



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

ESTUDIO EN MODELO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE DESVÍO E LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA SAN GABÁN II

Sara Rosalía Vegas Merino

Piura, 12 de Diciembre de 2002

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil



Esta obra está bajo una [licencia](#)
[Creative Commons Atribución-](#)
[NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

**UNIVERSIDAD DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA**



*“Estudio en modelo hidráulico de las obras de desvío de la Central
Hidroeléctrica San Gabán IP”*

**Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil**

Sara Rosalía Vegas Merino

Asesor : Ing. Jorge Reyes Salazar

Piura, Diciembre 2002

PRÓLOGO

Las obras de desvío total o parcial de un río para la construcción de estructuras hidráulicas en su cauce, juegan un papel importante durante la ejecución de las obras permanentes. Por tal motivo su diseño debe asegurar a los ejecutores su buen funcionamiento, que permitan la construcción de las obras permanentes con un mínimo de riesgos.

Existen diversas situaciones en las cuales es posible recurrir a modelos físicos como una forma de investigar, bajo condiciones relativamente simples, seguras y controlados ciertos tipos de fenómenos más básicos que sería muy difícil o costoso investigar directamente en el prototipo. Tales situaciones como problemas concretos de proyectos de obras e intervenciones fluviales aunque puede ser algo costoso y necesita un tiempo de construcción y ensayo, suponen un ahorro mucho mayor gracias a las mejoras introducidas, a la corrección de defectos que hubieran obligado a obras futuras de reparación, al mejor conocimiento y a la mayor seguridad que se consigue.

En tal sentido, los modelos físicos se utilizan normalmente como una herramienta técnica de apoyo al diseño de estructuras hidráulicas y en general a la ingeniería hidráulica, cuando éstos involucran fenómenos complejos o desconocidos para los cuales no hay una teoría y solución aceptadas, como son los fenómenos de turbulencia y la dificultad que imponen los contornos reales tridimensionales caprichosos, tal es el caso de un río.

Por otro lado, existen los modelos matemáticos con gran uso en la actualidad que se basan en la solución numérica de ciertas ecuaciones matemáticas que describen el fenómeno en estudio, y por lo tanto su uso se limita a los casos en los cuales existan dichas relaciones. Es conocido que en la hidráulica no todos los fenómenos pueden ser descritos completamente en forma matemática, especialmente aquellas que involucran la interacción con las partículas sólidas; como por ejemplo la erosión local en una estructura de forma complicada. Para esos casos, la modelación física sigue siendo aún una herramienta poderosa de análisis.

Y en esto radica la importancia de la investigación en modelos físicos, principalmente, en lo concerniente a la hidráulica donde existe un gran avance pero donde el cálculo hidráulico no ha alcanzado la técnica suficiente para sustituirlos, resultando su uso cada vez más frecuentes, tanto en esta área como en múltiples campos de la técnica; y en la tranquilidad para todos los actores de la obra y el poder de convicción del ensayo experimental.

Es así como el Instituto de Hidráulica e Ingeniería Sanitaria de la Universidad de Piura, por encargo de la empresa de Generación Eléctrica San Gabán; propuso la construcción e investigación en modelo hidráulico de las nuevas obras de desvío del río San Gabán, para la construcción de la presa de la CCHH. San Gabán II, como el mejor método de investigación, teniendo en cuenta que el fenómeno físico de contracción del flujo y transición entre el río y el túnel de desvío se aleja claramente de las hipótesis de unidimensionalidad implícitas en los cálculos habituales de régimen uniforme o gradualmente variado. La influencia de una atagüa en el ancho del cauce impidiendo el flujo normal, el funcionamiento en régimen supercrítico en el túnel, conjuntamente con las

curvaturas en planta del trazo del túnel, la influencia de la rugosidad del túnel en el flujo obtenido, la acumulación de material sólido transportado por el río y comprobación del funcionamiento previsto en régimen rápido para tales condiciones, son situaciones que no se pueden predecir con facilidad en un cálculo meramente teórico.

El resultado de este estudio ofrece al diseñador información sobre el funcionamiento de las obras y recomendaciones para eventuales mejoras en el diseño.

RESUMEN

La presente tesis muestra el desarrollo y resultados de una investigación realizada en modelo hidráulico de las obras de desvío de un tramo del río San Gabán, con el fin de asegurar el funcionamiento óptimo de las mismas, que permita a su vez la construcción de las obras de captación y derivación de la central hidroeléctrica San Gabán II.

El modelo físico empleado para la investigación construido en escala 1:45, comprende las obras de desvío y un tramo del río San Gabán. En él se investigó el diseño original de las estructuras, verificándose su desempeño satisfactorio en cuanto a capacidades de captación, evacuación y cuadro de flujo, además de permitir determinar algunos datos importantes para el diseño de estructuras complementarias. Asimismo, de los resultados obtenidos se pudieron determinar algunos parámetros que de otro modo hubieran resultado muy inciertos. En general los resultados obtenidos no sólo verifican el funcionamiento eficiente de las estructuras de desvío sino que también brindan a los ejecutores del proyecto la seguridad necesaria durante la etapa de construcción de las obras de captación y derivación de la central hidroeléctrica San Gabán II.

La tesis también dedica una parte significativa en explicar los fundamentos teóricos de la modelación y los procesos sedimentológicos, pero especialmente detalla los diferentes procesos de desvío de un río, pretendiendo en este sentido ser una guía metodológica ya que existe muy escasa información sobre el tema y rara vez se encuentra tan detallada en los libros de hidráulica.

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1 OBRAS DE DESVÍO	3
1.1 Generalidades	3
1.2 Objetivo	4
1.3 Definición	4
1.4 Elementos	4
1.5 Desvío de la corriente	14
1.5.1 Requisitos de desvío	14
1.5.1.1 Características de la corriente	14
1.5.1.2 Selección de la avenida derivable	14
1.5.1.3 Método de desvío	16
1.6 Operación de desvío	21
1.7 Cierre de desvío	22
1.7.1 Cierre, si hay túnel de desvío	22
1.7.2 Cierre, cuando el desvío es parcial por recintos	24
1.7.3 Cierre con desague de fondo independiente	25
1.8 Reutilización	25
CAPÍTULO 2 NOCIONES PRELIMINARES	27
2.1 Información general sobre la central hidroeléctrica San Gabán II	27
2.1.1 Ubicación	27
2.1.2 Descripción	27
2.1.3 Obras civiles	29
2.2 Características del río San Gabán en el tramo de obras	36
2.2.1 Morfología y sedimentología	36
2.2.2 Hidrología	37
2.3 Estudio en modelo físico	38
2.3.1 Descripción general del modelo reducido	39
CAPÍTULO 3 MODELACION	41
3.1 Generalidades	41
3.2 Modelos hidráulicos	42
3.3 Aporte y aplicación de los modelos hidráulicos	42
3.4 Clasificación general de los modelos hidráulicos	44
3.4.1 Modelo físico	44
3.4.2 Modelo analógico	45
3.4.3 Modelo matemático	45
3.5 Importancia y uso de modelos físicos en una investigación	47
3.6 Bases teóricas de modelación física	49

3.7	Análisis adimensional	49
3.7.1	Aplicación de las leyes de semejanza al diseño de modelos Físicos	49
3.7.2	Leyes de semejanza condicionantes del diseño	51
3.7.2.1	Modelos a semejanza de Froude	51
3.7.2.2	Modelos a semejanza de Reynolds	51
3.7.2.3	Modelos a semejanza de Weber	52
3.8	Principios de similitud en modelo físico	52
3.8.1	Similitud geométrica	52
3.8.2	Similitud cinemática	53
3.8.3	Similitud dinámica	54
3.8.4	Similitud sedimentológica	55
3.8.4.1	Selección del material del lecho móvil	56
3.9	Efectos de escala	57
3.10	Calibración	58
3.11	Modelo hidráulico del túnel de desvío	59
3.11.1	Fases del estudio	60
3.11.2	Selección del modelo y escala de traslación	60
3.11.3	Descripción del modelo	63
3.11.4	Materiales y construcción del modelo	66
3.11.5	Verificación del modelo	68
3.11.6	Instrumentación utilizada en el modelo	68
3.11.7	Efectos de escala	70

CAPÍTULO 4 PROCESOS SEDIMENTOLOGICOS 71

4.1	Generalidades	71
4.2	Propiedades de los sólidos	71
4.2	Origen y clasificación de sólidos	74
4.3.1	Acarreos	75
4.3.2	Légamos	77
4.4	Transporte de sólidos	78
4.4.1	Capacidad de transporte.	79
4.4.2	Erosión y socavación.	83
4.4.2.1	Socavación en las salidas	83
4.4.2.2	Erosión producida por el movimiento de los acarreos	89
4.5	Régimen de transporte en el río San Gabán.	89
4.6	Granulometría del lecho del río San Gabán en las proximidades del túnel	90
4.7	Determinación del caudal de rotura de la coraza	91

CAPÍTULO 5 INVESTIGACION EN EL MODELO HIDRAULICO Y RESULTADOS

5.1	Introducción	95
5.1.1	Principales propósitos de la investigación	96
5.1.2	Metodología de la investigación.	97
5.1.3	Detalles del estudio	99
5.1.4	Programa preliminar de ensayos	100
5.2	Revisión del diseño hidráulico	101
5.2.1	Determinación del diámetro del túnel y altura de	

a ataguía	101
5.2.1.1 Determinación del diámetro del túnel	101
5.2.1.2 Determinación de la altura de la ataguía	104
5.2.2 Verificación del diámetro del túnel y altura de ataguía desde el punto de vista económico	107
5.2.3 Condiciones hidráulicas en el túnel	110
5.2.4 Cavitación en el túnel de desvío	113
5.2.5 Flujo en curva en el túnel	115
5.2.6 Transporte del material sólido y su influencia en la pendiente del túnel.	116
5.2.7 Acorazamiento del cauce	118
5.2.8 Socavación del cauce en la descarga del túnel	119
5.3 Investigación en modelo hidráulico	122
5.3.1 Sin obras de desvío	122
5.3.1.1 Características generales del flujo en el río con las obras de derivación construidas.	122
5.3.1.2. Perfiles de nivel de agua en el cauce	123
5.3.1.3. Régimen de transporte de sedimentos y erosión local	123
5.3.2 Con obras de desvío	125
5.3.2.1 Características generales de flujo y fenómenos locales	125
5.3.2.2 Niveles de agua en las ataguías	127
5.3.2.3 Túnel de desvío	130
5.3.2.4 Régimen de transporte de sedimentos y erosión local	138
5.3.2.5 Determinación de la erosión a la salida del túnel	140
5.3.3 Reutilización del túnel de desvío	145
5.3.3.1 Introducción	145
5.3.3.2 Situación general.	146
5.3.3.3 Investigación en modelo físico	147

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	157
---------------------------------------	-----

BIBLIOGRAFÍA	161
---------------------	-----

APÉNDICES	163
Apéndice A: Tablas utilizadas	
Apéndice B: Gráficos	
Apéndice C: Planos	
Apéndice E: Fotografías	

INTRODUCCIÓN

La presente tesis, se expone en 5 capítulos, distinguiéndose dos partes: una primera que se extiende desde el capítulo primero al cuarto, y trata sobre los fundamentos teóricos y los datos de partida para la investigación; la segunda, comprendida en el capítulo 5, trata la investigación propiamente dicha y sus alcances.

El capítulo 1, se dedica a la descripción de las Obras de Desvío y de los elementos que la conforman, señalando también los diversos criterios y conceptos hidráulicos involucrados.

El capítulo 2, bajo el título de Nociones Preliminares nos sitúa en el contexto del trabajo mostrándonos en primer lugar un panorama general de la central hidroeléctrica San Gabán II, las características principales del río San Gabán, las partes que constituyen las obras de desvío, las fases del desvío y cierre del río, para terminar con una exposición del modelo hidráulico utilizado en la investigación.

En el capítulo 3, se presentan los aspectos teóricos en los que se basa la modelación hidráulica, especialmente la modelación de flujos a gravedad; así como la selección de la escala del modelo, selección de materiales y detalles de la construcción del modelo utilizado en la investigación.

En el capítulo 4 se muestran aspectos teóricos de los procesos sedimentológicos: transporte, erosión y socavación con referencia al caso del río San Gabán.

En el capítulo 5 se presenta la investigación experimental del diseño original de las estructuras: e detallan los ensayos respecto a la capacidad de captación, arrastre y deposición de sedimentos, disipación de energía en la descarga, ensayos para determinar la utilización del túnel de desvío como obra permanente; así como también una revisión del diseño hidráulico de las obras.

Posteriormente se exponen las conclusiones y recomendaciones a partir de los resultados obtenidos en el modelo, de las observaciones y cálculos realizados. Por último los apéndices resumen las representaciones gráficas que complementan la investigación.

