_2^{-3/2}] + \left[1817.228 B_2^{-4} - 15.45 B_2^{-3/2} + \right. \right. \\
 \left. \left. 41077797.7n^2 B_2^{-16/3} + 2.1641 B_2 + 26 \right] \right] \quad (A.1)
 \end{aligned}$$

En esta expresión $B_2 = 7.50m$ es el ancho medio del túnel de 15.00 m, la rugosidad compuesta media es $n = 0.0186$. Los parámetros estadísticos de la expresión se muestran en la Tabla A.8.

Tabla A.8 Parámetros estadísticos de los túneles del P. H. La Parota.

Ancho			Rugosidad	
Sección nominal	Valor medio real	Desviación estándar	Valor medio real	Desviación estándar
10 x 10	5.00	0.20	0.020	0.00395
15x15	7.50	0.425	0.020	0.00395

El resultado del punto de falla obtenido con una ataguía con elevación inicial de 87.00 msnm, es:

$$Q = 15,842 \text{ m}^3/\text{s}, n_{CFinal} = 0.0186, b = 7.513 \text{ m}, y$$

$$\beta = 2.79231 \text{ (índice de confiabilidad)}$$

La probabilidad de comportamiento satisfactorio es:

$$P_S = \Phi(2.79231) = 0.9977346$$

La probabilidad de falla considerando un año de operación es:

$$P_{Falla} = 1 - 0.9977346 = 0.0022654$$

El periodo de retorno asociado a esta probabilidad de falla es:

$$T_r = \frac{1}{0.0022654} = 441 \text{ Años}$$

Este análisis representa un incremento en la seguridad de más de 8 veces con respecto al análisis determinístico al pasar de una probabilidad de falla de 0.02 para un $T_r = 50$ años.

A.7 Etapas de Construcción

Las etapas de construcción se describen a continuación:

Inicio de la construcción. Como en todas las obras, el inicio de la construcción significa el inicio de los caminos dedicados para tal fin (recuérdese que “la velocidad de las obras depende de la velocidad de los caminos de construcción”), la instalación de campamentos, talleres, línea de alimentación eléctrica, etcétera. En muchos casos, estas actividades pueden llevarse hasta un año, o por lo menos de 10 a 11 meses.

Una vez realizadas las actividades previas en la primera etapa, se pretende llegar a lo mostrado en la Figura A.4, donde el río pasa por el cauce. Las siguientes actividades prioritarias son:

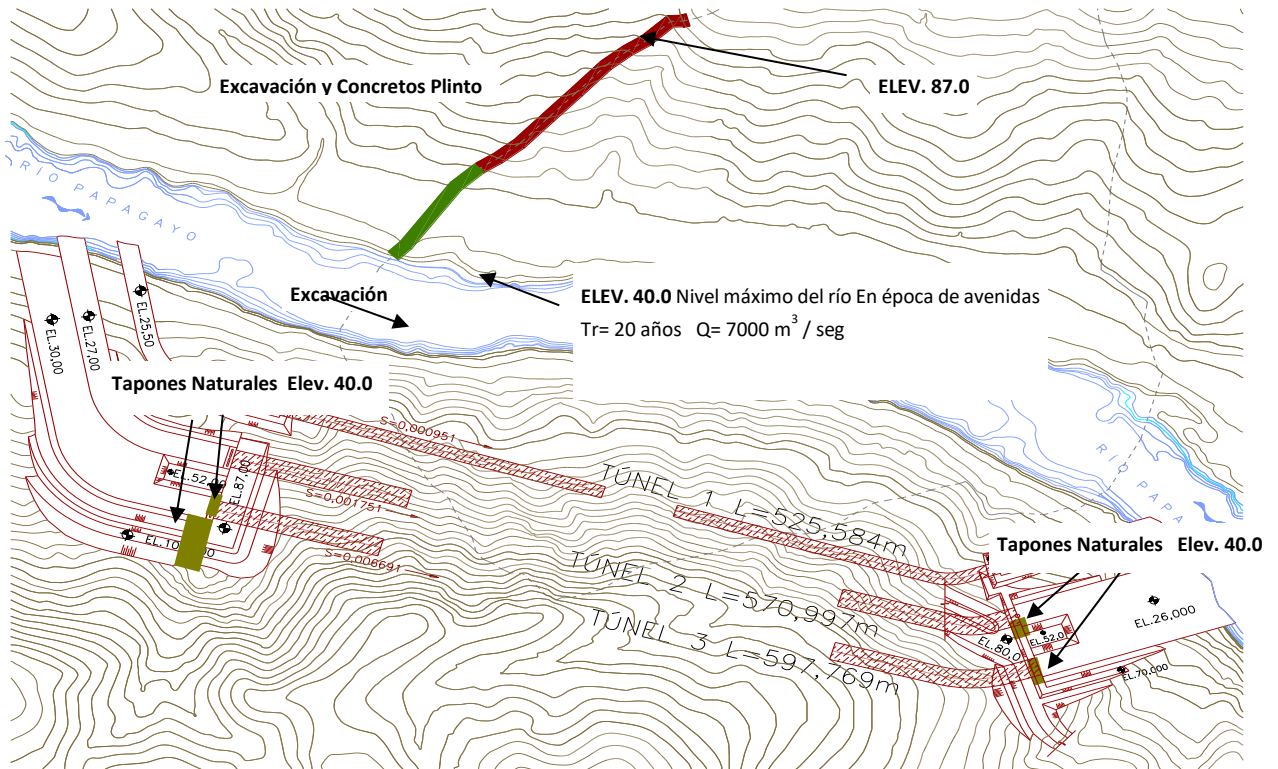


Figura A.4. Esquema de las obras al finalizar la primera etapa.

Etapas 1:

- Excavación Portales Túnel 1 al 100%.
- Excavación Túnel 1 al 90%.
- Excavación Portales Túneles 2 y 3 al 100%.
- Excavación Túneles 2 y 3 al 45%.
- Excavación y concretos Plinto en Margen Izquierda de Elev. 40.0 a la Elev. 87.00 m.s.n.m.
- Excavación Plinto en margen izquierda del lecho del río a la Elev. 40.0.

La segunda etapa de los trabajos debe cumplir con lo indicado en la Figura A.5.

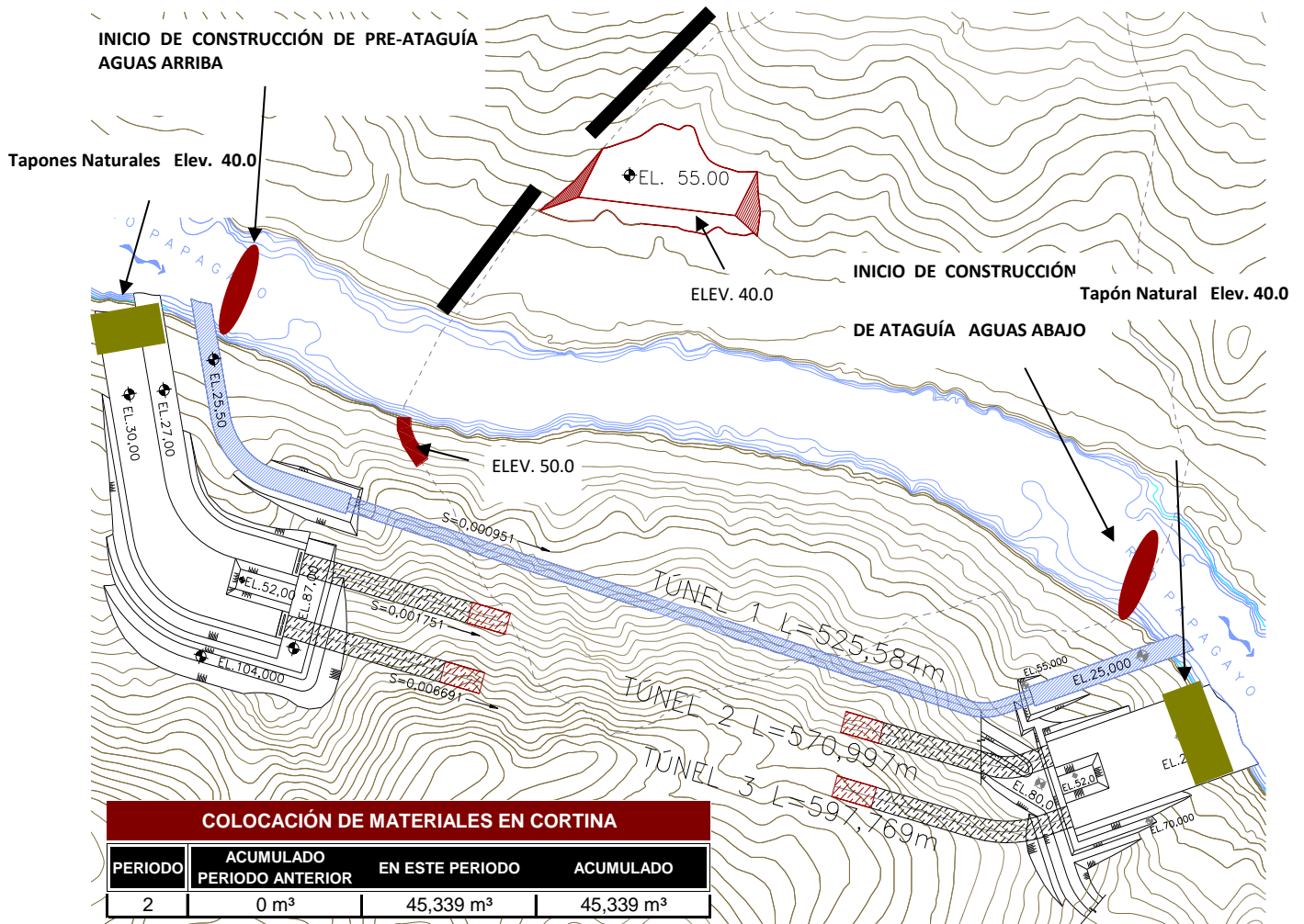


Figura A.5 Esquema de las obras al finalizar la segunda etapa.

Las actividades prioritarias de la segunda etapa de los trabajos, implica cumplir con lo siguiente.

Etapa 2:

- Se desvía el río por el túnel no. 1.
- Excavación de Túneles 2 y 3 a 95% y construcción de pantalla impermeable a 100% (Pre-ataguía aguas arriba a 60%) con un volumen de 33 516 m³.
- Construcción de pantalla impermeable a 100% y Ataguía Aguas Abajo a 50% (105 068 m³).
- Excavación y concretos Plinto margen derecha a Elev. 87.0 m.s.n.m. a 100%.
- Colocación de materiales aguas arriba en margen izquierda a la Elev. 87.00 m.s.n.m., (105 792 m³ en este periodo). El río pasa por el Túnel no. 1.