CAPITULO 1

OBRAS DE DESVIO

1.1 Generalidades

En la construcción de una estructura en el cauce de río se debe prever la desviación del flujo, hacia un lado o a través del emplazamiento de dicha estructura, durante el periodo de construcción de la misma.

Una vez elegido definitivamente el emplazamiento sobre el cauce de la estructura a construirse¹, se presenta con relación a la ubicación de la obra de toma, el problema de la conducción del agua fluvial, bajo especial consideración de las crecidas temporales.

Este problema no origina mayores problemas ingeniero-geológicos, a no ser que el caudal deba ser conducido por complicadas estructuras, como puede ser un túnel a través de un contrafuerte o por una descarga de fondo a través del cuerpo principal de la presa.

Debe advertirse que si no se toman las consideraciones pertinentes, la desviación del flujo puede afectar considerablemente el plazo de ejecución de las obras.

1.2 Objetivo

Las obras de desvío de un río tienen por objeto dejar sin escurrimiento superficial el tramo de río, destinado a la construcción de obras civiles, durante el tiempo de construcción de las mismas y para lo cual es necesario desviar temporalmente el flujo del río.

1.3 Definición

Las obras de desvío o de desviación son aquellas estructuras que sirven para dar un nuevo encauzamiento a las aguas fluviales, así como protección a la zona de obras durante un período determinado, siempre y cuando no sea posible ejecutar dichas obras, previamente en seco, como por ejemplo en época de estiaje.

1.4 Elementos

¹ En nuestro caso, se trata de la construcción de una presa derivadora sobre el cauce del río San Gabán.

Según el método que se utilice para desviar el escurrimiento se usarán una o varias estructuras, entre las que figuran las siguientes:

Ataguías

Obras de conducción

Canales de entrada y de descarga

Obras de transición

A continuación detallamos cada una de estas estructuras, su función y los criterios hidráulicos a tener en cuenta:

a) **Ataguía**, es un dique provisional que deriva la corriente y/o aísla la zona de las obras durante el período de construcción, que incluso pueden ser algunos años, dependiendo de la magnitud éstas. Por ello, se le dará la seguridad correspondiente al servicio que prestará.

Cuando el programa de construcción es tal que los trabajos en la cimentación pueden hacerse en un período de estiaje, el uso de ataguías puede ser mínimo. En cambio, cuando el flujo es tal que no es práctico lo anterior debe proyectarse de manera que no solamente sea segura, sino además que la ataguía tenga una altura óptima.

Para determinar la altura que debe tener la ataguía, es necesario hacer un estudio económico de altura v/s capacidad de las obras de desvío, incluyendo el estudio de tirantes de la avenida de proyecto en la desviación, especialmente, cuando la obra de toma que es necesario construir, es pequeña.

Si la obra de toma exige un conducto de salida, relativamente grande, o un túnel, se puede dar paso a los gastos que se van a desviar sin hacer una ataguía alta.

La altura máxima a la que es posible construir la ataguía sin invadir el área que va a ocupar la presa² debe tomarse en cuenta; así como el efecto de la excavación de la presa y su desagüe en la estabilidad de la ataguía.

La zona de vertedero se hará con un perfil creager, o en casos sencillos, de corta altura, incluso con perfil rectangular o trapecial.

La ataguía, también, deberá estar prevista para verter los caudales que no quepan por la conducción; sin embargo por ser una obra provisional no será necesario una amortiguación perfecta, sino que basta que soporten los vertidos sin arruinarse, lo suficiente para la permanencia de la obra durante el período necesario.

² Ya que en nuestro caso, se trata de las obras de desvío para la construcción de una presa derivadora, haremos referencia a ellas, pudiendo ser extensivas a otro tipo de estructura.

El caudal previsible de vertido ha de ser, obviamente, bastante mayor que el de desvío. Puede preverse, por ejemplo, para la crecida de 25 años, disminuido en el caudal de desvío. Pero hay casos en los que la ataguía es fácil de reconstruir, por lo que puede disponerse sólo para un vertido mínimo o nulo.

Todo esto tendrá en cuenta el material de la presa por construir, si es de material granular o de concreto y el tamaño de dicha estructura. Para el primer caso, si la presa es de material granular bajo ninguna circunstancia, el agua puede derramarse por encima de la presa en construcción, porque en poco tiempo podría destruir la obra realizada. Si se trata de una presa de concreto, la desviación puede realizarse más económicamente porque, por experiencia, el agua al derramarse por encima de la obra en construcción no le ocasionaría desperfectos importantes.

En el segundo caso, el tamaño de la presa puede influir en la selección del desvío; una estructura relativamente pequeña en la que el tiempo de construcción sea menor que el periodo de estiaje, el desvío será distinto que para una estructura relativamente grande en la que el tiempo de construcción sea mayor a uno o varios periodos hidrológicos anuales consecutivos comprendiendo periodos lluviosos y de estiaje. En este último caso habría la necesidad de desviar el flujo total tanto de estiaje como de lluvias de varios periodos hidrológicos anuales o escoger un periodo abundante que se considere típico.

Otro punto que se debe tener en cuenta es la influencia que puede tener la ataguía en la seguridad del personal. Si la inseguridad sólo puede ocurrir al verter, cuando en esos momentos se inunda la zona de obra y no debe haber gente en ella, este aspecto sólo tienen una faceta económica: la mayor o menor facilidad de reparación y el tiempo de interrupción del trabajo en la zona que se trata de dejar en seco.

De acuerdo con el fin que se persigue, es decir, ejecutar la presa sin la presencia de agua, la impermeabilización de la ataguía es fundamental y ésta se puede lograr atravesándola posteriormente con tablestacas, con pantallas de inyección o con un diseño apropiado e incluso, algunas veces no será necesario.

Otro aspecto que es importante de cuidar es la cimentación de la ataguía, sin embargo ya que constituye una obra provisional, no será siempre necesario cimentarlos en roca, pero si deberá cumplir con un mínimo de requisitos como, controlar la pérdida de agua para que no interfiera en los trabajos proyectados aguas abajo y mantener la estabilidad de la ataguía contra las fuerzas de filtración. Para tal fin se usan dentellones de zanja, pantallas, cortinas de pilotes o combinación de estos que permitan el control de las filtraciones

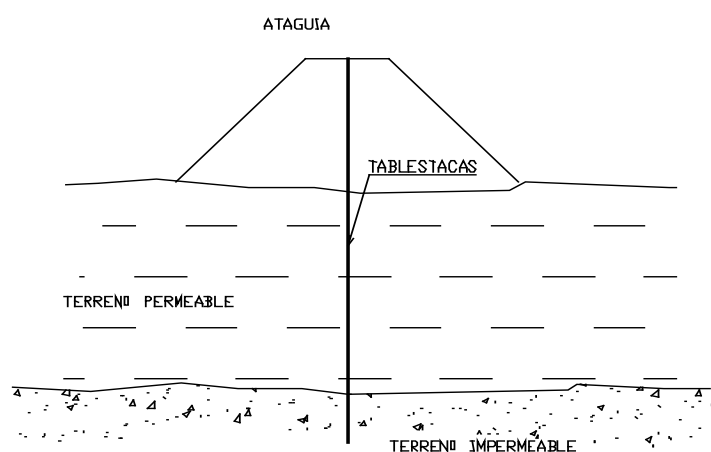


Fig. 1.1. - Impermeabilización de ataguía con tablestacas.

Es práctica común para evitar las filtraciones usar dentellones de zanja con lados inclinados rellenos con materiales impermeables que se compactan de la misma manera que la zona impermeable de la ataguía. Éstos deben localizarse a una distancia regular aguas arriba de la línea central de la presa, pero no más allá de un punto en que el material impermeable de la presa, arriba del dentellón tenga una resistencia a la filtración menor a la ofrecida por el mismo dentellón. La línea central del dentellón se debe mantener paralela a la línea central de la presa a través del fondo del cauce, pero debe converger hacia la línea central de la presa al prolongarse hacia los atraques, con el objeto de mantener el espesor necesario del terraplén.

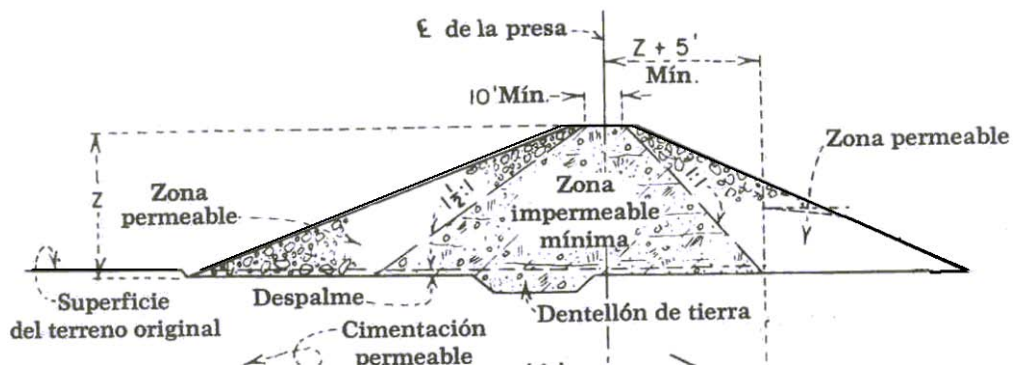


Fig. 1.2. -Cimentación de ataguía, con dentellón de material impermeable.

Siempre que sea económicamente posible, se deben cortar las filtraciones de una cimentación permeable, por medio de un dentellón que llegue hasta la roca fija u otro estrato impermeable, aunque esto último no es tan necesario por las razones que ya se expusieron. Este es el método más efectivo para controlar el volumen de filtraciones y de asegurarse que no se experimentarán dificultades por tubificación a través de la cimentación o por subpresiones en el talón de aguas abajo.

Con el objeto de disponer un espesor suficiente de material impermeable y de buen contacto con la roca u otra cimentación impermeable, la anchura del fondo de la zanja del dentellón debe aumentarse al aumentar la carga en el vaso. Sin embargo

puede disminuirse la anchura del fondo de la zanja del dentellón al aumentar la profundidad de la misma.

De lo anterior se puede notar que la manera de proyectar las ataguías es muy parecida a la que se usa para las presas pequeñas³ del mismo tipo a saber:

- De diafragma, el cuerpo del terraplén se construye de material permeable (arena, grava o roca) y se construye un diafragma delgado de material impermeable para que constituya la barrera hidráulica. Esta se recomienda sólo cuando el material impermeable es muy limitado.
- De material homogéneo, están compuestas de un solo material (excluyendo la protección de los paramentos). El material que constituye la ataguía debe ser suficientemente impermeable para formar una barrera efectiva para el agua, y para la estabilidad los taludes deben ser relativamente tendidos. Se recomienda cuando la escasez de materiales de fácil drenaje a sí lo exija.
- De sección compuesta, es la más común, son de tierra compactada, consta de un núcleo central impermeable protegido por zonas permeables que pueden ser arena, gravas o rocas, o mezclas de estos materiales.

Generalmente, las ataguías se construyen usando materiales existentes en la zona de la obra o cerca de ella, pero se deberá tener en cuenta la seguridad que prestará. Si sólo se pretende aislar la zona de faenas es frecuente el uso sólo de ataguías llenas de tierra y las ataguías llenas de roca.

Entre los tipos de ataguías que no son muy comunes se incluyen los emparrillados de madera o concreto llenos de tierra o roca y las ataguías celulares de acero llenas de tierra o roca.

El ancho mínimo de la cresta debe ser aquel con el que se obtenga una pendiente segura de filtración a través del terraplén cuando el nivel de agua sea máximo.

Debido a las dificultades prácticas para determinar este factor, la anchura de la cresta por regla general, se determina principalmente en forma empírica, pero en ningún caso debe ser menor de 3 m.

Se sugiere la siguiente fórmula:

$$w = \frac{z}{5} + 10 \quad 4$$

³ Se considera presas pequeñas cuando la altura de la presa es menor igual a 15 m ($H < 15$ m) o el volumen de ésta no supera los 750,000 m³.

En la que: w , anchura de la cresta en pies y z , altura de la presa en pies arriba del punto más bajo en el cauce de la corriente.

La corona se debe cubrir con algún tipo de protección contra los daños por las salpicaduras y rociones de las olas, los escurrimientos de las lluvias y el viento. El tratamiento usual consiste en colocar una capa de roca fina seleccionada o de material gravoso.

El borde libre se define como la diferencia de elevación entre la corona de la ataguía y el nivel máximo de agua que pudiera presentar cuando ocurriera la avenida de diseño. Debe tener la altura suficiente para evitar el rebosamiento por efecto del oleaje que puede coincidir con la ocurrencia de la avenida de diseño. El borde libre mínimo proporciona también un factor de seguridad contra muchas contingencias, como la ocurrencia de una avenida mayor de la de diseño.