La tercera etapa de los trabajos debe cumplir con lo indicado en la Figura A.6.

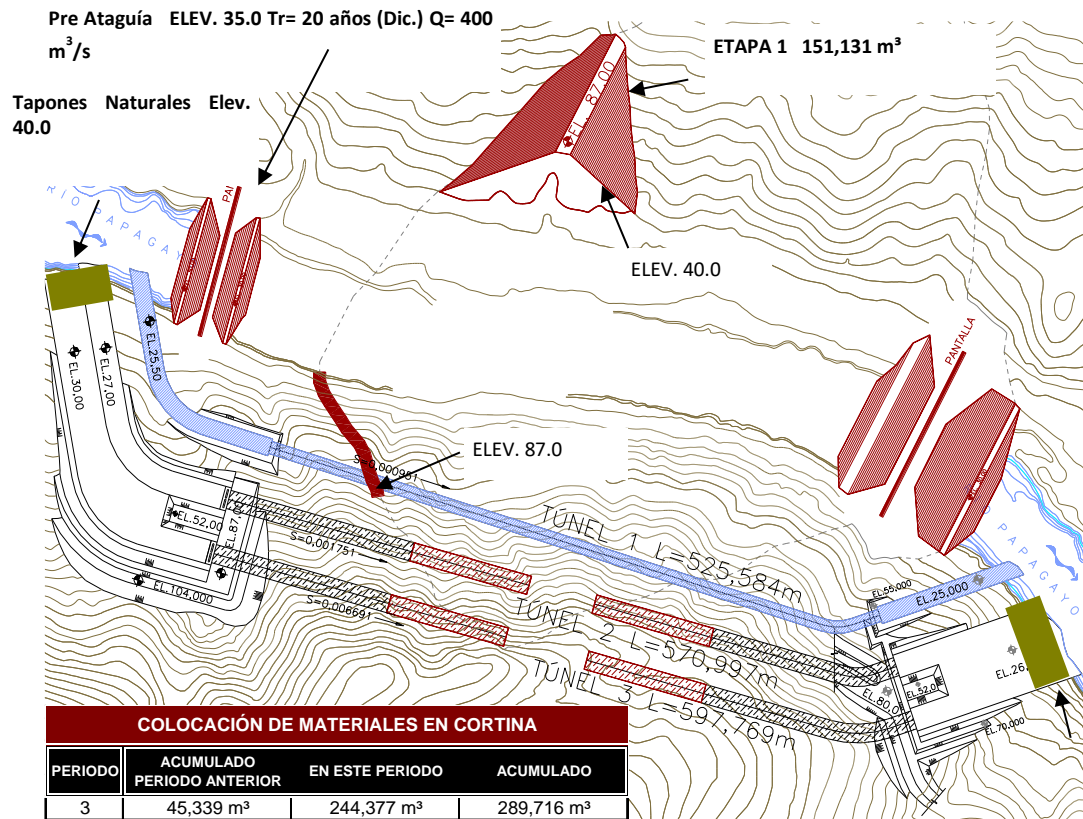


Figura A.6 Avance de las obras después de la tercera etapa de trabajos.

Las actividades a realizar en la tercera etapa de los trabajos deben ser:

Etapa 3:

- Excavación de los Túneles 2 y 3 a 100%, el río por los túneles 1, 2 y 3.
- Pre-atagüía aguas arriba Elev. 40.0 a 100% con un volumen de 22 344 m³ en este periodo.
- Pre-atagüía aguas arriba Elev. 40.0 a 100% con un volumen de 22 344 m³ en este periodo.
- Atagüía Aguas Abajo Elev. 43.0 a 100% con un volumen de 105 068 m³ en este periodo.

- Colocación de materiales ataguía Aguas Abajo, desfase 50 m. del plinto Elev. 45.0 (290 945 m³).

La cuarta etapa de los trabajos debe cumplir con lo indicado en la Figura A.7.

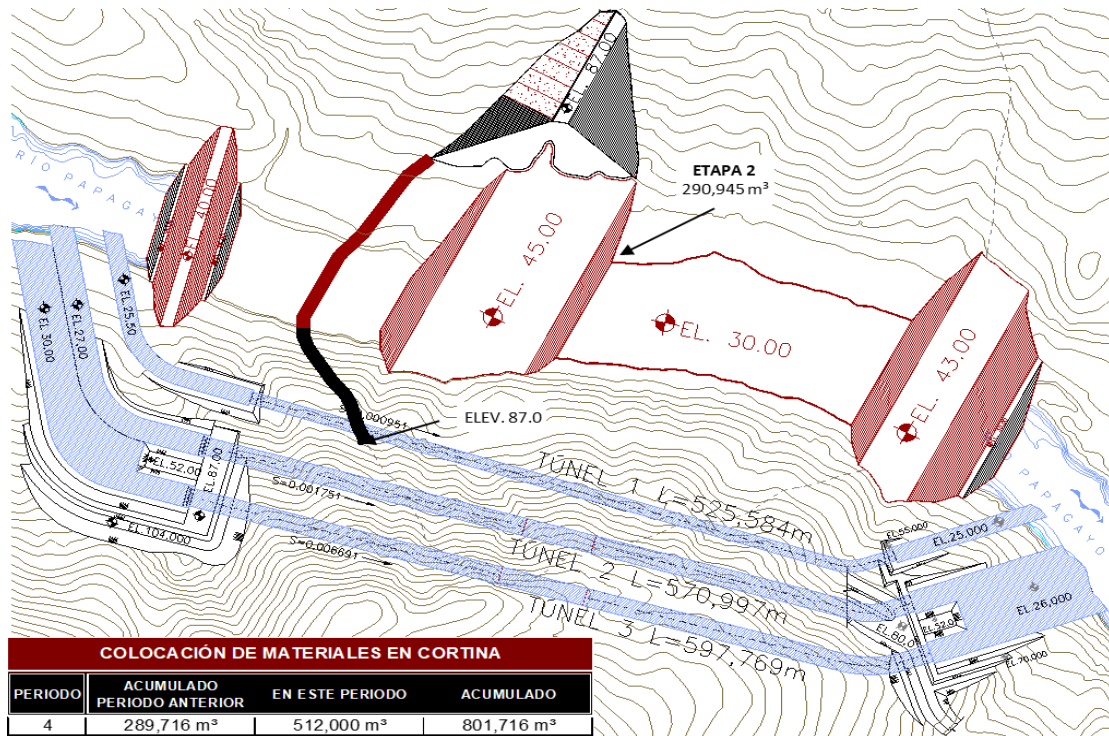


Figura A.7 Avance de las obras después de la cuarta etapa de trabajos.

Las actividades a realizar en la cuarta etapa de los trabajos deben ser:

Etapa 4:

- Manejo del río por túneles 1, 2 y 3.
- Pre-ataguía aguas arriba Elev. 40.0 a 100% (22 344 m³ en este periodo).
- Ataguía Aguas Abajo Elev. 43.0 a 100% (105 068 m³ en este periodo).
- Etapa 2, colocación de materiales Aguas Abajo desfase 50 m. del plinto Elev. 45.0 (290 945 m³).
- Fase 1-A cara de concreto en margen izq. Elev. 87.00 m.s.n.m.
- Excavación y concretos Plinto en el cauce del río a 100%.
- Colocación de materiales en el cuerpo de la cortina aguas abajo Elev.30.0 (93 643 m³). Se llega a mayo de 2006.

La quinta etapa de los trabajos debe cumplir con lo indicado en la Figura A.8.

Etapa 5:

- Colocación de materiales en Ataguía Aguas Ariba en cauce, Elev. 55.0 m.s.n.m. (252 524 m³).
- Losas de arranque en margen izquierda.
- Colocación de materiales en el cuerpo de la cortina a la Elev. 35.00 (267 476 m³).

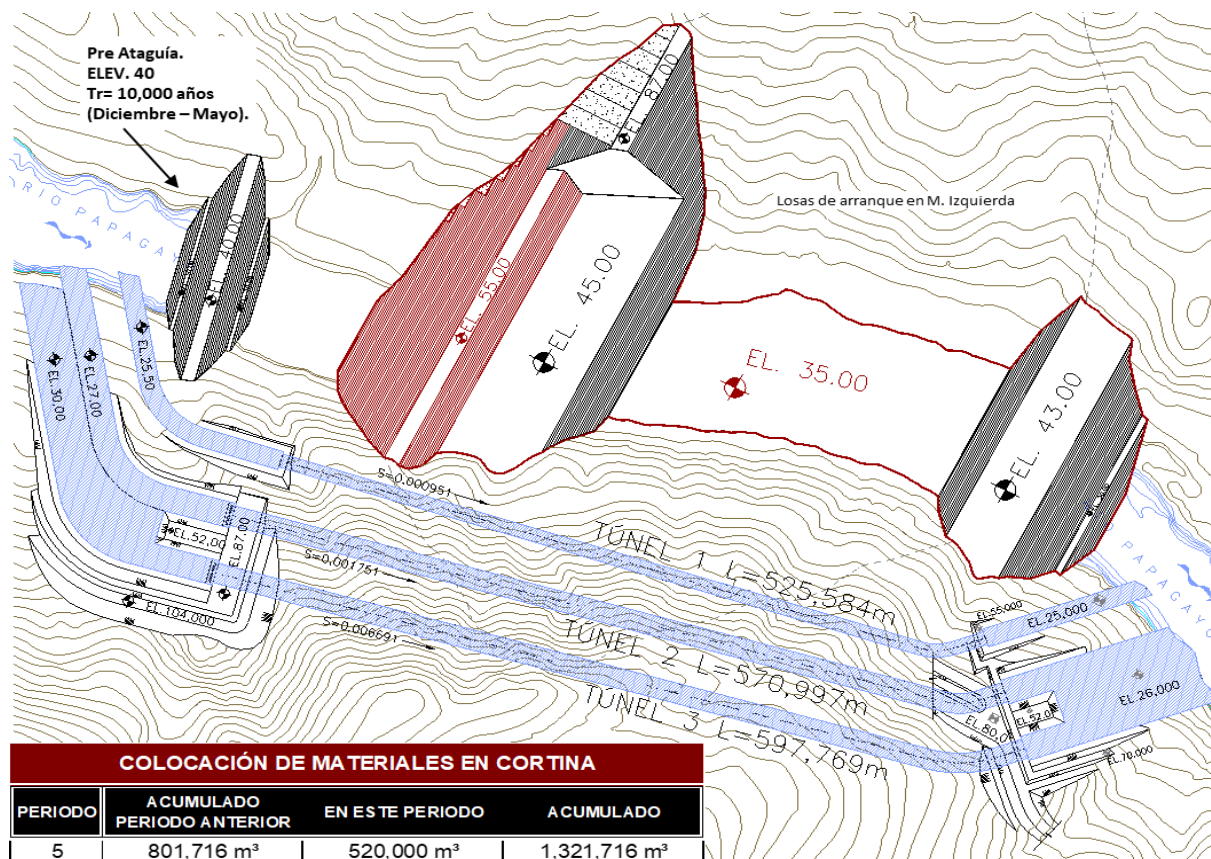


Figura A.8. Avance de las obras después de la quinta etapa de trabajos.