Los taludes de aguas arriba de la ataguía deberán protegerse contra el efecto destructivo de las olas y el impacto de la corriente principal a desviarse. Los tipos usuales de protección son el enrocamiento y debe extenderse de la corona de la presa a una distancia segura por debajo del nivel mínimo de agua y ordinariamente debe terminar en una berma de apoyo.

Contraataguía, algunas veces es necesario una ataguía aguas abajo de la obra por proteger, para evitar que las aguas desviadas puedan inundar aquélla por retroceso. A este segundo dique se le llama contraataguía, y es obvio que, salvo excepciones, es de menor importancia que las de aguas arriba; por lo que presenta normalmente menos problemas que las ataguías principales.

Su altura debe ser tal que pueda contener la lámina de agua que pueda llegar a formarse aguas abajo, a la salida del túnel de desvío. Si su altura es menor se simplifica, no sólo su construcción, sino también su función de vertido.

La contraataguía puede no ser necesaria cuando la pendiente del cauce es suficiente para que el agua siga por el cauce con cota máxima de lámina inferior al nivel del cauce en el lugar de trabajo, lo que suele ocurrir en las zonas montañosas. También se puede dar el caso para pendiente suave, cuando el túnel de desvío o la obra que se use, reintegre el agua al cauce en un punto muy alejado del lugar de la obra.

La contraataguía, por tanto, podrá ser una obra de cierta importancia o no existir. Este último caso puede ser aparente ya que si no es necesario como obra por encima del cauce, es preciso una impermeabilización del terreno en la zona de construcción para evitar las infiltraciones.

⁴ “ *Diseño de pequeñas presa*”, p. 235

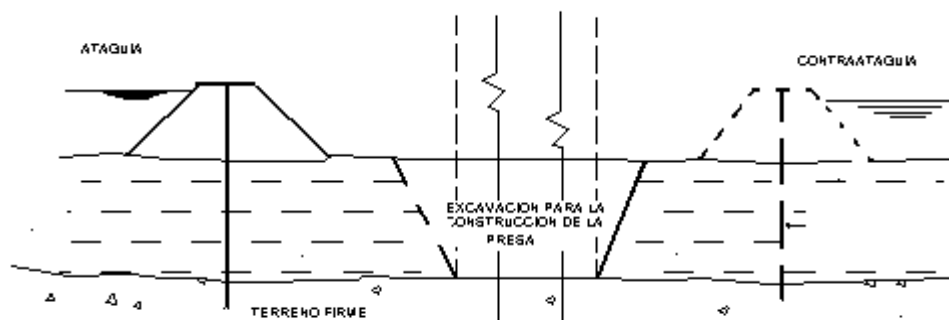


Fig. 1.3. - Perfil longitudinal que muestra impermeabilización.

La Figura 1.3 representa un corte longitudinal del cauce en el que se ven la ataguía, la contraataguía y la excavación para cimientos de la estructura a construir, como éstos se encuentra debajo del cauce será necesaria la impermeabilización si se encuentra en un nivel freático que estorbe a la obra. Esta impermeabilización puede lograrse, como ya se ha mencionado con tablestacas, pilotes o inyecciones.

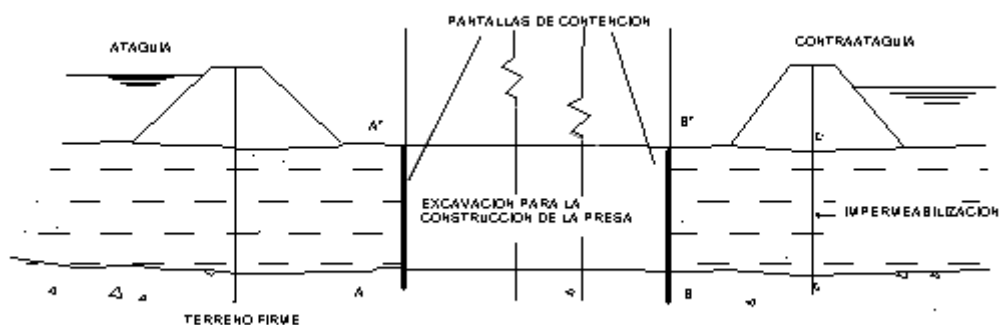


Fig. 1.4. - Impermeabilización con pantallas de contención.

Si los taludes exigidos por la excavación conducen a un exagerado volumen de ésta, o si el espacio entre la ataguía y contraataguía es escaso, se puede usar tablestacas, pilotes o inyecciones de consolidación para lograr el espacio AB necesario con taludes verticales.

Tanto la ataguía como la eventual contraataguía han de calcularse teniendo en cuenta la excavación por realizar, pues, es obvio que puede influir en la estabilidad.

b) **Obra de Conducción**: se puede presentar de la siguiente manera:

1. Canal o tajo temporal, que trasvasa el agua hasta la zona de aguas abajo de las obras a través de las presas de tierra. En los emplazamientos, en los que no es factiblemente económico construir un túnel o un conducto lo suficientemente grande para dar paso a la avenida de diseño, se puede recurrir a un canal provisional que pasa por un tramo sin construir de la presa por donde se encauzarán las aguas mientras se construye el resto de la presa.

El canal es conveniente para emplazamientos anchos, pues, es aquí, donde por lo general los caudales son altos para conducirlos económicamente en túneles o conductos.

Antes de desviar la corriente, se debe trabajar en la cimentación de la presa de aquella área que servirá de canal o paso. Luego se encauza la corriente hacia esa área mientras se trabaja en la cimentación en el resto del cauce.

La anchura del canal dependerá de la magnitud de la avenida de diseño, así como los taludes del canal no deberán ser más empinados que los de 4:1, para facilitar el relleno del mismo al final de la época de construcción. El canal se cerrará una vez avanzado lo suficiente en la presa y obras auxiliares, para que las avenidas puedan pasar con seguridad a través del vertedor de demasías parcial o completamente terminado.

2. Conducto, a través del cuerpo de las presas de concreto o materiales graduados. La obra de toma para las presas de tierra exigen con frecuencia la construcción de un conducto que puede utilizarse para la desviación durante la construcción de la presa. Esta manera de desviar la corriente resulta económica, sobretodo si el conducto por utilizar en la obra de toma es adecuado para dar paso a los gastos por desviar.

Cuando éstos exceden la capacidad de la obra de toma completa, se puede tener un aumento de capacidad retrasando la instalación de las compuertas, válvulas, tubos y rejillas hasta que haya pasado la necesidad de desviación. También se puede tener un aumento de capacidad incrementando la altura de la ataguía, por consiguiente, un aumento de la carga. En ciertos casos, la capacidad de almacenamiento será tal que gran parte de la avenida de diseño pueda retenerse temporalmente y luego, evacuarse por un conducto de menor capacidad del que hubiera sido necesario para descargar el máximo de la avenida.

En los casos, donde la entrada al conducto de la obra de toma queda arriba del nivel del cauce, se puede construir un conducto auxiliar al nivel de la corriente para unir la porción inferior del conducto definitivo.

Algunas veces se construyen conductos de derivación al nivel del cauce a través de las presas de concreto, estas aberturas o conductos están provistos de ensambles, caja y espiga, cierres metálicos y sistemas de inyección.

3. Túnel de desvío, a través de laderas. En zonas angostas o montañosas de abrupta configuración no es posible realizar los trabajos de las cimentaciones de las obras hasta que se desvíe la corriente y ante esta situación es inevitable el uso de túneles para desviar el flujo, tanto si se trata de una presa de concreto o de tierra.

La corriente se deriva a un lado del área de construcción por una o ambas laderas. Para ello existen las siguientes posibilidades:

- Túneles con flujo a nivel libre, son utilizados para superar obstáculos topográficos, el agua fluye como un canal con superficie libre.

El cálculo hidráulico se realiza como para el caso de un canal. Si son túneles pequeños en roca resistente, se usan muchas veces secciones aproximadamente rectangulares, en cambio, los túneles grandes se construyen con las secciones transversales de costumbre en las construcciones de túneles de ferrocarril, o sea, con secciones de herradura. Generalmente son revestidos por rociado de concreto y su solera es de concreto.

- Túneles de presión, aquellos que resisten la presión interior del agua, además de la presión que ejerce el terreno. Por eso, raras veces se puede dejar sin revestimiento, a no ser que sea perfectamente impermeable. Su construcción se recomienda en terrenos que no sean propensos a deslizamientos. Tanto la sección transversal como el revestimiento tienen que proyectarse de modo que no puedan producirse grietas. Por ello, se emplea solamente la sección circular, de otra forma sufriría deformaciones cuando se llena con agua de presión.



Fig. 1.5. - Esquema en planta de desvío con túnel

Por inconvenientes funcionales, ver acápite 1.5.1.3, y de construcción, se prefiere para la conducción del agua desviada, generalmente, el tipo de túnel

sin carga y a un nivel superior al del río. Si el túnel está suficientemente alto sobre el río, la perforación no requerirá de cuidados especiales, pero se tendrá en cuenta las posibles crecidas que pudieran inundar las obras y tomar las medidas de precaución, desde la mínima, que es la de retirar la maquinaria cuando se prevea la inundación hasta la construcción de una ataguía en las bocas del túnel para evitar que el agua ingrese.

Si el túnel se proyecta a presión, como se ve en la Figura 1.6, su trazado irá casi totalmente por debajo del nivel del río. Para perforarlo habrá que utilizar galerías de ataque inclinadas por ambas bocas que bien pueden ser la entrada y la salida, aunque, luego será preciso proceder a un retoque posterior, ya que durante la perforación del resto del túnel esas bocas tendrán sus soleras por encima del río; y en su función posterior, la salida tendrá la solera más baja y muy probablemente la de la entrada, también. Como esos retoques pueden ser difíciles de hacer e imposibles de realizar, es frecuente hacer uso de galerías de ataque auxiliares independientes de la entrada y salidas definitivas.

Los túneles a presión son inclinados, no más de 10 ó 12 por 100, cuyo trazo se sitúa en la forma más apta para lograr la mínima longitud compatible con la pendiente y un buen lugar de emboquillamiento, suficientemente alto y de buen acceso.

En los casos de los túneles de desvío se revisten aquellos en que sea necesario. Esto no viene marcado sólo porque la roca se sostenga bien o mal, sino por su resistencia a la erosión del agua, a la velocidad prevista. Como ésta suele ser elevada (más de 5m/s hasta 10 ó 15 en ciertas ocasiones) es frecuente tenerlas que revestir.

- c) **Obras de entrada y de descarga,** con frecuencia son necesarias en las obras de conducción que tienen un conducto enterrado o túnel, un canal de entrada que encauce el agua desviada por la ataguía a la estructura de conducción y un canal de salida que retorne el agua al río, aguas abajo.

El canal de entrada puede ser necesario para derivar el agua a un conducto colocado en una ladera, cuando el nivel de la superficie de agua en la ataguía está a poca altura.

Las velocidades de entrada deberán limitarse y las curvaturas y transiciones deberán hacerse graduales.

La mala distribución del agua en el canal de entrada puede persistir a lo largo de la estructura de conducción y hasta puede ser causa de erosiones perjudiciales en el cauce.

Los canales de descarga conducen el agua que pasa por la estructura de conducción al cauce del río. Generalmente el flujo entra en el canal con régimen supercrítico, para evitar la formación de un resalto hidráulico el régimen debe permanecer supercrítico en toda la longitud del canal. Las

dimensiones del canal de descarga y la necesidad de protegerlo con revestimientos o enrocamientos dependen de la posibilidad de erosionarse.

Aunque se construyan estructuras amortiguadoras en la descarga es imposible reducir las velocidades resultantes por debajo de la velocidad de la corriente natural en el cauce original y, por lo tanto no se podrá evitar que se produzca algo de erosión en el cauce, por lo que dichos efectos deben considerarse.

Para un mejor funcionamiento hidráulico se recomienda que las paredes que limitan el canal de descarga sean paralelas y la distribución del caudal a través del canal sea uniforme. Sin embargo a veces se tiene transiciones convergentes o divergentes para combinar las diferentes componentes entre sí. La convergencia de las paredes laterales debe ser gradual para evitar ondas, la subida del agua por las paredes y una distribución irregular del caudal a través del canal. De la misma manera la divergencia de las paredes laterales debe limitarse, pues de otra manera el caudal no se extiende para ocupar toda la anchura del canal uniforme, con lo que se produce un funcionamiento defectuoso en la estructura terminal.

- d) **Obras de transición**, vienen ha ser las obras nexos o de empalme entre el canal de entrada y descarga con la obra de conducción. Deberán ser graduales de manera de evitar los cambios bruscos.

1.5 Desvío de la corriente

1.5.1 Requisitos de las desviaciones

El proyecto de una presa que se va a construir sobre el cauce de una corriente debe tomar en cuenta el desvío de la corriente a un lado o a través del emplazamiento de la presa durante el período de construcción.