Las actividades a realizar en la sexta etapa de los trabajos deben ser:

Etapa 6:

- Colocación de materiales aguas abajo Elev.45.00 - 55.0 (177 351 m³)
- Fase 1, cara de concreto en cauce Elev. 50.00 m.s.n.m.
- Etapa 5, colocación de materiales Elev.70.0 (140 000 m³ en este periodo).

- Colocación de materiales en el cuerpo de la cortina a la Elev. 45.00 (496 649 m³).

La sexta etapa de los trabajos debe cumplir con lo indicado en la Figura A.9.

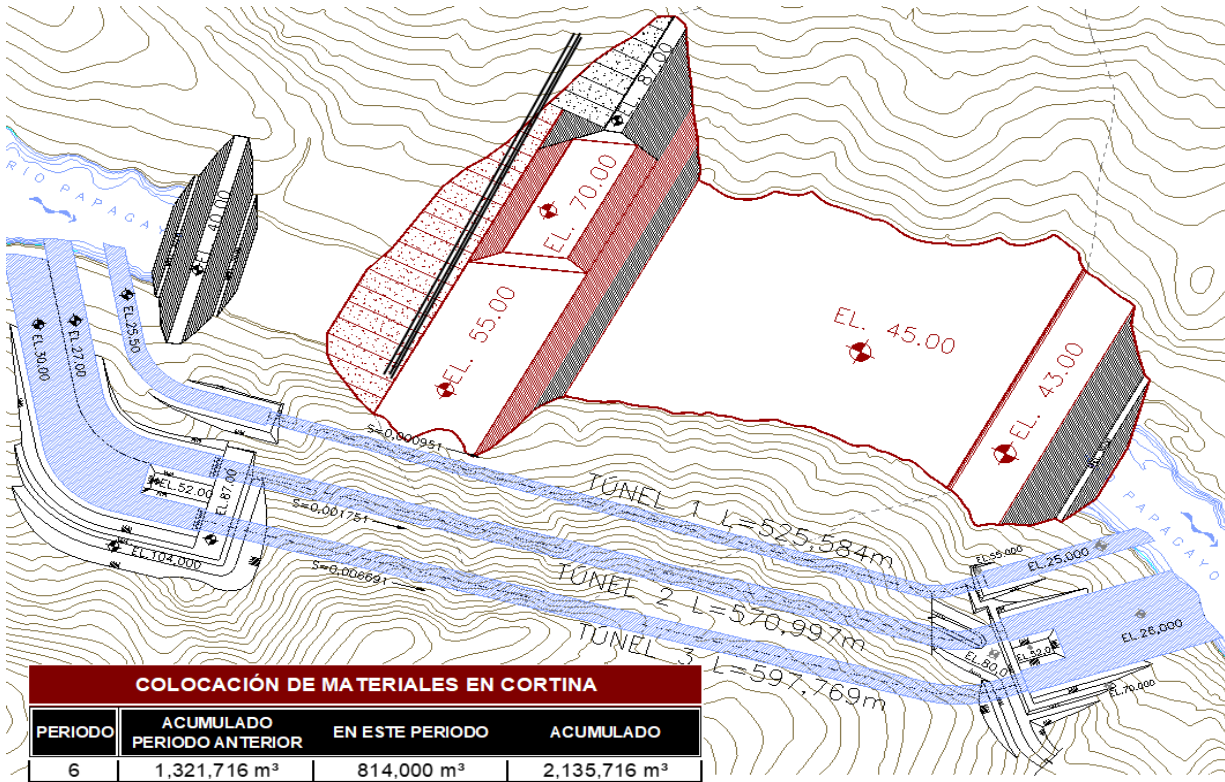


Figura A.9. Sexta etapa de los trabajos.

La séptima etapa de los trabajos debe cumplir con lo indicado en la Figura A.10.

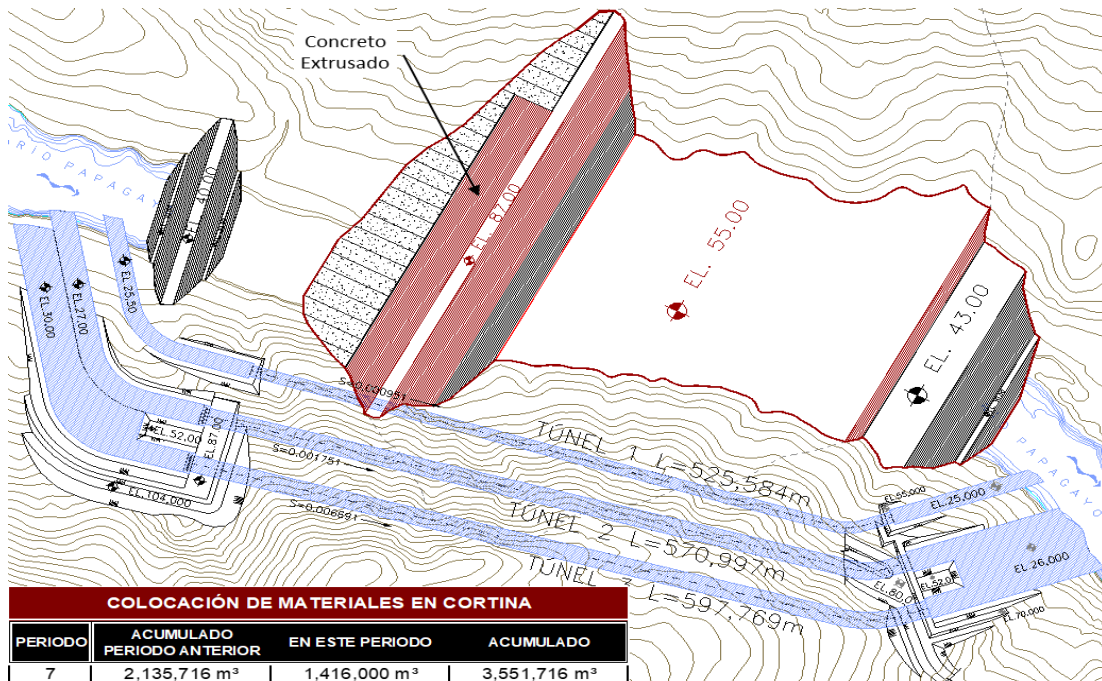


Figura A.10. Avance de las obras después de la séptima etapa de los trabajos.

Las actividades a realizar en esta etapa son:

Etapa 7:

- Colocación de materiales Elev. 55.00-87.0 m.s.n.m. (545 610 m³).
- Colocación de materiales en el cuerpo de la cortina a la Elev. 55.00 (870 390 m³).
- Para losa de concreto Elev. 50.00; Q = máximas anuales asociados a Tr = 10 años.
- Para concreto extrusado a la Elev. 87.00: Tr = 441 años.

Se alcanza la Elevación 87.00 msnm en el cuerpo de la ataguía integrada al cuerpo de la cortina con materiales y con concreto estrujado; es decir, se protege la obra de desvío para gastos de entrada con valores de entrada hasta de 15 842 m³/s que corresponde a un periodo de retorno Tr = 441 años.

Las actividades de colocación de materiales incluyendo el concreto estrujado, se vuelven críticas y prioritarias en el proceso constructivo.

Después de analizar el riesgo de esta opción, se llega a la conclusión de que el esquema seleccionado tiene una probabilidad de falla PF = 0.0022654 que está asociado a un

periodo de retorno de 441 años, lo cual podría hacer pensar que es un valor muy alto para una obra de desvío; sin embargo, debe considerarse que no hay otra posibilidad de manejar las avenidas extremas que pueden presentarse que esta estructura, por lo que se vuelve una excelente opción para la construcción del proyecto. Cuando se elija construir este tipo de esquemas, los periodos de retorno deben ser de este orden de magnitud.

La selección de una alternativa como la aquí presentada, permite ahorrar un año de construcción con el consecuente beneficio económico, que representa calor de 1 392 GWh, que, a precios de 2019, representa del orden de 100 MUSD.

Las actividades de construcción integradas para este análisis, se muestra en la Tabla A.9.

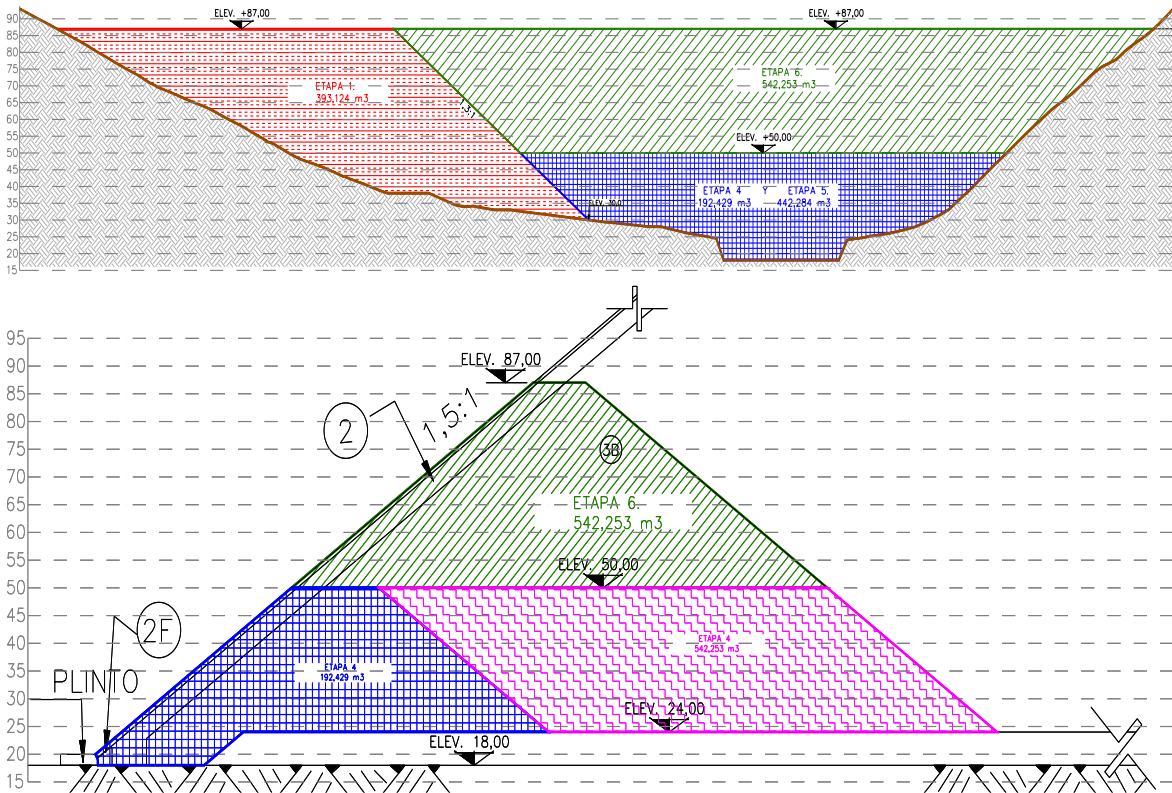


Figura A.11 Ataguía integrada al cuerpo de la cortina en las etapas de construcción.