La magnitud del problema de desviación variará con el tamaño y potencial de las avenidas de la corriente; en algunos emplazamientos de las presas puede ser costoso, y puede afectar el programa de las actividades de la construcción, mientras que en otros lugares puede no ofrecer mayores dificultades. Sin embargo, el problema existe en cierto grado en todos los emplazamientos, excepto en los situados fuera del cauce; y la selección de métodos más adecuados para manejar el gasto durante la construcción es importante para que el costo de la presa resulte económico.

Para estudiar mejor el sistema de desvío debe tenerse en cuenta varios factores:

1.5.1.1 Características de la corriente

Es sumamente importante observar y determinar las características del flujo en un lugar cercano al emplazamiento de la presa. Los datos observados servirán para determinar los aportes específicos de la cuenca al flujo que se va a desviar.

Los registros de los aforos del flujo proporcionan una información confiable con respecto a las características del mismo y que se debe consultar siempre que se pueda disponer de ellos. La representación gráfica de éstas, o sea, el hidrograma del río, es muy ilustrativa y nos ayudará a definir las etapas constructivas y el lapso que comprendan cada una de ellas. Así se podrá decidir si se puede construir una presa más pequeña durante un período seco con poco o ningún caudal fluvial o si es necesario tomar en cuenta un período de lluvias, deshielos o de aguaceros aislados con las consiguientes crecidas; debido a que el flujo provocado por estos tiene sus gastos máximos y sus períodos de agua mínimos en diferentes épocas del año, la naturaleza del flujo influirá en el sistema de desvío que deberá estar preparado para dar paso a las aguas mínimas y a las avenidas todo el tiempo que dure la construcción.

1.5.1.2 Selección de la avenida derivable

Sea cual sea el método empleado, el desviar el río plantea siempre un problema fundamental: ¿Qué caudal desviamos? Porque no es económicamente posible ni lógico prever el desvío para la mayor avenida que haya ocurrido o que se pueda suponer que ocurra en el emplazamiento. Por tanto, se tomará un caudal menor teniendo en cuenta el riesgo que se produce con el sistema de desvío que se pretenda usar.

Si hacemos un desvío con poca capacidad, las avenidas superiores verterán por la obra de derivación tomando su cauce original e inundando la obra que estamos haciendo. Según sea el caso los daños serán mayores o menores; si es una presa de tierra en la que están expuestas la cimentación y la excavación puede provocar graves daños en la obra parcialmente terminada. La importancia de eliminar el riesgo de inundación es relativamente más grande, que si fuera el caso de una presa de concreto porque el agua de las avenidas puede, si la situación de las obras auxiliares lo permite, rebasar la presa con pocos o ningún daño.

Si para evitar esto hacemos un desvío muy amplio, su costo puede ser excesivo, teniendo en cuenta que es una obra provisional que sólo es útil durante el plazo de construcción de la obra sobre el cauce.

El criterio de solución suele ser, dar al desvío una capacidad suficiente para que pasen por él las avenidas normales durante el

período más delicado de la obra, sabiendo que si en ese plazo se presenta una mayor la inundará. Es un riesgo que se corre y podría definirse de forma económica-matemática como sigue:

El caudal máximo por desviar debe ser tal que el coste marginal de construcción sea igual al marginal de los daños estimados, dada la probabilidad de una crecida mayor. Naturalmente esto es difícil estimar en la realidad, porque aunque podamos conocer, al menos teóricamente, la probabilidad de la crecida, es más difícil conocer los daños que puede producir en la obra, pues éstas dependerán del momento en que se produzca la crecida y de que podamos ser avisados con cierta anticipación. Por todo ello, al elegir la avenida se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Cuanto tiempo durará la construcción de la obra, para determinar el número de estaciones en las que se producen las avenidas y disponer el desvío para el caudal máximo probable para este período, dando un margen de seguridad. Este margen puede tomarse en forma de porcentaje de superación del caudal fijado o considerando la probabilidad del caudal para un período mayor y depende de la obra por proteger.
- El costo de los posibles daños a la obra completa o en construcción si es que se inunda. Esto suele influir más en los desvíos totales que en los parciales, en éstos últimos como la obra se va haciendo por partes, el riesgo es sólo de la obra parcial; por otra parte como queda disponible el resto del cauce natural, éste suele dar bastante margen ante las crecidas posibles.
- El costo de los retrasos para completar la obra, incluyendo el tiempo que el equipo permanece parado mientras se reparan los daños producidos por las avenidas.
- La seguridad de los trabajadores y posiblemente la seguridad de los habitantes aguas abajo, en el caso de que la falla de la obra de desvío produzca inundación.

En todo caso se aconseja hacer un desvío más bien amplio, pues la práctica enseña que las perturbaciones que sufre la obra compensan en general, un mayor costo del desvío, aunque este margen debe ser amplio, pero sin exageración. A continuación se dan unas reglas prácticas:

- Si la obra es de concreto, puede elegirse la avenida probable durante su período de construcción con un margen de 20 por 100,

o hacer el desvío para un caudal del orden de 5 a 10 veces el medio del río, según sea más o menos largo el período de construcción.

- Si se trata de una presa de materiales sueltos, el caudal probable durante el período de construcción se aumentará en un 50 por 100 hasta un 100 por 100, dependiendo de la importancia de los daños posibles o un caudal del orden de 10 a 15 veces el medio del río.

1.5.1.3 Método de la desviación

Para la planificación del conjunto de estructuras que forman un desvío se tomará en cuenta cinco elementos fundamentales:

- Magnitud de la avenida que se va a desviar, cuyas características se vieron en el acápite 1.5.1.2.
- Características físicas del sitio de construcción: topográficos, morfológicos, etc.
- Tipo de presa que se va a construir: de concreto o de materiales graduados, vertedora o no vertedora.
- Naturaleza y localización de las obras auxiliares como vertedor de demasías, conductos forzados u obras de toma y de control.
- Secuencia de las actividades constructivas: construcción del túnel o túneles, construcción de las ataguías, limpieza y excavaciones en el sitio, tratamiento de la cimentación, colados de concreto.

Se trata de obtener el método óptimo, considerando su viabilidad, costo y los riesgos respectivos. Es decir, la desviación adecuada reducirá al mínimo los daños serios producidos por las avenidas potenciales al trabajo en progreso con el mínimo gasto. Teniendo en cuenta lo anterior, el ingeniero proyectista dispone de algunos métodos aptos para mantener seca la correspondiente fosa y desviar el flujo superficial.

Entre los más importantes mencionamos:

- **Desviando el río totalmente por un cauce artificial:** se suele utilizar en cauces estrechos, para lo cual se construye una ataguía que produzca el remanso suficiente para que el agua entre por el nuevo cauce, que es una conducción que transporta el agua

desviada hasta un punto aguas abajo de la obra (Ver Figura 1.5). La conducción puede ser a presión o a flujo libre.

Desvío total a presión:

Funcionamiento hidráulico: si el túnel va a presión, ha de salir al río en un punto D por debajo de él, para lo cual después de la toma en A, habrá un tramo de pendiente fuerte AB, seguido de un tramo normal BC y terminar en un tramo en contrapendiente CD. De esta forma se asegura el régimen a presión para todos los caudales, evitándose los cambios de régimen: de presión a lámina libre que se traduce en sobrepresiones y depresiones que fatigan el material de revestimiento y que actuando también la cavitación puede llegar a destruirlo muy rápidamente, incluso en pocas horas de funcionamiento.

La sección del túnel viene determinada por la velocidad elegida para el caudal máximo; suele ser elevada con valores de 8m/s o mayores, pues, si la obra es provisional no interesará mucho su deterioro. En cuanto a la pérdida de carga no influye en producción alguna, por lo que su repercusión económica se limita a la que pueda tener en la altura de la ataguía.

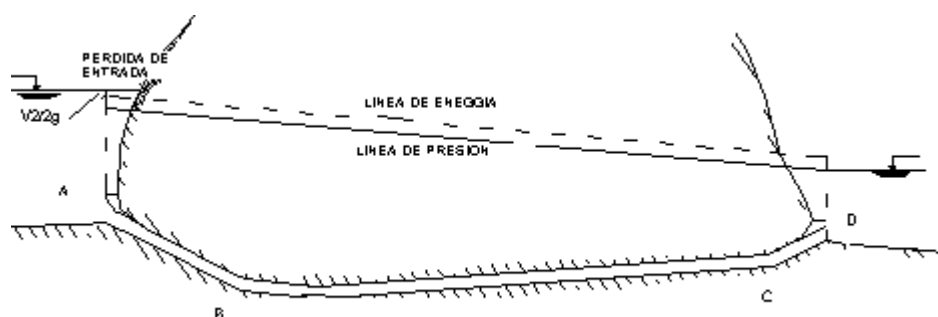


Fig. 1.6. - Túnel a presión

En la figura 1.6, se dibuja las líneas de energía y de presión. La línea de presión ha de estar siempre por encima de la clave del túnel y terminar en la cota del agua del río en D.

Se nota un descenso brusco de presión a la entrada correspondiente a la transformación de presión en velocidad, $V^2 / 2g$.

Por consiguiente, la ataguía ha de tener una altura suficiente para producir la velocidad V . Por lo que la máxima economía de un desvío será función del coste de la ataguía y de la conducción. La conducción será más económica cuanto mayor sea la velocidad máxima; en cambio, la altura de la ataguía viene influenciada por V^2 , encareciendo con el aumento de velocidad. Una velocidad pequeña permitirá una ataguía baja, pero la conducción será más cara, ocurriendo a la inversa con una velocidad grande. Hay un óptimo que variará según el caso. Este suele estar entre velocidades de 5 a 10m/s ($V^2/2g$ entre 1,25 a 5m).

Además de la altura necesaria para $V^2 / 2g$ se debe prever un suplemento del 30 al 50% y no menos de 0,50 a 1,00m, para las pérdidas de carga a la entrada que suelen ser fuertes en estas obras por ser, muchas veces, de carácter provisional. Se exceptúan los casos en los que en modelo reducido permite prever las pérdidas sin empirismo.

Desvío total en lámina libre:

Funcionamiento hidráulico: para evitar los efectos antes mencionados, se puede hacer el desvío con régimen en lámina libre.

Es indiferente que la conducción sea en túnel o en canal al exterior, pues, su funcionamiento hidráulico depende sólo que la lámina esté en contacto con la atmósfera.

En la figura 1.7, se dibuja el perfil longitudinal de un desvío de este tipo. En la ataguía se produce la altura necesaria para $V^2 / 2g$, lo mismo que en el caso a presión.

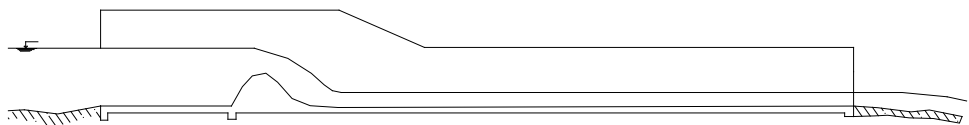


FIG.1. 7. - Desvío a flujo libre.

Para pasar de la velocidad pequeña en el remanso producido por la ataguía a otra más importante de 5 a 10m/s e incluso más en la conducción, puede hacerse un tramo corto inicial con fuerte pendiente o dejar que ese tránsito se produzca naturalmente por medio de la pendiente superficial. En este último caso hay que prever la consiguiente altura en los muros laterales, porque si no vertería el agua lateralmente.

Existe el inconveniente de desconocer el sitio donde se formará el régimen crítico y por tanto, la forma de la lámina. Cuando va en túnel hay que asegurar la suficiente aireación, pues si no, pueden ponerse accidentalmente a presión lo que no es conveniente como ya se vio en éste acápite.

El desvío en lámina libre tiene sobre el que va a presión, además de las ventajas mencionadas, mayor facilidad de construcción, menor peligro de colmatación y menor dificultad para su limpieza y extracción, mayor elasticidad de desagüe frente a crecidas mayores a la supuesta, pues una sobre elevación pequeña del nivel influye muy poco en el desagüe de una conducción a presión y bastante en una a lámina libre.

- **Desvíos parciales:** Dejando en seco sólo una parte del cauce y concentrando el paso de la corriente por el resto, se ejecuta así en forma sucesiva la obra. Este procedimiento es propio de cauces anchos ya que costaría mucho un cauce artificial, además la amplitud del cauce permite hacerlo por partes.