La Figura A.12 muestra la sección transversal de la Ataguía integrada al cuerpo de la Cortina y las pre-ataguías empleadas para la construcción del proyecto.

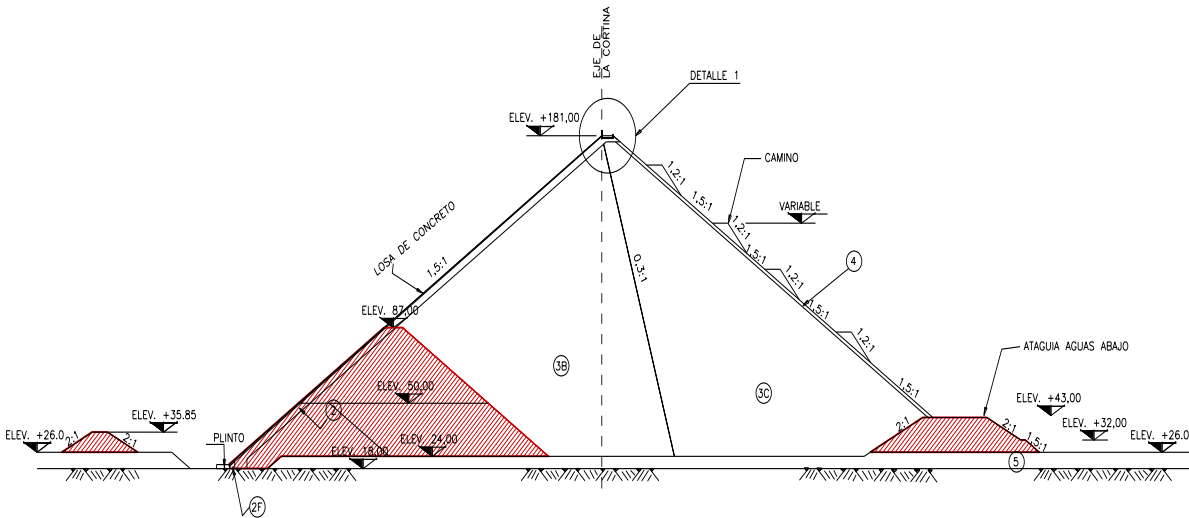


Figura A.12 Sección transversal de la Ataguía integrada al cuerpo de la cortina.

Anexo B. Aplicación del nuevo criterio de análisis para modelos hidráulicos

B.1 Introducción

La ecuación de Colebrook se ha considerado como la estándar para estimar el coeficiente de fricción en un régimen turbulento completamente desarrollado, debido a la dificultad que significa el hecho de que dicho factor de rugosidad queda implícito en ella para estimar la rugosidad compuesta; algunos autores han desarrollado criterios que emplean otro tipo de soluciones como la desarrollada por Elfman (2005) con el criterio de Nikuradse. En este Anexo se plantea, a partir de la formulación realizada en el Capítulo 6, los resultados del nuevo criterio que permite el cálculo de la rugosidad compuesta en túneles (en modelo o prototipo) con sección baúl utilizando la ecuación de Colebrook. Se parte de la experimentación realizada por los autores con la modelación que se hizo para la construcción de diversas Obras de Desvío en presas mexicanas (Aguamilpa, El Cajón y La Yesca), y se muestra la aplicación en uno de los modelos hidráulicos, concluyendo que es una metodología más científica, que es aplicable para el diseño de este tipo de obras.

Para conocer el comportamiento hidráulico de los túneles con estas condiciones de rugosidad, se construyeron modelos hidráulicos (Marengo, 2016) en los que, para su validación, se partió de un criterio propuesto por Elfman (1993) que toma como base las ecuaciones de Nikuradse (1933), en particular, en este análisis se adopta como velocidad máxima en los túneles analizados con sección baúl, una expresión que es aplicable sólo a tubos circulares, lo que no es del todo exacto.

Bajo esta óptica, se plantea el desarrollo de este nuevo criterio que toma como base la ecuación de Colebrook (1939); el cual permite estimar el comportamiento hidráulico de los túneles al operar como tubos llenos.

B.2 Modelos hidráulicos

Los autores de este artículo (Marengo, 2016), hicieron una comparación de modelos con rugosidad compuesta aplicada a materiales como acrílico, lija, plástico y carpeta, considerando cuatro criterios para su comportamiento en lo que a rugosidad se refiere Nikuradse (1933), Haland (1983), Churchil (1973) y Swamee (1976).

El aparato experimental utilizado para la modelación se muestra en la Figura B.1. Los ensayos se hicieron con túneles que tienen una sección $2b = 0,133 \times 0,133$ m, la pendiente es variable con 9 m de longitud. Las aristas de entrada y salida fueron redondeadas y se utilizaron cuatro materiales distintos; acrílico, lija, plástico y carpeta.

Se modelaron diferentes gastos con cada uno de los materiales señalados con el objeto de conocer sus propiedades hidráulicas en cada uno de ellos. Posteriormente, se hizo la modelación con materiales combinados utilizando el acrílico como material de fondo, la lija, el plástico, así como la carpeta en paredes y bóveda en cada uno de los túneles ensayados. En el análisis, se considera el criterio de similitud de Froude, considerando que el factor de fricción es independiente del número de Reynolds.



Figura B.1. Aparato experimental.

Para determinar el gradiente hidráulico entre dos secciones de los túneles estudiados, se midieron las cargas piezométricas en las secciones $6D$ y $28D$ de los túneles modelados ($L_{1-2} = 3.127$ m). De acuerdo con la geometría de las aristas de la entrada de los túneles, hay un fuerte efecto de la mezcla agua-aire aguas arriba de la sección $6D$, así como aguas abajo de la sección $28D$, por lo que los estudios como tubo lleno, se ubicaron en este tramo.

En el documento de Marengo (2016), se presentan los resultados obtenidos con modelos experimentales con un solo material. En la Tabla B.1 se muestra lo encontrado con el criterio de Colebrook y los obtenidos con las expresiones de Nikuradse, Haaland, Churchill y Swamee.

Se reportan para las pendientes $A1 = 0.0007$, $A2 = 0.001$ y $A3 = 0.004$. Para cada uno de los gastos estudiados, se reportó la velocidad media $V = Q/A$ y el número de Reynolds utilizado ($4R_e$) que considera un valor de la viscosidad cinemática del agua con valor $\nu = 0.000001 \text{ m}^2/\text{s}$, donde se obtiene el valor del coeficiente de rugosidad K_b , que es el que se usa en la modelación teórica de la rugosidad compuesta, para el material del fondo.

Tabla B.1. Resultados de Modelos con Acrílico.

S	$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	$V \text{ (m/s)}$	$4R_e$	λ	$K_{b \text{ medido}}$	Nikuradse	Haaland	Churchil	Swamee
A1 0.0007	0.0192	1.216	162077	0.01740	0.0000262	0.000080	0.000027	0.000063	0.000022
	0.0214	1.355	180648	0.01787	0.0000431	0.000090	0.000044	0.000075	0.000037
	0.0228	1.444	192467	0.01785	0.0000456	0.000089	0.000046	0.000075	0.000040
	0.0245	1.552	206817	0.01698	0.0000296	0.000072	0.000030	0.000058	0.000025
	0.0258	1.634	217791	0.01766	0.0000469	0.000085	0.000047	0.000072	0.000041
A2 0.001	0.0196	1.241	165454	0.01762	0.0000328	0.000084	0.000034	0.000068	0.000028
	0.0214	1.355	180648	0.01697	0.0000316	0.000072	0.000024	0.000057	0.000019
	0.0229	1.450	193311	0.01735	0.0000426	0.000079	0.000035	0.000065	0.000029
	0.0245	1.552	206817	0.01664	0.0000289	0.000065	0.000024	0.000052	0.000019
	0.0257	1.628	216947	0.01744	0.0000482	0.000081	0.000042	0.000068	0.000036
A3 0.004 Mean	0.0228	1.444	191102	0.01763	0.0000357	0.000081	0.000037	0.000066	0.000031
	0.0242	1.533	202836	0.01800	0.0000468	0.000088	0.000047	0.000075	0.000041
	0.0261	1.653	218761	0.01762	0.0000416	0.000080	0.000042	0.000068	0.000036
	0.0275	1.741	230495	0.01745	0.0000402	0.000077	0.000041	0.000065	0.000035
					0.0000387	0.000080	0.000037	0.000066	0.000031

B.3 Aplicación del nuevo criterio (Aldama-Marengo-Romero)

La aplicación del criterio de rugosidad compuesta se hizo en Marengo (2016) con detalle para los modelos Acrílico-Lija; en este anexo se presenta un análisis para los modelos Acrílico-Plástico que se han experimentado.

Los resultados experimentales del modelo Acrílico-Plástico efectuados, se muestran en la Tabla B.2.

Tabla B.2. Resultados de los Modelos Acrílico-Plástico

S	Q (m^3/s)	V (m/s)	$4R_e$	I	τ	λ_{medido}	K_{medido}
AP 0.001	0.016	1.013	134760	0.01299	0.43186	0.033013	0.000822
	0.017	1.077	143183	0.01565	0.52023	0.035227	0.001023
	0.019	1.203	160028	0.01891	0.62879	0.034086	0.000923
	0.020	1.267	168450	0.02177	0.72377	0.035409	0.001047
	0.021	1.330	176873	0.02431	0.80820	0.035864	0.001092
AP 0.004	0.017	1.077	143183	0.01579	0.52500	0.035550	0.001053
	0.018	1.140	151605	0.01837	0.61094	0.036900	0.001188
	0.020	1.267	168450	0.02109	0.70140	0.034315	0.000946
	0.021	1.330	176873	0.02345	0.77980	0.034604	0.000974
	0.023	1.457	193718	0.03121	1.03761	0.038385	0.001350
AP 0.008	0.018	1.140	151605	0.01743	0.57964	0.035010	0.001005
	0.020	1.267	168450	0.02111	0.70176	0.034333	0.000948
	0.021	1.330	176873	0.02419	0.80429	0.035690	0.001075
	0.022	1.393	185295	0.02673	0.88872	0.035933	0.001100
	0.024	1.520	202140	0.03174	1.05547	0.035859	0.001096

La aplicación del modelo M-A-R para el Caso I señalado líneas arriba, se muestra en la Tabla B.3 donde se obtiene la rugosidad absoluta que se calcula para las paredes y bóveda de los túneles.