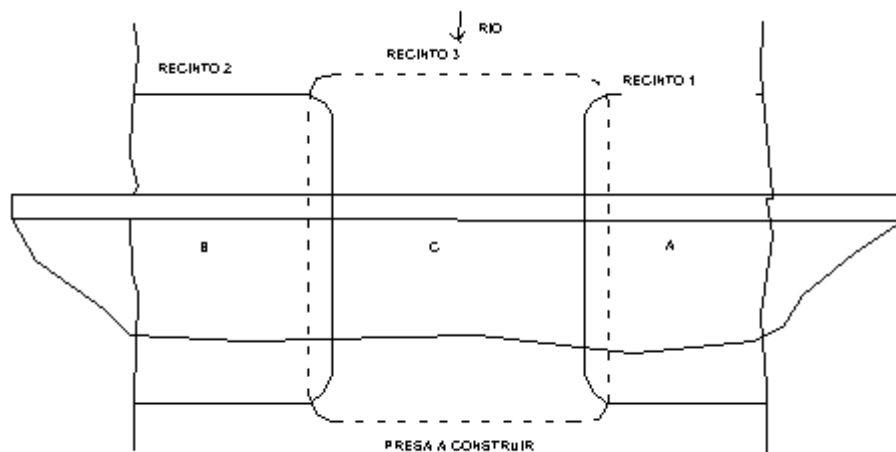


Fig. 1.8. -Desvíos parciales

El procedimiento es el siguiente:

En una primera etapa, se construye un recinto que bien puede estar formado por ataguías o tablestacas según sea el caso, y que permitirá ir construyendo una zona A de la presa hasta alcanzar una elevación segura. En paralelo se construye un recinto 2 que protege la zona B. Construidas estas dos zonas se apoya en ellas un tercer recinto, y se construye la zona C de la presa. Mientras se construyen las zonas A y B el flujo pasa por el cauce que queda entre los recintos 1 y 2; al construir el recinto 3, el río ha de pasar sobre o a través de los conductos de derivación de las zonas A y B, ya hechos.

Este sistema ha de aplicarse en presas de concreto. Para presas de material suelto es forzoso desviar el agua por otro cauce o empezar por recintos y a partir de cierto momento desviar el agua por un túnel de desvío o utilizar para ellos el aliviadero en su parte baja.

Hidráulicamente, hay que calcular el paso del caudal máximo previsto por el pase que queda entre los recintos en cada fase de construcción. Este método de los recintos da una mayor flexibilidad para el desvío del río y precisa una menor capacidad de evacuación que el desvío total, puesto que el período de desvío para cada operación es sólo una parte del total y, por ello es más fácil prever la crecida probable. Pero exige una planificación completa y detallada para organizar sin fallas las fases distintas de la operación.

En cualquiera de los casos anteriores, se construye ataguías a través o a lo largo del cauce, con el objeto de que el emplazamiento o partes del mismo se puedan desaguar y la construcción se realice sin obstáculos.

En general, hemos visto que se utiliza una combinación de elementos, ya sea túneles perforados en las laderas, conductos a través de la presa o desviaciones a diferentes niveles sobre los lechos superiores de los bloques de concreto de una presa en construcción, algunas veces, los conductos de las obras de toma se hacen con capacidad suficiente para derivar el gasto de las avenidas, en caso de pequeñas corrientes el gasto se suele desviar colocando un canalón provisional de madera o de metal o con una tubería, o la avenida se puede almacenar detrás de la presa durante su construcción y haciendo uso de bombas se controla el nivel de las aguas.

1.6 Operación de desvío

La operación de desvío es delicada y difícil, por eso, se descarta toda idea de perfección. Debe preverse cuidadosamente y ejecutarla con orden y rapidez, sobretodo en sus últimas fases. El método que se recomienda seguir suele ser de aproximaciones sucesivas, para que cada etapa facilite la siguiente. La evolución normal suele presentarse como sigue:

- Se perfora y reviste, si es necesario, el túnel de desvío y sus bocas si el nivel de éstas, respecto al río, lo permite.
- Si las bocas están bajas, se hacen posteriormente, previa protección con ataguías ligeras y eventuales, o por medio de voladuras, perfilándolas mejor con retoques posteriores.
- Si la boca de entrada está baja, al hacer su voladura el agua del río penetra en el túnel, y si también está perforada la boca de salida, el río quedará desviado, al menos parcialmente. Si la boca de entrada está alta pasará el río por ella hasta que la ataguía del cauce haya llegado a un nivel suficiente.
- La ataguía de la presa, salvo que esté reducida a su mínima expresión- un pedraplén bajo, cortando el pase del agua- no es una obra fácil de ejecutar mientras el río pase por el cauce. Por ello, se suele hacer parcialmente, según lo permita el río, hasta que la última parte resulte imposible sin desviarlo.
- Una vez hecho el desvío del río puede procederse al cierre final de la ataguía. Esta operación es la que podríamos calificar de menos académico, pues consiste en general, en echar al río lo más rápido que se pueda, escollera, gaviones o piedras para obstruir su paso por el portillo que quede en la ataguía. La operación debe estar preparada y ser rápida, pues de lo contrario, el río acabará arrastrando las piedras y materiales echados en el portillo y habrá fallado la operación. Es por ello, que se procura echar elementos grandes para dificultar su arrastre. También se pueden hincar previamente perfiles metálicos en los acarreo para que ayuden a sujetar las piedras que echamos después, incluso pueden ponerse mallas metálicas que dejen pasar el agua, pero que luego ayudarán a contener las piedras echadas. La operación se considerará con éxito en cuanto hayamos logrado que suba el nivel del agua hasta hacerla penetrar en el túnel de desvío, de forma que el río discurra por él. Esta operación de cierre será más fácil, cuanto más bajo esté el umbral de entrada del túnel. Si ésta estuviera por debajo del cauce, la ataguía podría terminarse en seco sin necesidad de hacer el cierre apresurado, descrito anteriormente.
- Una vez conseguido el cierre provisional, se procede a su afianzamiento. Puede echarse elementos de finura decreciente de manera que vaya penetrando, paulatinamente, en los huecos del tapón, hasta que se consiga reducir las filtraciones. Hay que contar con bombas de agotamiento, aguas abajo de la ataguía.
- Desviado el río y reducidas las filtraciones, se puede terminar la ataguía, darle más altura, etc.

Para mayor facilidad de las operaciones más delicadas que la segunda y la quinta se planea hacerlas en el período de aguas bajas, porque el resto del año resultarían más costosas e incluso imposibles.

1.7 Cierre de desvío

Gracias a tener desviado el río, se puede realizar las cimentaciones de la presa y avanzar en su ejecución. Pero en cuanto ésta llega a una cierta altura el desvío deja de ser necesario. Y cuando la presa está terminada hay que cerrar el desvío, ya que éste es provisional, muy útil durante la construcción de la presa, pero contrario al fin funcional de la presa que es retener el agua.

En algún momento hay que asegurar la operación inversa a la anterior, es decir, cerrar el desvío para que el agua se integre a su cauce y remanse detrás de la presa.

Pero esta operación tiene una cierta dificultad, menor que la ejecución del desvío; pues éste es contrario a la naturaleza y el cierre no; por lo que se debe prever la operación de cierre desde el principio y proyectar las obras de desvío, de tal manera que el cierre sea más fácil.

Para ello, se debe contar, previamente, con el desagüe de fondo que permitirá el paso del agua por él mientras se realiza el cierre del desvío.

1.7.1 Cierre, si hay túnel de desvío

- a) Si el túnel de desvío no se utiliza como desagüe de fondo se debe prever de ranuras verticales en las que se puedan alojar unas compuertas deslizantes que se puedan bajar en el momento deseado. Esta operación puede resultar difícil y exigir lastrar las compuertas para que bajen y cierren, por lo que es conveniente que sean, al menos, dos en serie, pues, la primera probablemente no cerrará del todo; pero cortará considerablemente el caudal. La segunda compuerta será más fácil de bajar a pesar de que la filtración de la primera sea notable. El hueco entre ambas se puede llenar, después, con el material adecuado o si es necesario con un bloque de concreto aguas abajo para resguardar el cierre conseguido.

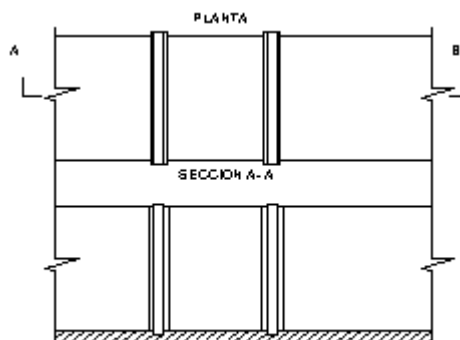


Fig. 1.9. - Planta y sección de cierre de túnel.

Otra forma es, colocando unos tubos horizontales y longitudinales y se puede ir echando concreto de forma que el agua siga pasando por ellos (en un momento de poco caudal), taponeando gran parte de la sección. Luego, se irá taponeando uno a uno los tubos por medio de piezas troncónicas que encajen en la entrada de cada tubo. Su forma parecida a la forma hidrodinámica hará que vaya aproximando, el agua, a la boca del tubo y no ponerlas transversales. De todas maneras será necesario guiar la operación por medio de cables.

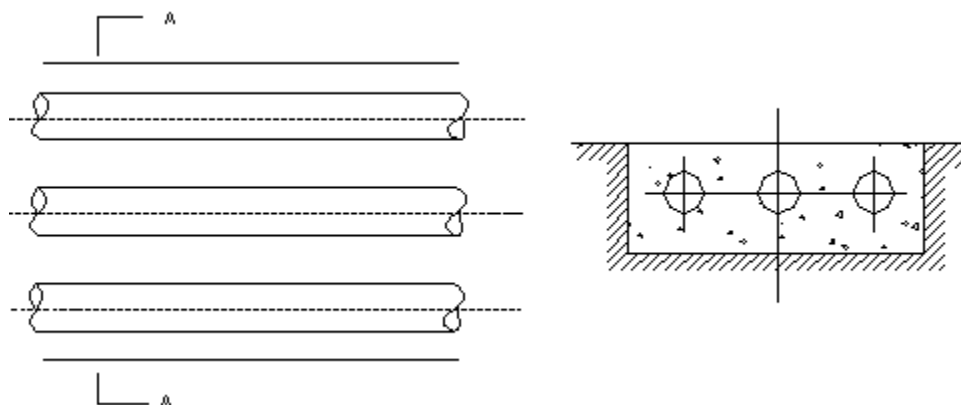


Fig. 1.10. -Planta y sección de cierre de desvío con tubos.

Desde el mismo momento en que el desvío se cierra, el agua se va acumulando detrás de la presa. Y cuando llega al nivel del desagüe de fondo sale por él y se controla el nivel hasta que se proceda al embalse normal. En este momento se cierra el desagüe de fondo la operación que se realiza es corriente.

- b) Algunas veces el desagüe se hace en el mismo túnel de desvío. Esto lleva siempre a una mayor dificultad para el cierre, pues, el agua ha de seguir pasando. Para resolver este problema, puede dejarse en la presa un portillo o hueco provisional; el desvío se cierra por medio de unas ataguías compuertas. El agua remansa un poco y sale por el portillo de la presa. Se hace la obra e instalación de las compuertas del desagüe de fondo y cuando están terminadas se levantan las ataguías del desvío y el agua vuelve a pasar por él a través, ahora, de las válvulas del desagüe de fondo y puede ya cerrarse el portillo provisional de la presa. Terminado esto, se puede cerrar las válvulas del desagüe de fondo y comenzar el embalse.

Si la presa es de materiales sueltos, el portillo suele ser difícil o imposible de hacer. Por lo que el desagüe de fondo será doble en serie y en paralelo. Podemos realizar entre las compuertas A y B la instalación de las válvulas de una mitad del desagüe. Instaladas éstas, se desvía el agua por ellas y se procede idéntico con la otra mitad. Terminado todo el desagüe de fondo se cierran las válvulas para proceder al embalse definitivo.

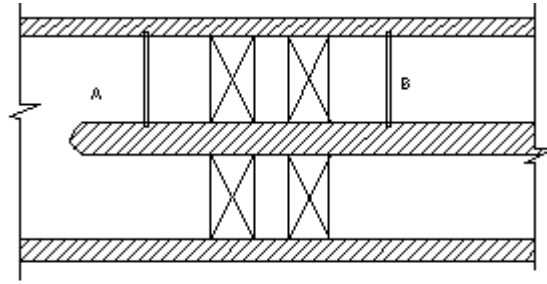


Fig. 1.11. - Planta del cierre del desvío si existe desagüe de fondo

1.7.2 Cierre, cuando el desvío es parcial por recintos, en algunos

En algunos de los bloques de la presa hay que dejar hecho el desagüe de fondo. Por éste pasará el agua a partir de cierto momento de la construcción. Y cuando se decida pasar al embalse definitivo, se cierran las válvulas o compuertas de este desagüe.

1.7.3 Cierre con desagüe de fondo independiente.

Es el caso más fácil de ejecución. Si el desagüe de fondo es independiente de la presa y del desvío, se puede ir construyendo e instalando con total desconexión con el resto de la obra. Y realizar el cierre final con él, como siempre, utilizando también como alivio del agua, mientras se procede al cierre del desvío provisional sea éste por el túnel, recintos o portillos en la presa. Lo mejor es disponer de un desagüe de fondo independiente, pero muchas veces resulta antieconómico.