Tabla B.3. Resultados del Modelo para el Acrílico-Plástico, Caso I.

S	Q (m^3/s)	λ	V (m/s)	$4R_e$	α	A_b (m^2)	A_w (m^2)	λ_b	λ_w	$K_{w,c}$
AP 0.001	0.016	0.033013	1.013	134760	0.173	0.0027	0.0131	0.02074	0.0382	0.00152
	0.017	0.035227	1.076	143183	0.164	0.0026	0.0132	0.02082	0.04083	0.00188
	0.019	0.034086	1.203	160028	0.166	0.0026	0.0132	0.02045	0.03940	0.00169
	0.020	0.035409	1.266	168450	0.160	0.0025	0.0133	0.02049	0.04120	0.001947
	0.021	0.035864	1.329	176873	0.158	0.0025	0.0133	0.02041	0.04158	0.002045
AP 0.004	0.017	0.035550	1.076	143183	0.163	0.0026	0.0132	0.02085	0.04127	0.001940
	0.018	0.036900	1.139	151605	0.157	0.0025	0.0133	0.02087	0.04314	0.00222
	0.020	0.034315	1.266	168450	0.164	0.0026	0.0132	0.02037	0.03974	0.001741
	0.021	0.034604	1.329	176873	0.162	0.0025	0.0133	0.02029	0.04045	0.001841
	0.023	0.038385	1.456	193718	0.148	0.0023	0.0135	0.02048	0.04535	0.002591
AP 0.008	0.018	0.035010	1.139	151605	0.164	0.0026	0.0135	0.02065	0.04060	0.001850
	0.020	0.034333	1.267	168450	0.164	0.0026	0.0135	0.02037	0.03976	0.001744

S	Q (m^3/s)	λ	V (m/s)	$4R_e$	α	A_b (m^2)	A_w (m^2)	λ_b	λ_w	$K_{w,c}$
	0.021	0.035690	1.330	176873	0.158	0.0025	0.0133	0.02042	0.04163	0.002010
	0.022	0.035933	1.457	185295	0.157	0.0025	0.0133	0.02032	0.04201	0.002067
	0.024	0.035859	1.520	202140	0.156	0.0024	0.0134	0.02013	0.04198	0.002070

Para la pendiente AP 0.001, a partir del gasto $Q = 0.020 m^3/s$, $V = 1.27 m/s$; $R_e = 168\,450.001$; $\lambda = 0.035409$. Considerando en la plantilla una rugosidad con valor $K_b = 0.0000387 mm$, se obtiene en el análisis un valor $a = 0.160 m$, para el cual, $A_b = 0.0025 m^2$, $A_w = 0.0133 m^2$, $\lambda_b = 0.02049$, $\lambda_w = 0.0412$, y el resultado de la rugosidad para paredes y bóveda es $K_w = 0.001947$.

Debe señalarse que, en los modelos estudiados con el material sólo del acrílico, el coeficiente de rugosidad es del orden de $\lambda = 0.0177$; el incremento a un valor $\lambda_b = 0.02049$ puede explicarse por la influencia de la rugosidad en las paredes y bóveda.

Para la aplicación del Caso II planteado en este documento, se parte de conocer que en el piso, $K_b = 0.0000387 mm$ y deben conocerse o suponerse las magnitudes de la rugosidad absoluta K_w de las paredes y bóveda del túnel analizado; entonces, se pueden estimar los parámetros λ , λ_b , λ_w , V_b , V_w , A_b , A_w , P_w y a .

Estos valores (K_w), no son conocidos en principio, por lo que se realizó un análisis estadístico de los valores antes obtenidos que arroja los resultados indicados en la Tabla B.4.

Tabla B.4. Valores estadísticos de la rugosidad absoluta en paredes y bóveda obtenidos a partir del Caso I.

Valor medio de K_w	Desviación estándar	Valor medio $-\sigma_{Kw}$	Valor medio $+\sigma_{Kw}$
0.001944	0.000252	0.001692	0.002192

Se plantean entonces tres criterios para la validación:

- Coefficientes de rugosidad en paredes con valores medios y desviación estándar.** Se adoptan los valores estadísticos con base en las marcas de clase calculados con el análisis estadístico; es decir, se escogen valores de $K_w = 0.001692$ para rugosidades menores a este, lo que ocurre con uno de los casos experimentales, valores medios con $K_w = 0.001944$ para los obtenidos entre este valor medio y el máximo ($K_w = 0.002192$) que son diez y tres valores de rugosidad que son superiores a este.

- b) **Coefficientes de rugosidad estimados por pendientes.** Se parte del valor medio de K_w , agrupado para cada pendiente analizada en el Caso I; con lo que se obtiene como resultado lo señalado en la Tabla B.5.

Tabla B.5. Valores de la rugosidad absoluta en paredes con el criterio de pendientes analizadas.

Pendiente	Valor medio de K_w
AP 0.001	0.001816
AP 0.004	0.002063
AP 0.008	0.001948

- c) **Criterio de discriminación con el número de Reynolds.** Se calculan con los números de Reynolds ($4R_e$) del análisis experimental el valor medio y la desviación estándar de esta variable; entonces, se obtienen para las marcas de clase correspondientes (véase la Tabla B.6), los valores estadísticos de las rugosidades absolutas obtenidas que se validarán. La cantidad de experimentos con valores del número de Reynolds menores a 147 350 son cuatro, corresponden nueve a las rugosidades que caen entre 147 350 y 186 182 y dos son superiores a dicho valor.

Tabla B.6. Valores de la rugosidad absoluta en paredes con el criterio del número de Reynolds.

Valores medios de $4R_e$	Valor medios de K_w
147,350	0.001692
166,767	0.001944
186,182	0.002192

Los resultados de aplicación del Caso II criterio a), se muestran en la Tabla B.7.

Tabla B.7. Resultados del Modelo nuevo para el Acrílico-Plástico, Caso II con el Criterio Estadístico (valores medios).

S	Q (m^3/s)	$K_{w,c}$	V (m/s)	$4R_e$	α	A_b (m^2)	A_w (m^2)	λ_b	λ_w	λ	K_C
AP 0.001	0.016	0.001692	1.013	134760	0.169	0.0027	0.0131	0.02086	0.03951	0.034287	0.000933
	0.017	0.001994	1.076	143183	0.163	0.0026	0.0132	0.02805	0.04129	0.035568	0.001050
	0.019	0.001994	1.203	160028	0.161	0.0025	0.0133	0.02059	0.04123	0.035448	0.001048
	0.020	0.001994	1.266	168450	0.160	0.0025	0.0133	0.02049	0.041195	0.035395	0.001045
	0.021	0.001994	1.329	176873	0.160	0.0025	0.0133	0.02039	0.04118	0.035347	0.001043
AP 0.004	0.017	0.001994	1.076	143183	0.163	0.0026	0.0132	0.02085	0.04129	0.035568	0.001055
	0.018	0.001994	1.139	151605	0.162	0.0025	0.0133	0.02072	0.04126	0.035506	0.001051
	0.020	0.001994	1.266	168450	0.160	0.0025	0.0133	0.02049	0.04119	0.035395	0.001045
	0.021	0.001994	1.329	176873	0.160	0.0025	0.0133	0.02035	0.04118	0.035347	0.001043
	0.023	0.002192	1.456	193718	0.154	0.0024	0.0134	0.02030	0.04282	0.03651	0.001158
AP 0.008	0.018	0.001994	1.139	151605	0.162	0.0025	0.0133	0.02072	0.04126	0.03551	0.001051
	0.020	0.001994	1.267	168450	0.160	0.0025	0.0133	0.02049	0.04119	0.03539	0.001045
	0.021	0.001994	1.330	176873	0.160	0.0025	0.0133	0.02035	0.04118	0.03535	0.001043
	0.022	0.002192	1.457	185295	0.155	0.0024	0.0134	0.02038	0.04285	0.03655	0.001610
	0.024	0.002192	1.520	202140	0.154	0.0024	0.0134	0.02018	0.04281	0.03647	0.001560

Para el criterio b) se indican en la Tabla B.8

Tabla B.8. Resultados del Modelo M-A-R para el Acrílico-Plástico, Caso II con el Criterio por pendientes.

S	Q (m^3/s)	$K_{w,c}$	V (m/s)	$4R_e$	α	A_b (m^2)	A_w (m^2)	λ_b	λ_w	λ	K_c
AP 0.001	0.016	0.001816	1.013	134760	0.166	0.0026	0.0132	0.020948	0.040419	0.034966	0.000950
	0.017	0.001816	1.076	143183	0.165	0.0026	0.0132	0.020797	0.040381	0.034897	0.000992
	0.019	0.001816	1.203	160028	0.164	0.0026	0.0132	0.020501	0.040330	0.034770	0.000986
	0.020	0.001816	1.266	168450	0.163	0.0026	0.0132	0.020392	0.040299	0.034724	0.000983
	0.021	0.001816	1.329	176873	0.162	0.0025	0.0132	0.020295	0.040269	0.034675	0.000980
AP 0.004	0.017	0.002063	1.076	143183	0.160	0.0025	0.0133	0.020950	0.042098	0.036175	0.001113
	0.018	0.002063	1.139	151605	0.160	0.0025	0.0133	0.020772	0.042082	0.036114	0.001110
	0.020	0.002063	1.266	168450	0.158	0.0025	0.0133	0.020543	0.042018	0.036004	0.001103
	0.021	0.002063	1.329	176873	0.158	0.0025	0.0133	0.020405	0.042006	0.035956	0.001101
	0.023	0.002063	1.456	193718	0.156	0.0024	0.0133	0.020238	0.041944	0.035868	0.001095
AP 0.008	0.018	0.001948	1.139	151605	0.162	0.0025	0.0132	0.020714	0.041288	0.035526	0.001053
	0.020	0.001948	1.267	168450	0.160	0.0025	0.0133	0.020485	0.041224	0.035416	0.001047
	0.021	0.001948	1.330	176873	0.160	0.0025	0.0133	0.020347	0.041212	0.035368	0.001045
	0.022	0.001948	1.457	185295	0.159	0.0025	0.0133	0.020259	0.041183	0.035323	0.001042
	0.024	0.001948	1.520	202140	0.159	0.0025	0.0133	0.020063	0.041145	0.035242	0.001037

Para el criterio c) los resultados se señalan en la Tabla B.9.

Tabla B.9. Resultados del Modelo para el Acrílico-Plástico, Caso II con el Criterio de discriminación con el Número de Reynolds.

S	Q (m^3/s)	$K_{w,c}$	V (m/s)	$4R_e$	α	A_b (m^2)	A_w (m^2)	λ_b	λ_w	λ	K_c
AP 0.001	0.016	0.001692	1.013	134760	0.169	0.0027	0.0131	0.02086	0.03951	0.034287	0.000933
	0.017	0.001692	1.076	143183	0.168	0.0026	0.0132	0.02076	0.03947	0.034218	0.000930
	0.019	0.001994	1.203	160028	0.161	0.0025	0.0133	0.02059	0.04123	0.035448	0.001048
	0.020	0.001994	1.266	168450	0.160	0.0025	0.0133	0.02049	0.041195	0.035395	0.001045
	0.021	0.001994	1.329	176873	0.160	0.0025	0.0133	0.02039	0.04118	0.035347	0.001043
AP 0.004	0.017	0.001994	1.076	143183	0.163	0.0026	0.0132	0.02085	0.04129	0.035568	0.001055
	0.018	0.001994	1.139	151605	0.162	0.0025	0.0133	0.02072	0.04126	0.035506	0.001051
	0.020	0.001994	1.266	168450	0.160	0.0025	0.0133	0.02049	0.04119	0.035395	0.001045
	0.021	0.001994	1.329	176873	0.160	0.0025	0.0133	0.02035	0.04118	0.035347	0.001043
	0.023	0.002192	1.456	193718	0.154	0.0024	0.0134	0.02030	0.04282	0.03651	0.001158
AP 0.008	0.018	0.001994	1.139	151605	0.162	0.0025	0.0133	0.02072	0.04126	0.03551	0.001051
	0.020	0.001994	1.267	168450	0.160	0.0025	0.0133	0.02049	0.04119	0.03539	0.001045
	0.021	0.001994	1.330	176873	0.160	0.0025	0.0133	0.02035	0.04118	0.03535	0.001043
	0.022	0.001994	1.457	185295	0.159	0.0025	0.0133	0.02026	0.041154	0.035302	0.00104
	0.024	0.002192	1.520	202140	0.154	0.0024	0.0134	0.02018	0.04281	0.03647	0.001156

A manera de resumen se muestran en la Tabla B.10 los resultados de la rugosidad absoluta medidos con la ecuación de Colebrook en la fase experimental y los calculados con estos tres criterios.

Tabla B.10. Valores de la rugosidad medida, calculadas con los criterios estadístico (valores medios), pendientes y discriminación con el número de Reynolds.

S	Q (m^3/s)	V (m/s)	$4R_e$	$K_{Medido\ experimental}$	$K_{Valores\ medios}$	$K_{Pendientes}$	$K_{Reynolds}$
AP 0.001	0.016	1.013	134760	0.000822	0.000933	0.000950	0.000933
	0.017	1.076	143183	0.001023	0.001050	0.000992	0.000930
	0.019	1.203	160028	0.000923	0.001048	0.000986	0.001048
	0.020	1.266	168450	0.001047	0.001045	0.000983	0.001045
	0.021	1.329	176873	0.001092	0.001043	0.000980	0.001043
AP 0.004	0.017	1.076	143183	0.001053	0.001055	0.001113	0.001055
	0.018	1.139	151605	0.001188	0.001051	0.001110	0.001051
	0.020	1.266	168450	0.000946	0.001045	0.001103	0.001045
	0.021	1.329	176873	0.000974	0.001043	0.001101	0.001043
	0.023	1.456	193718	0.001350	0.001158	0.001095	0.001158
AP 0.008	0.018	1.139	151605	0.001005	0.001051	0.001053	0.001051
	0.020	1.267	168450	0.000948	0.001045	0.001047	0.001045
	0.021	1.330	176873	0.001075	0.001043	0.001045	0.001043
	0.022	1.457	185295	0.001100	0.001610	0.001042	0.00104
	0.024	1.520	202140	0.001096	0.001560	0.001037	0.00156

Para efectos de comparación, aunque no se conocen con exactitud los valores de la rugosidad absoluta en paredes y bóveda, se aplica el nuevo criterio con los resultados obtenidos de rugosidad en las paredes K_w de la Tabla B.3, los resultados se muestran en la Tabla B.11. Debe señalarse que los resultados obtenidos de rugosidad absoluta media son iguales a los obtenidos en la fase experimental.

Tabla B.11. Resultados del Modelo para el Acrílico-Plástico para el Caso II.

S	Q (m ³ /s)	$K_{w,c}$	V (m/s)	$4R_e$	α	A_b (m ²)	A_w (m ²)	λ_b	λ_w	λ	K_c
AP 0.001	0.016	0.00152	1.013	134760	0.173	0.0027	0.0131	0.02074	0.0382	0.033013	0.000822
	0.017	0.00188	1.076	143183	0.164	0.0026	0.0132	0.02082	0.04083	0.035227	0.001023
	0.019	0.00169	1.203	160028	0.166	0.0026	0.0132	0.02045	0.03940	0.034086	0.000923
	0.020	0.001947	1.266	168450	0.160	0.0025	0.0133	0.02049	0.04120	0.035409	0.001047
	0.021	0.002045	1.329	176873	0.158	0.0025	0.0133	0.02041	0.04158	0.035864	0.001092
AP 0.004	0.017	0.001940	1.076	143183	0.163	0.0026	0.0132	0.02085	0.04127	0.035550	0.001053
	0.018	0.00222	1.139	151605	0.157	0.0025	0.0133	0.02087	0.04314	0.036900	0.001188
	0.020	0.001741	1.266	168450	0.164	0.0026	0.0132	0.02037	0.03974	0.034315	0.000946
	0.021	0.001841	1.329	176873	0.162	0.0025	0.0133	0.02029	0.04045	0.034604	0.000974
	0.023	0.002591	1.456	193718	0.148	0.0023	0.0135	0.02048	0.04535	0.038385	0.001350
AP 0.008	0.018	0.001850	1.139	151605	0.164	0.0026	0.0135	0.02065	0.04060	0.035010	0.001005
	0.020	0.001744	1.267	168450	0.164	0.0026	0.0135	0.02037	0.03976	0.034333	0.000948
	0.021	0.002010	1.330	176873	0.158	0.0025	0.0133	0.02042	0.04163	0.035690	0.001075
	0.022	0.002067	1.457	185295	0.157	0.0025	0.0133	0.02032	0.04201	0.035933	0.001100
	0.024	0.002070	1.520	202140	0.156	0.0024	0.0134	0.02013	0.04198	0.035859	0.001096

B.4. Análisis estadístico

Para conocer los mejores criterios de aplicación de este tipo de criterios, se recurre a un análisis estadístico como el presentado por Offor, U. H. y Alabi, S. B. (2016), que se basa en lo siguiente:

Calcular la rugosidad absoluta $K_{calc,i}$ con el criterio seleccionado (Estadístico, Promedio de Pendientes o discretización con el número de Reynolds).

Calcular la rugosidad absoluta $K_{med,i}$ a partir del modelo hidráulico que se considera como el medido.

Se calculan los siguientes parámetros:

Error Absoluto

$$EA = |K_{med,i} - K_{calc,i}| \quad (B.1)$$

Error Cuadrático Medio

$$ECM = \sum_{i=1}^n \frac{(K_{med,i} - K_{calc,i})^2}{n} \quad (B.2)$$

Error Relativo

$$ER = \frac{|K_{med,i} - K_{calc,i}|}{K_{med,i}} 100 \quad (B.3)$$

Error Relativo Medio

$$ERM = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{|K_{med,i} - K_{calc,i}|}{K_{med,i}} 100 \quad (B.4)$$

Desviación estándar

$$\Delta_{SD} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{K_{med,i} - K_{calc,i}}{K_{med,i}} \right)^2}{n}} \quad (B.5)$$

$$\overline{K_m} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{K_{med,i} - K_{calc,i}}{K_{med,i}} \right) \quad (B.6)$$

Donde $\overline{K_m}$ es el valor medio de $K_{med,i}$ para el conjunto de valores analizados.

En la Tabla B.12, se muestran los resultados del análisis estadístico para los valores estadísticos medios.

Tabla B.12 Cálculo estadístico con valores de la rugosidad media calculadas con el criterio estadístico.

S	Q (m^3/s)	$K_{med,i}$	$K_{calc,i}$	$K_{calc,i} - K_{med,i}$	$\left(\frac{K_{calc,i} - K_{med,i}}{K_{med,i}} \right)^2$	ER	$\left(\frac{K_{med,i} - K_{calc,i}}{K_{med,i}} \right)^2$	$\left(\frac{K_{med,i} - K_{calc,i}}{K_{med,i}} \right)^2$
AP0.001	0.016	0.000822	0.00093	0.00011	1.232E-08	13.504	1.232E-08	0.018235
	0.017	0.001023	0.00105	0.00003	7.290E-10	2.639	7.290E-10	0.000697
	0.019	0.000923	0.00105	0.00013	1.5625E-08	13.543	1.563E-08	0.018341
	0.020	0.001047	0.00105	0.00000	4E-12	0.191	4.000E-12	0.000004
	0.021	0.001092	0.00104	0.00005	2.401E-09	4.487	2.401E-09	0.002013
0.004	0.017	0.001053	0.00106	0.00000	4E-12	0.190	4.000E-12	0.000004
	0.018	0.001188	0.00105	0.00014	1.877E-08	11.532	1.877E-08	0.013299
	0.020	0.000946	0.00105	0.00010	9.801E-09	10.465	9.801E-09	0.010952
	0.021	0.000974	0.00104	0.00007	4.761E-09	7.084	4.761E-09	0.005019
	0.023	0.001350	0.00116	0.00019	3.686E-08	14.222	3.686E-08	0.020227
0.008	0.018	0.001005	0.00105	0.00005	2.116E-09	4.577	2.116E-09	0.002095
	0.020	0.000948	0.00105	0.00010	9.409E-09	10.232	9.409E-09	0.010470
	0.021	0.001075	0.00104	0.00003	1.024E-09	2.977	1.024E-09	0.000886
	0.022	0.001100	0.00161	0.00051	2.601E-07	46.364	2.601E-07	0.214959
	0.024	0.001096	0.00156	0.00046	2.152E-07	42.336	2.153E-07	0.179232
Media		0.0010428						

S	Q (m^3/s)	$K_{med,i}$	$K_{calc,i}$	$K_{calc,i} - K_{med,i}$	$(\frac{K_{calc,i} - K_{med,i}}{K_{med,i}})^2$	ER	$(\frac{K_{med,i} - K_{calc,i}}{K_{med,i}})^2$
<i>ECM</i>					3.928E-08		
<i>ERM</i>						12.290	
Desviación estándar							0.1892

El coeficiente de correlación obtenido con un modelo lineal para este escenario resulta de 0.83760, el error cuadrático medio es $ECM = 3.928 \times 10^{-8}$, el error relativo medio es $ERM = 0.1229$, la desviación estándar es 0.1892. En la Tabla B.13, se muestran los resultados del análisis estadístico para los valores de la rugosidad con el criterio de pendientes medias.