1.8 Reutilización

Como se ha dicho ya, todas las obras deben estar previstas desde el principio; así en la planificación de las obras de la presa se debe considerar la posibilidad que las obras de desvío puedan ser utilizadas en alguna obra permanente posterior, y para tal caso la localización de dichas obras las determinarán las condiciones locales.

En algunos casos puede proyectarse la ataguía de manera que sea permanente de tal forma que aumente la estabilidad estructural de la presa, por lo que tendría una decisiva ventaja económica. En algunas presas de tierra, las ataguías pueden incorporarse al terraplén principal. En estos casos, la economía es doble, la cantidad que se economiza al reducir el volumen del material requerido por el terraplén y lo que se economiza para quitar la ataguía cuando ya no se necesita.

Lo mismo sucede para los túneles de desvío. Un túnel supone un elevado costo y un mayor trabajo de construcción, por lo que se debe tener en cuenta la posibilidad de su posterior utilización; el que se podría utilizar con gran ventaja en la descarga de los vertederos con canal lateral, en obras de toma y de control o aprovecharlo como desagüe de fondo o para la desvío, sólo de crecientes máximas y de acarreo, aliviando en gran manera a la presa, la misma que resultaría también más económica.

Algunos piensan que el túnel puede construirse con una calidad estricta, pero que se encarecería si hay que tratarlo como obra definitiva. Y este encarecimiento puede sobrepasar si se hace por ejemplo, el desagüe de fondo o el vertedor de demasías independiente, ya sea en la presa o en parte de ella.

En todo caso debe considerarse detenidamente los pro y los contra de cada solución en un caso concreto y decidir por el doble aspecto de la funcionalidad y la economía, pero nunca poniendo en peligro la funcionalidad porque ésta es fundamental y porque a la corta o larga se traduce siempre en economía.

CAPITULO 2

NOCIONES PRELIMINARES

2.1 Información general sobre la CC.HH

2.1.1 Ubicación

Las obras de derivación y captación de la Central Hidroeléctrica San Gabán II se encuentran ubicadas sobre el Río San Gabán, a 2090 m.s.n.m, en el tramo comprendido entre las localidades de Ollachea y Lanlacuni Bajo en la provincia de Carabaya, departamento de Puno, en la parte Sur-Este del Perú, en la Región José Carlos Mariátegui. Ver plano N° 01, apéndice C.

2.1.2 Descripción

La central hidroeléctrica San Gabán II, ejecutada por el estado peruano, forma parte de un proyecto de generación hidroeléctrica ambicioso llamado San Gabán que consta de cuatro etapas. En la figura 1.1 se muestra el esquema del proyecto San Gabán.

En este sentido, no es una obra aislada, se trata de parte de toda una política de desarrollo energético en el país, de allí que el objeto es aportar a las zonas de Puno, Moquegua, Arequipa, Tacna y Apurímac, un importante bloque de energía, a través del Sistema Interconectado Sur (SIS) que permitirá que la cobertura nacional se incremente de 50 a 75 por ciento.

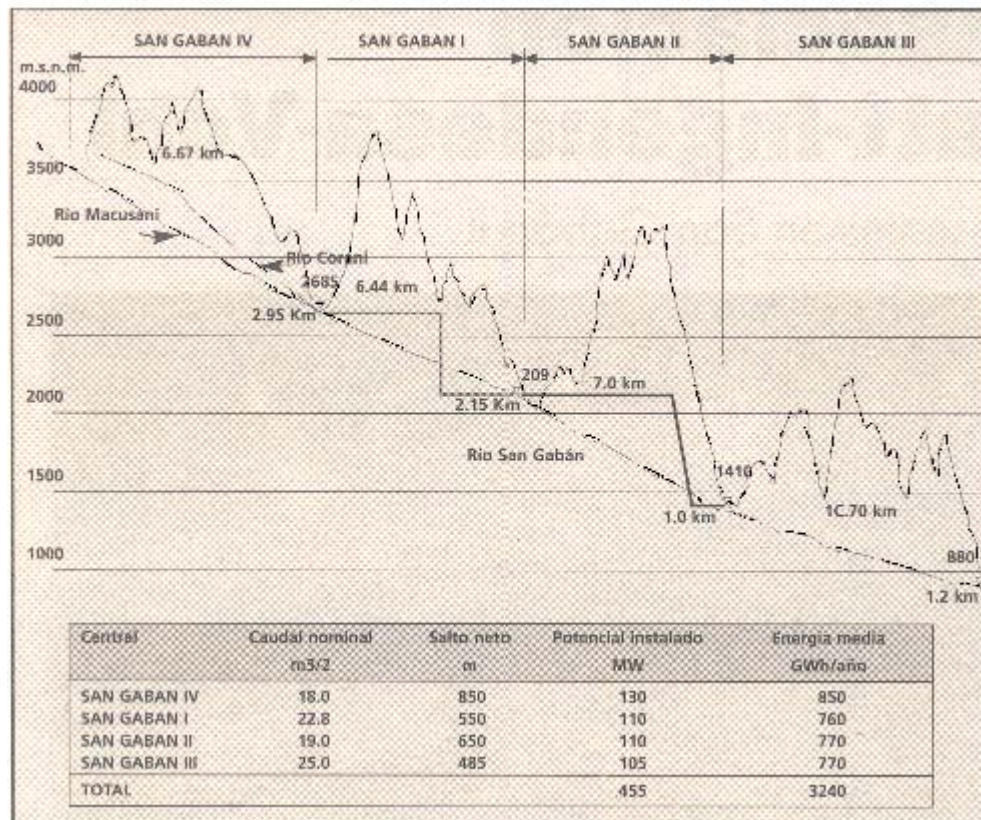


Fig. 1.1.- Perfil longitudinal de proyección de las centrales hidroeléctricas

En sus inicios la central hidroeléctrica San Gabán II fue considerada dentro del Plan maestro de Eléctro Perú de 1990, para ello se creó la Empresa de Generación Eléctrica San Gabán en 1994, su construcción se inició en 1995 y fue culminada en 1999 e inaugurada el 17 de Enero de 2000¹.

La central hidroeléctrica cuenta con una potencia instalada de 110 Mw, la que generará una energía media anual de 670 Gwh proporcionada por dos turbinas tipo Pelton de eje vertical de 55 Kw cada una y un caudal de diseño de 19 m³/s, con una altura bruta y neta del salto de 678 m y 655 m, respectivamente.

La Central hidroeléctrica ha sido diseñada para un periodo de 50 años que asegura el desarrollo de la zona sur este del país, como Lanlacuni Bajo, Ollachea, Corani, Asillo, Azángaro, Ayaviri y permitirá, también, aliviar el déficit que se presenta en el sur oeste, principalmente, en las áreas de Moquegua y Tacna, ya que como se menciona anteriormente se encuentra incluida en el sistema de interconectado.

Actualmente la central hidroeléctrica, se encuentra operativa con una unidad y proyecta cubrir todas las necesidades del departamento de Puno, que tiene

¹“San Gabán un gigantesco paso en dirección al desarrollo”, *EL PERUANO*, Lima, 18-I-2000. pp.1-5

un consumo a nivel doméstico e industrial de 26 Mw. Así mismo, cuenta ya con la línea de transmisión San Gabán-Azángaro de 138 KV y 160 Km, que se encuentra interconectada al Sistema Sur del Perú; posteriormente una vez que se termine de construir la línea de Mantaro-Socabaya, se tiene planeado interconectarla a todo el sistema nacional.

En la figura 1.2 se aprecia el plan de reforzamiento energético para la parte sur del Perú.

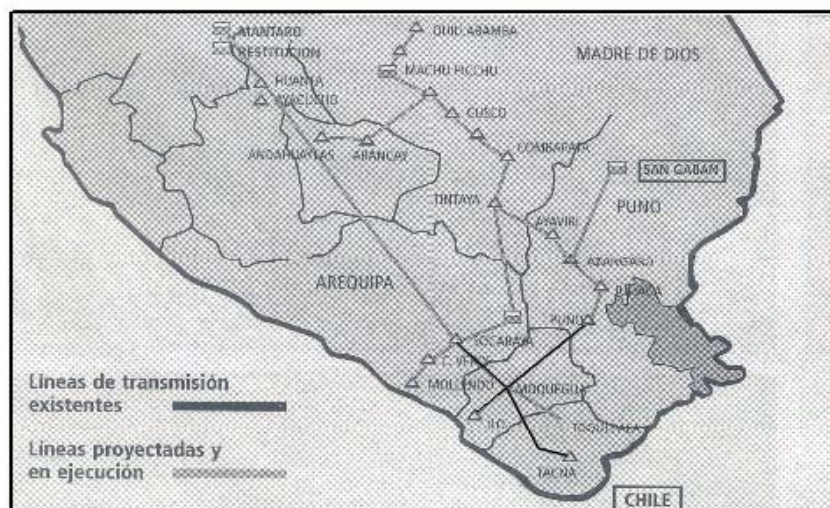


Fig. 1.2.- Sistema de reforzamiento sur.

Actualmente existe el interés por desarrollar las tres etapas faltantes, con la perspectiva de exportar excedentes de energía al Brasil.

2.1.3 Obras civiles

Dentro de las obras que abarca todo proyecto de una central hidroeléctrica se encuentran las obras civiles. Estas obras permitirán el desvío, la captación, derivación, regulación y conducción del caudal necesario.

Para dar inicio a la construcción de las obras civiles de la central hidroeléctrica San Gabán, fue preciso identificar las fases de construcción y prever el tipo de obras por construir en cada fase. Según lo cual se determinó dos tipos de obras civiles bien definidas:

- a) Obras de desvío del río
- b) Obras de derivación y captación (obras de cabecera).

a) Obras de desvío del río

Estas constituyen las obras provisionales que tienen como finalidad desviar el río permitiendo la ejecución de las obras, sin la presencia de flujo superficial. Se ubican, tanto en el cauce como en la margen izquierda del río².

Considerando las condiciones geológicas, morfológicas, topográficas del lugar y teniendo en cuenta el tipo de presa derivadora por construir³. Se consideró como método óptimo para el desvío de las aguas, durante la construcción de la presa derivadora: el **desvío total del flujo por una conducción artificial**, la conducción artificial sería un túnel, el mismo que estaría excavado en la margen izquierda del cauce y las condiciones de escurrimiento sería a superficie libre, además se construiría una ataguía, en el cauce mismo, con la altura suficiente para crear el remanso necesario y facilitar el ingreso del agua al nuevo cauce.

Además de la ataguía y el túnel las obras de desvío se componen de otras estructuras que sirven de nexos o transiciones entre éstas y el cauce natural; así tenemos una estructura de acopio de las aguas del río constituida por el canal de entrada, cuya misión es encauzar las aguas del río, y entregarlas a la segunda parte de la obra, el túnel, que transporta las aguas corriente abajo hacia las obras de salida o de descarga para ser nuevamente entregadas al río; en el diseño original estas obras fueron consideradas según la disposición que se muestra en el plano N° 02A, Apéndice C; la mismas que posteriormente obedeciendo a razones geológicas fueron reubicadas, y modificadas en sus características físicas e hidráulicas recogiendo las observaciones que se hicieran en el estudio realizado por la Universidad de Piura en el año 1992.⁴

El nuevo trazo del túnel de desvío y la reubicación de la ataguía, principal alcanzado por los diseñadores se pueden apreciar en el plano N° 02, Apéndice C.

A continuación se detalla cada una de las estructuras que conforman las nuevas obras de desvío de la central hidroeléctrica San Gabán II:

1. **Ataguía**, llamada principal, pues, ella desvía totalmente, las aguas provenientes del río hacia el canal de entrada o de aproximación. Está ubicada a 135 m aguas arriba del eje de la presa derivadora, ocupando toda la sección transversal del cauce, formando un ángulo de 50° con el eje del túnel de desvío. Ver Plano N° 03 y 04, Apéndice C.

² Para determinar la margen izquierda y margen derecha se hace mirando la corriente en sentido aguas abajo.

³ Presa derivadora de concreto, con vertidos a través de su vertedero de demasías.

⁴ "Investigación en modelo hidráulico de las obras de derivación de la central hidroeléctrica San Gabán II"

La ataguía se corona en la cota 2107 m.s.n.m, teniendo en cuenta que el cauce en el pie de la ataguía se encuentra en la cota 2098 m.s.n.m, la altura correspondiente de la ataguía sería 9 m; el ancho de corona es de 6 m y cuenta con un ancho de base de 60 m; la longitud de ataguía en la parte superior es de 81.70 m, siendo en la parte inferior 71 m

Su perfil es trapecial con taludes exteriores de 2:1 (H:V) y de sección compuesta, consta de un núcleo central impermeable con talud aguas arriba 1.2:1 y talud aguas abajo 1:1, confinado por zonas de materiales considerablemente más permeables, como un filtro de grava, seguido de un material de transición y enrocado de protección. Ver plano N° 05, Apéndice C.