Tabla B.13. Cálculo estadístico con valores de la rugosidad calculadas con el criterio de pendientes.

S	Q (m^3/s)	$K_{med,i}$	$K_{calc,i}$	$K_{calc,i} - K_{med,i}$	$(\frac{K_{calc,i} - K_{med,i}}{K_{med,i}})^2$	ER	$(\frac{K_{med,i} - K_{calc,i}}{K_{med,i}})^2$
AP 0.001	0.016	0.000822	0.000950	0.00013	1.638E-08	15.572	1.232E-08
	0.017	0.001023	0.000992	0.00003	9.61E-10	3.030	7.290E-10
	0.019	0.000923	0.000986	0.00006	3.969E-09	6.826	1.563E-08
	0.020	0.001047	0.000983	0.00006	4.096E-09	6.113	4.000E-12
	0.021	0.001092	0.000980	0.00011	1.254E-08	10.256	2.401E-09
AP 0.004	0.017	0.001053	0.001113	0.00006	3.6E-09	5.698	4.000E-12
	0.018	0.001188	0.001110	0.00008	6.084E-09	6.566	1.877E-08
	0.020	0.000946	0.001103	0.00016	2.465E-08	16.596	9.801E-09
	0.021	0.000974	0.001101	0.00013	1.613E-08	13.039	4.761E-09
	0.023	0.001350	0.001095	0.00026	6.503E-08	18.889	3.686E-08
AP 0.008	0.018	0.001005	0.001053	0.00005	2.304E-09	4.776	2.116E-09
	0.020	0.000948	0.001047	0.00010	9.801E-09	10.443	9.409E-09
	0.021	0.001075	0.001045	0.00003	9E-10	2.791	1.024E-09
	0.022	0.001100	0.001042	0.00006	3.364E-09	5.273	2.601E-07
	0.024	0.001096	0.001037	0.00006	3.481E-09	5.383	2.153E-07
Media		0.0010428					
<i>ECM</i>					1.155E-08		
<i>ERM</i>						8.750	
Desviación estándar							0.10050

El coeficiente de correlación obtenido con un modelo lineal para este escenario resulta de 0.92705, el error cuadrático medio es $ECM = 1.155 \times 10^{-8}$, el error relativo medio es $ERM = 0.0875$, la desviación estándar es 0.1005.

En la Tabla B.14, se muestran los resultados del análisis estadístico para los valores de la rugosidad con el criterio de discriminación del número de Reynolds.

Tabla B.14. Cálculo estadístico con valores de la rugosidad calculadas con el criterio de discriminación del número de Reynolds.

<i>S</i>	<i>Q</i> (m ³ /s)	<i>K_{med,i}</i>	<i>K_{calc,i}</i>	$\frac{K_{calc,i}}{K_{med,i}}$	$(\frac{K_{calc,i}}{K_{med,i}} - 1)^2$	<i>ER</i>	$(\frac{K_{med,i} - K_{calc,i}}{K_{med,i}})^2$	$(\frac{K_{med,i} - K_{calc,i}}{K_{med,i}})^2$
AP 0.001	0.016	0.000822	0.00093	0.00011	1.232E-08	13.504	1.232E-08	0.01823
	0.017	0.001023	0.00093	0.00009	7.290E-10	9.091	7.290E-10	0.00826
	0.019	0.000923	0.00105	0.00013	1.5625E-08	13.543	1.563E-08	0.01834
	0.020	0.001047	0.00105	0.00000	4E-12	0.191	4.000E-12	0.00000
	0.021	0.001092	0.00104	0.00005	2.401E-09	4.487	2.401E-09	0.00201
0.004	0.017	0.001053	0.00106	0.00000	4E-12	0.190	4.000E-12	0.00000
	0.018	0.001188	0.00105	0.00014	1.877E-08	11.532	1.877E-08	0.01330
	0.020	0.000946	0.00105	0.00010	9.801E-09	10.465	9.801E-09	0.01095
	0.021	0.000974	0.00104	0.00007	4.761E-09	7.084	4.761E-09	0.00502
	0.023	0.001350	0.00116	0.00019	3.686E-08	14.222	3.686E-08	0.02023
0.008	0.018	0.001005	0.00105	0.00005	2.116E-09	4.577	2.116E-09	0.00209
	0.020	0.000948	0.00105	0.00010	9.409E-09	10.232	9.409E-09	0.01047
	0.021	0.001075	0.00104	0.00003	1.024E-09	2.977	1.024E-09	0.00089
	0.022	0.001100	0.00104	0.00006	2.601E-07	5.455	2.601E-07	0.00298
	0.024	0.001096	0.00156	0.00046	2.152E-07	42.336	2.153E-07	0.17923
Media		0.0010428						
<i>ECM</i>					2.2710E-08			
<i>ERM</i>						9.992		
Desviación estándar								0.1395

El coeficiente de correlación obtenido con un modelo lineal para este escenario resulta de 0.8752, el error cuadrático medio es $ECM = 2.2710 \times 10^{-8}$, el error relativo medio es $ERM = 0.0992$, la desviación estándar es 0.1395.

Bajo esta óptica, la mejor aproximación considerando la correlación, ocurre para el criterio con pendientes; en este caso, el error cuadrático medio es el menor de los tres, respecto al error relativo medio, el valor de 8.75%, también es el menor.

La conclusión es que, para un nuevo modelo debería escogerse el criterio que permite estimar las rugosidades absolutas en paredes y bóveda con base en las pendientes que se están probando.

La Tabla B.15 muestra el resumen de los valores de rugosidad absoluta medidos de forma experimental, los calculados con los tres criterios propuestos, y finalmente, los calculados con el criterio Aldama-Marengo-Romero, considerando la rugosidad absoluta de paredes y bóveda calculados en el Caso I, que son enteramente iguales a los medidos.

Tabla B.15. Valores comparativos de las rugosidades absolutas estudiados en el análisis.

S	Q (m^3/s)	V (m/s)	$K_{medido\ experimental}$	Estadístico medios	Pendientes	Discriminación del R_e	K_{calc}
AP 0.001	0.016	1.013	0.000822	0.000462	0.000391	0.000438	0.000822
	0.017	1.076	0.001023	0.000469	0.000404	0.000448	0.001023
	0.019	1.203	0.000923	0.000472	0.000409	0.000452	0.000923
	0.020	1.266	0.001047	0.000461	0.000403	0.000443	0.001047
	0.021	1.329	0.001092	0.000560	0.000504	0.000546	0.001092
AP 0.004	0.017	1.076	0.001053	0.000601	0.000533	0.000583	0.001053
	0.018	1.139	0.001188	0.000443	0.000381	0.000423	0.001188
	0.020	1.266	0.000946	0.000544	0.000484	0.000528	0.000946
	0.021	1.329	0.000974	0.000620	0.000563	0.000608	0.000974
	0.023	1.456	0.001350	0.000500	0.000446	0.000486	0.001350
AP 0.008	0.018	1.139	0.001005	0.000895	0.000834	0.000893	0.001005
	0.020	1.267	0.000948	0.000687	0.000626	0.000676	0.000948
	0.021	1.330	0.001075	0.000790	0.000734	0.000786	0.001075
	0.022	1.457	0.001100	0.000604	0.000549	0.000593	0.001100
	0.024	1.520	0.001096	0.000769	0.000719	0.000767	0.001096
			Coficiente Correlación	0.8376	0.9275	0.8752	1.000

B.5 Conclusiones

A partir del análisis efectuado, se muestran las siguientes conclusiones:

Al comparar los resultados obtenidos del nuevo modelo con los calculados de manera experimental, se demuestra la validez de la comparación al calcular los coeficientes de fricción λ_b , λ_w y λ_c al aplicar el Caso I, y los calculados con el Caso II.

A partir de las condiciones de operación hidráulicas de los modelos probados, el coeficiente de fricción λ calculado con la Ecuación de Colebrook-White, adaptada a la geometría de la sección baúl, resulta relevante para el análisis realizado.

Dentro de los resultados relevantes del análisis estadístico efectuado, los tres criterios estudiados, muestran un coeficiente de correlación alto (0.9275) al agrupar las rugosidades absolutas por pendientes, y valores medios (0.8752) para el criterio con valores medios de la rugosidad y (0.8376) para el criterio con discriminación por el número de Reynolds.

Sin embargo, el que mejor se aproxima a los obtenidos de forma experimental, es el obtenido con la nueva metodología aquí propuesta, al repetir los valores de rugosidad absoluta calculados con este nuevo criterio.

Como resultado del análisis puede decirse que cualquiera de los criterios planteados, son aplicables a un proceso de estudio experimental como el aquí propuesto; sin embargo, de antemano es preferible agrupar las rugosidades absolutas por pendientes y posteriormente aplicar reiteradamente la metodología planteada en forma reiterativa aproximándose a la solución final.

Puede decirse que el análisis con la ecuación de Colebrook-White, es un método más científico que el propuesto por Elfman con la Ecuación de Nikuradse, se obtienen resultados más realistas y describe de una mejor manera los fenómenos estudiados.

Como se ha comentado en estudios anteriores, será posible estudiar túneles con rugosidad compuesta, aplicables a otras geometrías como la herradura o la circular, sobre todo, adaptar este nuevo criterio a su aplicación a prototipos.