Las filtraciones subterráneas pueden inducir a grandes pérdidas y hacer dificultosa la construcción de la presa ubicada aguas abajo por lo que la cimentación de la ataguía juega un papel importante, como ya se mencionó en el capítulo anterior, por tal motivo la ataguía tiene un dentellón relleno del mismo material del núcleo que penetra en el terreno 2.50 m formando una pantalla que impide el paso del agua hacia la zona de obras, ver Plano N° 04, Apéndice C.

A continuación describimos la leyenda de materiales donde se detalla las especificaciones y características de cada una de las capas que conforman la ataguía:

Leyenda de materiales

a. Núcleo de material GC o GC-GH, compactado en capas de 0.25 m, con un grado de compactación del 95% del ensayo proctor modificado.

b. Filtro de grava

Especificaciones para el filtro

D50 = $\frac{50\% \text{ del tamaño del MF}}{50\% \text{ del tamaño del MB}}$

MF = Material de filtro

MB = Material de base

El coeficiente de uniformidad debe ser entre 3 a 4.

Granulometría del filtro

Malla N°	% que pasa
1''	100
3/8'	60 - 100
N° 4	40 - 75
N° 30	15 - 45
N° 200	0 - 5

Granulometría de Transición

Malla N°	% que pasa
5''	100
3''	60 - 100
2''	40 - 75
1''	20 - 45
½''	0 - 20

- c. Rip rap de protección $D_{50} = 0.60$ m

Por sus características y volumen la ataguía puede considerarse una presa pequeña $H < 15$ m y/o volumen $< 750,000$ m³.

2. **Gaviones** : Están ubicados a lo largo de la parte superior de la ataguía principal (corona), en el extremo próximo aguas arriba; formando un muro de dos filas de gaviones amarrados entre sí y en cuyo centro posee una geomembrana impermeable para evitar las infiltraciones.

Estos gaviones son mallas metálicas, rellenas de material granular de 3 m de largo, 0.5 m de ancho y 1 m de altura, ver plano N° 05, Apéndice C, su función es evitar el desborde del agua por encima de la cresta de la ataguía ante cualquier eventualidad que se pudiera presentar.

3. **Obras de entrada**: son aquellas que encauzan las aguas del río hacia el túnel de desvío y son:

Una zona de enrocado o tapiz que evita la erosión de la zona de entrada, y que abarca todo el ancho del cauce del río más el ingreso al canal de entrada, en una longitud promedio de 60 m; con un ancho promedio de 20 m; un espesor de solado de 2.20 m conformado por rip rap, material impermeable igual al del núcleo de la ataguía y filtro. Ver plano N° 02, 06 y 12, apéndice C.

Canal de entrada que encauza las aguas hacia el túnel de 58,88 m de largo, con un ancho y altura variables, de sección rectangular, pendiente de 0.005 en el tramo inicial y 0.29 en tramo que conecta al ingreso del túnel

Todas estas obras, excepto el tapiz de ingreso son de concreto 210 Kg/cm². Ver planos N° 08, apéndice C.

4. **Túnel de desvío:** Es el conducto por donde se transporta la corriente desviada hacia aguas abajo hasta las obras de salida para ser entregada nuevamente al cauce natural del río. Dicho túnel se divide en dos zonas; una, llamada falso túnel y otra, el túnel propiamente dicho, con una longitud total de 166.00 m.

El falso túnel, que viene a ser un conducto cerrado de 23.12 m de largo de pendiente variable constituye la transición entre el canal de entrada y el túnel propiamente dicho de ahí que su sección varíe desde una sección rectangular correspondiente a la sección del canal de entrada hasta una sección de herradura correspondiente a la sección del túnel.

El túnel propiamente dicho de 142.88 m, posee una sección geométrica tipo herradura, con un área de 40 m², diámetro de 7 m y una pendiente de fondo de 0,03181 en un primer tramo y 0,0437 en el tramo final, y es de eje curvo en su mayor longitud, presentando dos curvaturas de radios 90 m y 50 m, para el primer y segundo tramo curvo respectivamente.

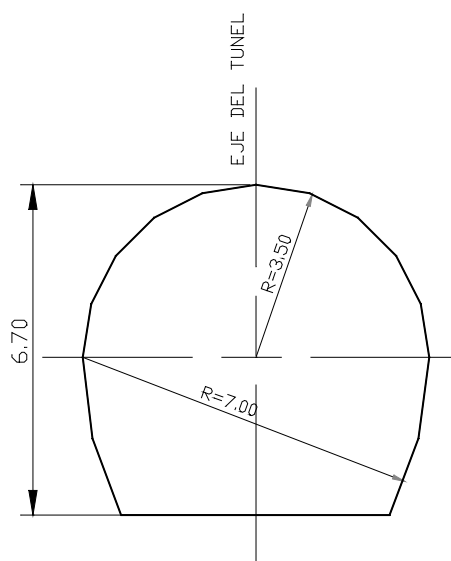


Fig. 1.3.- Sección típica del túnel de desvío modificado.

Revestido en toda su longitud con: las paredes, de shotcrete y/o concreto con malla y cerchas de acero al inicio y final del túnel, y el solado de concreto. Ver planos N° 08 -10, Apéndice C.

El túnel de desvío está diseñado para un caudal de 350 m³/s, para trabajar a flujo con superficie libre y con un tirante de 4.10 m, cuya área hidráulica correspondiente sería 27 m². Ver gráfico N° 01, Apéndice B. ⁵

⁵ Datos correspondientes a la información básica entregada por la Empresa de Generación Eléctrica San Gabán S.A.

5. **Obras de salida:** conducen las aguas desde la salida del túnel al cauce natural del río. Constan de una transición de salida del túnel de 5 m techados y el canal de salida o canal de descarga de sección rectangular de ancho y altura variable que descargan las aguas al río a una zona protegida por rocas acomodadas de diámetro 1 a 1,5 m con la finalidad de amortiguar la caída de agua y disminuir la erosión. Ver plano N° 10, Apéndice C.

La descarga de salida se ubica aproximadamente 100 m aguas abajo del eje de la presa derivadora.

6. **Contraatagüa:** cuya función es proteger la zona de aguas abajo de la presa derivadora del remanso provocado por la entrega de agua del canal de descarga al río y cuya cota de coronación y ubicación fue preciso determinar.

7. **Preatagüas :** son atagüas bajas de 2.5 a 3 m de altura, con un ancho de corona de 2.5 m conformadas por material impermeable, igual al del núcleo de la atagüa principal y protegido con rip rap de 0.60 m;

Las preatagüas como su nombre lo define son atagüas construidas en una etapa previa a las obras de desvío finales, para una mejor identificación en este proyecto reciben el nombre de preatagüa fase 1 y preatagüa fase 2, y sirvieron para desviar y/o proteger de posibles inundaciones en la fase constructiva del túnel de desvío y de la atagüa principal. Ver planos N° 12 y 13, Apéndice C.

Fases del desvío y cierre

El desvío del río San Gabán para la ejecución de las obras de derivación se programó y se ejecutó cuidadosamente, dividiendo la desviación a su vez en dos fases:

Fase 1.- Consistió en la construcción de la atagüa llamada preatagüa fase 1 que encauza la corriente en su cauce principal, aísla la zona de entrada al túnel, permitiendo así el inicio de todos los trabajos sin problemas de inundación, a saber la perforación del túnel de desvío, obras de entrada y salida.

Una vez concluidas las obras de entrada, salida y revestido del túnel se eliminó la preatagüa fase 1 y se dio paso a la siguiente fase.

Fase 2.- Está fase fue un poco más complicada y de mayor riesgo consistía en cortar el paso del agua en el cauce principal desviarla por el

túnel, para así aislar la zona de construcción de la ataguía principal Su construcción debía ser rápida y bien planificada para lograr los objetivos. Una vez conseguido el desvío total se procedió a refinar la preataguía, darle la altura suficiente y reducir las filtraciones.

Posteriormente se procedió con la construcción de la ataguía principal también con mucha rapidez.

Una vez concluida la ataguía principal el desvío se produjo sin mayores riesgos ante el aumento de los caudales en el río.

Una vez terminada la construcción de la presa, el túnel de desvío será clausurado acumulando en el portal de entrada y en el canal de aproximación el material proveniente de la demolición de la ataguía principal de acuerdo a las instrucciones que proporcione el supervisor.

b) Obras de Derivación y Captación

Son las que llamamos obras permanentes, tienen como finalidad almacenar, derivar y transportar las aguas captadas del río a la central hidroeléctrica.

Están conformadas por: la presa derivadora, la toma con desgravador, el desarenador, el conducto de purga, el embalse de regulación con by-pass y el túnel de aducción.

La presa derivadora de tipo mixto, se ubica en un tramo recto del cauce entre dos curvas. Ver plano N° 02, Apéndice C. Ha sido diseñada para un caudal de $630 \text{ m}^3/\text{s}$.

El aliviadero fijo mantendrá la cota de remanso, en condiciones de la operación normal, en la cota 2095.15 m.s.n.m. mientras que las cuatro compuertas radiales de 8 m por 5.50 m cada una reposan sobre el umbral en la cota 2090 m.s.n.m estando abiertas en la medida necesaria para mantener el nivel de remanso normal o completamente en caso de presentarse una avenida.

El sedimento de arrastre será evacuado por el desgravador provisto de dos compuertas en su extremo aguas abajo del aliviadero de compuertas. La toma provista de 4 compuertas, está diseñada para captar $19 \text{ m}^3/\text{s}$, cuenta también con una rejilla para evitar el ingreso de cualquier obstáculo.

A continuación de las obras de toma se encuentra el desarenador con cuatro canales de aproximación. El ancho de cada uno de ellos aumenta mediante una transición al final del canal de 4 m a 6 m en el punto de encuentro con las naves del desarenador. Las naves tienen en la parte central del fondo una canaleta que conecta el final de las naves directamente con el conducto colector de purga a través de una compuerta.

El embalse de regulación provisto de revestimiento de fondo para poder lavarlo, cuenta con una canaleta de purga como eje longitudinal, cuyas pendientes transversales del fondo están orientadas hacia ella. La canaleta, que termina al costado del ingreso al túnel, es controlada por una compuerta que cuando es abierta, da paso al agua hacia el conducto de purga del reservorio.

El by-pass de 3.2 m de diámetro interior permite desviar el agua desde el final del desarenador directamente al túnel aductor cuando la entrada al embalse está cerrada.

Túnel aductor es el que transporta el caudal necesario hacia la central hidroeléctrica es de tipo herradura de 6.40 m de diámetro, tiene una pendiente de 0.001 y está revestido de concreto; el caudal de diseño es de 95 m³/s y se transporta con un tirante de 5 m y el caudal máximo que puede conducir es de 106 m³/s, el cual se desarrolla con un tirante de 6.08 m.

2.2 Características del río San Gabán en el tramo de ubicación de obras

2.2.1 Morfología y Sedimentología

El río San Gabán, con una pendiente del cauce natural de 3,6% en promedio, nace aguas abajo de la confluencia de los ríos Macusani y Corani en las alturas del flanco oriental de la cordillera de Carabaya y baja bruscamente para integrarse a la subcuenca que forman los ríos Alto Inambiri y el Amarumayo o Madre de Dios.

A la altura de ejecución de las obras, el cauce divide la zona en otras dos, bien diferenciadas: la margen derecha del río; en el lugar de la presa y aguas abajo, formada por una terraza (Tabinapampa) constituida por material aluvial sobre la cual se ha construido el resto de las obras de derivación, mientras que en la margen izquierda del río, presenta laderas en algunos casos con taludes pronunciados, zona en la que se construyó el túnel de desvío.

Las cuencas del Macusani y Corani están compuestas por rocas metamórficas y especialmente “ignimbritas”- rocas piroclásticas, tufáceas con estructuras laminares que expuestas a la intemperie se caracterizan por su color gris chocolate. Estas cuencas aportan bolones por desintegración de columnas, las mismas que terminan como detrito depositado en las terrazas.

En la zona de Ollachea aparecen rocas “sienitas nefelínicas” que suministran al cauce los bolones de canto rodado y de mayor dureza. Debido a las fuertes pendientes del cauce, los bolones aún de gran tamaño son transportados fácilmente por mayores caudales y las piezas de rocas menos duras sufren desintegración convirtiéndose en granos menores.

Otro factor importante por considerar es la erosión, especialmente, en la margen izquierda, aguas arriba desde Ollachea y en la zona de obras. Esta zona se encuentra más expuesta que la margen derecha debido a la tala intensiva a la que ha sido sometida por los lugareños en busca de tierras fértiles, a las pendientes muy pronunciadas y a la presencia de precipitaciones abundantes en el período lluvioso; por lo que se hace inevitable la erosión.