Bibliografía

- Comisión Federal de Electricidad. *Memoria descriptiva de las obras de desvío del P.H. Aguamilpa*, informe interno, Residencia de Construcción del P. H. Aguamilpa. CFE, 1994.
- Aldama, A., Ramírez, A. I., Aparicio, J., Mejía, R., y Ortega, E. *Seguridad Hidrológica de Presas*. México, D.F.: IMTA, 2006.
- Ang, A., y Tang, W. *Probability concepts in engineering planning and design*. New York: John Wiley & Sons, 1984.
- Benson, R. P. «Design of unlined and lined pressure tunnels.» *Tunnelling and Underground Space Technology* 4, n° 2 (1989): 155-170.
- Berthouex, P. M. «Modeling Concepts Considering Process Performance, Variability, and Uncertainty.» En *Mathematical Modeling for Water Pollution Control Processes*, 405-439. Michigan: Ann Arbor Science Publishers, Inc., 1975.
- Bombardelli, F., y Garcia, H. M. «Hydraulic Design of Large-Diameter Pipes.» *Journal of Hydraulic Engineering* 129, n° 11 (2003): 567-573.
- Centro Nacional de Prevención de Desastres. *Coordinación de riesgos hidrometeorológicos (programas de análisis)*. CENAPRED, 2001.
- Chow Ven, T. *Open channel hydraulics*. International Student Edition. New York: McGraw-Hill, 1959.
- Christensen, B. A., y Krishnamurthy, M. «Equivalent Roughness for shallow channels.» *Journal of Hydraulic Engineering* 98 (1972): 2257-2263.
- Churchill, S. W. «Empirical expressions for the shear stress in turbulent flow in commercial pipe.» *Chemical Engineering* 19, n° 2 (1973): 375-376.
- Colebatch, G. T. «Model tests on the Lawrence canal roughness coefficients.» *Journal of the Institution of Civil Engineers* 13, n° 2 (1941): 27-32.
- Colebrook, C. «Turbulent flow in pipes, with particular reference to the transition region between the smooth and rough pipe laws.» *Journal of the Institution of Civil Engineers* 11, n° 4 (1939): 133-156.
- Cooke, B. *The International Symposium on CFRD-Honoring to B. J. Cooke*, magistral conference. Beijing: ICOLD, 2000.

- Cornell, C. A. *Structural Safety Specifications based on second moment analysis*, final report, Symposium on Concepts of Safety Structures and Methods of Design. 1969.
- Dahlo, T. S., Bergh-Christiansen, J., y Broch, E. *A Review of Norwegian High Pressure Concrete Plugs*. Balkema&Lysne, 1992.
- Domínguez, R., Franco, V., Davis, T., y Espino, C. *Revisión de las Avenidas Ocurridas en Enero 1992 en la Cuenca del Río Santiago y sus implicaciones en la estimación de las Avenidas de diseño del vertedor y la Obra de Desvío*, informe técnico a la CFE, 1-43. Instituto de Ingeniería, UNAM: 1993.
- Einstein, H. A. «Der Hydraulische order Profile Radius.» *Schweizerische Bauzeitung* 103, n° 8 (1934): 89-91.
- Elfman, S. «Hydropower Tunnels: Estimation of Head Losses.» *Dam Engineering* 147, n° 4 (2005): 25-37.
- Engelgund, F. *Flow Resistance and Hydraulic Radius*. Technical University of Denmark, 1964, 3-4.
- Fahlbusch, F. E. «Spillway Design Floods and Dam Safety.» *Hydropower and Dams* 125 (1999): 4-7.
- Felkel, K. «Gemessenne Abflusse in Gerinnen mit Weidenbewuchs .» *Mitteilungen der BAW* 13, n° 3 (1960): 72-76.
- Freitas, M., Bourdeaux, G., y Zeping, X. *Proceedings of the Hydropower 2013 CHINCOLD 2013 Annual Meeting - 3rd International Symposium on Rockfill Dams*, 1-28. Minas Gerais, Brasil: 2013.
- Gilks, W., Richardson, S., y Spiegelhalter, D. J. *Markov Chain Monte Carlo in Practice*. Chaoman and Hall, 1996.
- Haaland, S.E. «Simple and explicit formulas for the friction factor in turbulent pipe flow.» *Journal of Fluids Engineering* 105, n° 1 (1983): 89-90.
- Harr, M. E. «Probabilistic Estimates for Multivariate Analysis.» *Applied Mathematics Modeling* 13 (1989): 313-318.
- Hasofer, A. M., y Lind, N. C. «Exact and Invariant Second-Moment Code Format.» *Journal of Engineering Mechanics* 100, n° 1 (1974): 111-121.
- Herrera, S. *Reparación de los túneles del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa*. Vol.1. Holanda: Balkema, 1992, 1035-1039.
- Horton, R. E. «Separate Roughness coefficients for channel botoms sides.» *Eng. News-Rec.* 111, n° 22 (1933): 652-653.

- Hoshiya, M., Kutsana Y., y Fujita, M. «Adaptive estimation of structural reliability by importance sampling, ICASP.» En *ICASP 6 Reliability Conferece*. Instituto de Ingeniería, UNAM, 1991.
- ICOLD/ CIGB Series. *Flood Evaluation and Dam Safety*. ICOLD Bulletin 170. París, Francia: CRC Press Book, 2018.
- Ida, Y. «Steady flow in wide channel-on the effect of shape of its cross section.» *Trans. Japan Soc. Civ. Eng.* 69 (1960): 1-18.
- Junke, Guo. «Modified log-wake law for turbulent flow in smooth pipes.» *Journal of Hydraulic Engineering* 41, n° 5 (2003): 493-501.
- Lang, B. «Permanent Sealing of Tunnels to Retain Tailings or Acid Rock Drainage.» En *Proc. Congress of the International Mine Water Association*, 125-139. Sevilla, España: 1999.
- Leopardi, M. «On roughness similarity of hydraulic models.» *Journal of Hydraulic Research* 42, n° 3 (2005): 239-245.
- Lotter, G. K. «Considerations on Hydraulic Design of channels with different roughness of walls.» *Institute Hydraulic Eng.* 9 (1933): 238-241.
- Marengo, H., Aladama-Rodríguez, A., y Romero-Castro, I. «Composite Roughness in Hydraulic Models.» *Water Technology and Sciences* 7, n° 6 (2016): 159-178.
- Marengo, H., Aldama, A., y Romero, I. «Un nuevo criterio para la estimación de Rugosidad Compuesta en Modelos Hidráulicos.» *Tecnología y Ciencias del Agua* (2019, en edición).
- Marengo, H., Arreguín, I. F., y Romero, I. «Evaluación de Riesgos en Proyectos Hidráulicos de Ingeniería, Incertidumbres y Confiabilidad.» *Tecnología y Ciencias del Agua* 1, n° 4 (2010): 5-35.
- Marengo, M. H. *Programas para el cálculo de los tirantes crítico y normal en túneles de conducción a superficie libre en secciones baúl, herradura y circular*, 03-2001-01081230900-01. México, D.F.: Fundación ICA, 2001.
- Marengo, M. H. «Análisis de Riesgo de Falla en Presas de Enrocamiento ante Avenidas.» Tesis Doctoral, UNAM, 1994.
- Marengo, M. H. «Case Study Durign Construction, Lessons of the Overtopping Diversion Works at Aguamilpa Dam.» *Journal of Hydraulic Engineering ASCE* 132, 2006, 1121-1127.
- Marsal, R., y Resendiz, N. D. *Presas de Tierra y Enrocamiento*. México, D.F.: Limusa, 1984.

- Mckay, M. D., Beckman, R. J., y Conover. «A Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code.» *Technometrics* 21 (1979): 239-245.
- Montañez, L., Castro, J., Gallardo, H., y Flores, B. «Comportamiento de las obras de contención del P.H. Aguamilpa durante las avenidas extraordinarias de enero, 1992-SMMS.» En *Proc. Congreso Nacional de Mecánica de Suelos*, 27-36. Zacatecas, México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1992.
- Nikuradse. «Strömungsgesetze in rauhenRohren.» *VDI-Verlag* 3 (1933): 1-27.
- Offor, U. H., y Alabi, S. B. «An Accurate and Computationally Efficient Explicit Friction Factor Model.» *Advances in Chemical Engineering and Science* 6, n° 3 (2016): 237-245. <http://dx.doi.org/10.4236/aces.2016.63024>.
- Pavlovskii, N. «On a design formula for uniform flow in channels with nonhomogeneous walls.» *Instituta Gidrotekniki* 3 (1931): 157-164.
- Plate, E. J., y Duckstein, L. «Reliability in Hydraulic Design.» En *Engineering Reliability and Risk in Water Resources*, 27-60. NATO ASI Series 124, 1987.
- Rackwitz, R., y Fiessler, B. *Non-normal distributions in structural reliability*, SFB 96, n° 291-22. Technical University of Munich, 1978.
- Rosenblueth, E. «Point Estimates for Probability Moments.» *National Academy of Sciences* 72, n° 10 (1975): 3812-3814.
- Rouse, H. «Critical analysis of open channel resistance.» *Journal of Hydraulic Engineering* HY 4, n° 91 (1965): 234-241.
- Sotelo-Ávila, G. *Hidráulica general*. Vol. 1. México, D.F.: Limusa, 1979.
- Swammee, P. K., y Jain, A. K. «Explicit equations for pipe-flow problems.» *Journal of Hydraulic Division* 102, n° 5 (1976): 657-664.
- Tung, Y. K. «Effects of Uncertainties on Optimal Risk-Based Design of Hydraulic Structures.» *Journal of Water Resources and Management* 113, n° 5 (1987): 709-722.
- Tung, Y. K. «Mellin Transform Applied to Uncertainty Analysis in Hydrology/Hydraulics.» *Journal of Hydraulic Engineering* 5, n° 116 (1990): 659-674.
- Tung, Y. K., y Bao, Y. «On the Optimal Risk-Based Designs of Highway Drainage Structures.» *Journal of Stochastic Hydrology and Hydraulics* 4, n° 4 (1996): 311-324.
- United States Army Corp of Engineers (USACOE). «Circular exit portals. Pressure gradients.» En *Hydraulic Analysis of Tunnels*, editado por USACOE, 78-79. WES 9-64, Publication 225-1, 1991.
- USBR. *Diseño de Presas Pequeñas*. México, D.F.: CECSA, 1976.

USBR. *Diversion tunnels design criteria*, monograph 19. s.f.

Warner, R. F., y Kabila, A. P. «Monte Carlo Study of Strutral Safety.» *Journal of Structural Division ST* 12 (1968): 2847-2859.

Wood, E. F. «An analysis of flood levee reliability.» *Water Resources Research* 13 (1977): 254-263.

Yen, B. C. «Dimensionally homogeneous Mannings' formula.» *Journal of Hydraulic Engineering* 1, n° 128 (1992): 1326-1332.

Yen, B. C. «Hydraulic Resistance in Open Channels.» En *Channel Flow Resistance: Centennial of Manning's Formula*, 1-135. Water Resources Publications, 1992.

Yen, B. C. «Open Channel flow resistance.» *Journal of Hydraulic Engineering* 1, n° 128 (2002): 20-39.