La razón por la que los derrumbes ocurren es por el debilitamiento de la fricción entre las piezas de material granular movidas por las lluvias torrenciales.

El gran número de quebradas existentes a lo largo del cauce, con sus conos de deyección condiciona la sinuosidad del mismo que termina situándose en la zona de menor aporte lateral de material sedimentológico grueso.

El cauce del río está acorazado en toda la zona aguas arriba y dentro de la zona de obras.

Los materiales aluviales que constituyen las terrazas tienen una potencia mayor de 20m. Asimismo, éstas y el fondo del río tienen una granulometría muy variada que va desde muy fino en pequeñas proporciones hasta un porcentaje de materiales de 0,5m de diámetro y mayores.

2.2.2 Hidrología

Las características hidrológicas del Río San Gabán corresponden a un proceso fluvial muy joven de régimen torrencial, que tiene su origen en los diversos eventos tectónicos que se han dado en la zona.

El río San Gabán cuenta con el aporte de los ríos Macusani y Corani, así como de las quebradas que desembocan a lo largo de él, éste transporta un caudal medio de $30\text{m}^3/\text{s}$ hasta un máximo de $560\text{m}^3/\text{s}$.

Se presenta un período lluvioso entre los meses de diciembre y junio caracterizado por abundantes precipitaciones, en el que se registran los caudales más altos.

Para el diseño y los ensayos en el modelo hidráulico se tuvo en cuenta los siguientes datos:

Caudal de avenida extraordinaria	$710\text{m}^3/\text{s}$
Caudal de avenida máxima probable	$630\text{m}^3/\text{s}$
Caudal de avenida ordinaria	$530\text{m}^3/\text{s}$

La presa ha sido diseñada para la máxima avenida probable de 630 m³/s, con un caudal de captación de 19 m³/s; y las obras de desvío: túnel y ataguía para un caudal de 350 m³/s.

2.3 Estudio en modelo físico

La gran envergadura de las obras que forman parte de la Central hidroeléctrica San Gabán II exige el mayor cuidado en el diseño, con miras a lograr los objetivos planteados.

Dentro de estas obras, las obras de desvío juegan un papel importante en la fase constructiva de las obras de derivación y captación, el tipo de desvío utilizado, es decir el desvío de la corriente fuera del cauce para luego retornarla en un punto aguas abajo, es uno de los más sencillos; salvo cuando existen túneles como es el presente caso, donde no sólo se encarece la obra en sí; sino que exige una buena disposición de las estructuras con un proceso constructivo bastante cuidadoso, que garantice su funcionamiento hidráulico y que asegure la fase constructiva de la presa derivadora.

Todo ello justifica un estudio cuidadoso y de ser posible en modelo reducido de tal manera que garantice el buen funcionamiento.

Es por ello que el conjunto de obras de captación y desvío de la central hidroeléctrica San Gabán II fueron investigadas, en dos modelos hidráulicos, por Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria (IHHS) de la Universidad de Piura, en el año 1992.

El primero de estos, un modelo general, se realizó a escala 1:45 abarcando aproximadamente 2000 m del cauce, el túnel de desvío, la ataguía, la presa derivadora de tipo mixto, la toma con desgravador, el desarenador, el reservorio de regulación horaria, la tubería by-pass, el conducto de purga y el inicio del túnel de aducción.

El segundo modelo de tipo específico, a escala 1:10, fue exclusivamente del desarenador.

A inicios de 1997, durante la construcción de las obras captación de esta Central Hidroeléctrica La Empresa de Generación Eléctrica San Gabán, a través de su Gerente General Ing. Alejandro Tataje y de su Supervisor General Ing. Oscar Renteros, comunican al IHHS su interés por efectuar investigaciones adicionales de la ataguía y del túnel de desvío, que por razones geológicas como se menciona anteriormente, habían sido modificadas respecto al diseño original investigado en 1992. Por lo que el modelo de las nuevas obras de desvío fue construido sobre el modelo general a escala 1:45 ya construido en 1992. Cabe mencionar que esta escala permitió investigar adecuadamente la ataguía y el túnel de desvío.

2.3.1 Descripción general del modelo reducido

El modelo reducido de las obras de desvío del río San Gabán para la construcción de las obras de derivación, se realizó en obra limpia con materiales de construcción comunes utilizados en el laboratorio de modelos hidráulicos. El modelo está compuesto principalmente por un sistema de alimentación, regulación y control del caudal, tanque de entrada, plataforma del modelo, tanque de salida, modelo del río, modelo de las obras de desvío, captación y derivación, tanque de salida.

El modelo de río comprende la curva anterior a las obras de desvío con miras a estudiar el comportamiento del flujo a la entrada del túnel en el canal de entrada, reproduciendo las condiciones reales de distribución de velocidades y tirantes. Este fue construido sobre una plataforma, el modelo del río se eleva hasta 1.50 m por encima de esta plataforma. Las paredes de cierre son de ladrillo y rellenas con material granular. Para la elaboración de este modelo se extrajeron de los planos del proyecto como de topografía las cotas de las progresivas de las secciones, con estas se reprodujeron las secciones perpendiculares al cauce, conformadas con material granular natural de acuerdo con los números de manning estimados para las distintas zonas del modelo.

Las obras de desvío fueron ubicadas sobre el modelo del río de acuerdo con el diseño establecido y con la orientación dada por la entidad proyectista. La solera de las obras de entrada fueron construidas en obra limpia con morteros y encofrados de madera. El túnel fue ubicado a continuación se compone de un tramo recto seguido de dos tramos curvos para descargar en el canal de descarga. El fondo del túnel se revistió de acrílico de 4 mm de espesor. La cúpula de túnel fue construida en sección rectas y curvas también de acrílico para mantener la visualización del flujo.

CAPITULO 3

MODELACION

3.1 Generalidades

A menudo, el ingeniero se enfrenta con problemas ingenieriles a las que debe dar una solución concreta de acuerdo con los requerimientos que se planteen. Debe decidir a priori el enfoque, técnicas o métodos más convenientes para cada caso en particular.

Generalmente, la solución suele ser sencilla y directa en cuanto se encuentra en un contexto técnico y económico definido y en consecuencia se le da un enfoque y se aplican unos métodos.

Otras veces, el problema es complejo o desconocido como por ejemplo; se quiere predecir el comportamiento hidráulico de contracción del flujo y transición entre un río y el túnel utilizado para su desvío, entonces, será necesario evaluar cuidadosamente qué enfoque o tipo de investigación se va a adoptar. Para ello, se pasará, primeramente, por la conceptualización y esquematización del problema, incluido el sistema físico donde se sitúa, y luego, por la selección de las técnicas físicas o matemáticas que permiten estudiar una versión simplificada del problema en cuestión. A este proceso de abstracción se le conoce como modelación. En definitiva, la modelación implica simular un fenómeno real, conceptualizándolo y simplificándolo en mayor o menor medida, para luego, por último describirlo y cuantificarlo.

3.2 Modelación hidráulica

Uno de los campos donde se ha desarrollado notablemente la modelación es en el hidráulico, existen evidencias de estudios de diseños hidráulicos realizados desde muy antiguo, mediante pequeños representaciones de estructuras y máquinas, mediante los cuales se ha llegado a enunciar principios fundamentales en la hidráulica; sin embargo hasta hace poco tiempo la experimentación hidráulica se llevaba a cabo habitualmente a escala real ya sea en vertederos, canales, tuberías y presas construidas sobre el terreno.

Es durante el último medio siglo, cuando se han desarrollado métodos por los cuales, como resultado de experimentos realizados en modelos a escala reducida, es posible predecir la conducta de una estructura o prototipo.

El sistema semejante reducido o simplificado es lo que llamamos modelo, frente a la realidad que llamamos prototipo.

Los principios en que se basa este procedimiento incluyen las teorías de similitud hidráulica. El análisis de las relaciones básicas de las diversas cantidades físicas incluidas en el movimiento y la acción dinámica del fluido denominada análisis dimensional.

En la actualidad, se diseñan y construyen pocas o ninguna estructura hidráulica importante, sin estudios preliminares de modelos, más o menos extensos.

3.3 Aplicación y aporte de los modelos hidráulicos

En hidráulica, la modelación se usa para la simulación de situaciones reales que se producen en el prototipo y cuyo comportamiento se desea conocer; puesto que modelo y prototipo están ligados el uno con el otro, las observaciones y estudio del modelo constituyen la información necesaria para comprender la naturaleza del prototipo, debiendo para ello, estar ambos relacionados.

Debido a que las simulaciones se producen bajo condiciones controladas de laboratorio los modelos hidráulicos tienen múltiples aplicaciones.

Tenemos que los modelos hidráulicos, se usan para la solución de problemas relacionados con las estructuras hidráulicas, tramos de ríos o fenómenos de infiltración y recientemente con el transporte de sedimentos. Las principales características de cada uno de estos grupos son indicadas por sus nombres.

Los modelos de estructuras son usados para resolver problemas hidráulicos en conexión con una variedad de estructuras hidráulicas o ciertas partes de ellas como por ejemplo determinar la capacidad hidráulica, reducir las pérdidas de carga en entradas a canales o tuberías o en secciones de transición; desarrollar eficaces métodos de disipación de energía en la corriente, al pie de las presas de sobreflujo o en el extremo de salida de las atarjeas, reduciendo de ese modo la erosión del lecho de los cauces de ríos; determinar coeficientes de descarga para presas de sobreflujo; desarrollar el mejor diseño de vertederos de presas, de sifones y pozos y de estructuras de salida de los embalses; diseñar puertos, incluyendo determinar la mejor sección transversal, altura y ubicación de los rompeolas, así como la posición y ubicación de la entrada; diseñar esclusas, incluyendo los efectos sobre los barcos de las corrientes establecidas debido al funcionamiento de las esclusas etc.

Los estudios en modelos de ríos son usados para resolver problemas de regulación de ríos o desarrollos hidroenergéticos, determinar el tiempo de desplazamiento de ondas de inundación por los cauces de los ríos, métodos para el mejoramiento de canales para la transmisión de inundaciones con menos riesgo de desbordamiento sobre las orillas, los efectos de los acortamientos de los ríos, efecto de diques, paredes de contención sobre la erosión de los lechos, altura de los remansos provocados por estructuras permanentes o temporales, construidas en medio de un cauce; dirección y fuerzas de corriente en ríos y puertos y sus efectos sobre la navegación etc.

El grupo de modelos de infiltración es creado para el estudio de fenómenos de infiltración en suelos y en medios granulares en general. Pertenecen a este grupo también el estudio en modelo de infiltraciones en el subsuelo de una variedad de diques y de terraplenes, en la vecindad de los huecos excavados para la construcción en suelos granulares, bajo o alrededor de estructuras fundadas en tales suelos.

Es importante destacar que la modelación hidráulica al lograr representar el flujo (tridimensional) de un río o a través de una estructura o suelo con mayor fidelidad y detalle que un simple cálculo teórico, aumenta la confiabilidad de las estructuras proyectadas. Esto significa que los diseños se ajustan más a las solicitaciones reales del flujo, lo cual tiene un importante impacto económico. Por un lado se disminuye el riesgo de diseñar una obra poco resistente que colapse fácilmente con las consecuentes pérdidas económicas o lo que es peor, en vidas humanas; mientras que por otro lado también se reduce la posibilidad de un diseño sobredimensionado que requiera de inversiones innecesarias. En otras palabras la modelación hidráulica constituye una importante herramienta de optimización para el diseño de obras hidráulicas.

Habría que ver, cuándo son convenientes: cuando conduzcan a una solución más económica y segura o cuando sean imprescindibles. Se han visto casos en los cuales por no realizar un modelo, el prototipo – que es muy costoso comparándolo con el modelo - ha quedado inutilizado en un tiempo relativamente corto al no poder prever los fenómenos con anticipación y corregirlos de antemano. En este sentido, hay que tomar conciencia de la necesidad de hacer un modelo hidráulico cuando las circunstancias así lo ameriten.

3.4 Clasificación general de los modelos hidráulicos

3.4.1 Modelo físico

Es la simulación física de un fenómeno hidráulico, que ocurre en relación con una obra de ingeniería, en un sistema semejante simplificado que permite observarlo y controlarlo con facilidad, además confirmar la validez del diseño de la obra, optimizarla o tomar nota de los efectos colaterales, que deberán ser considerados durante la operación de la misma.

Según las características propias de los modelos se pueden clasificar en:

a) **Clasificación respecto de la semejanza geométrica con el prototipo:**

- Modelos geoméricamente semejantes: son aquellos en los que se conserva la semejanza de todas las variables geométricas. Existe un único factor de reducción o amplificación, llamado escala, de todas las magnitudes geométricas y las que se derivan de ellas, además de la igualdad de ángulos correspondientes entre el modelo y el prototipo.

Dentro de estos tenemos: modelos de desarenadores, desgravadores, bocatomas, canales. etc.

- Modelos geoméricamente distorsionados: se conserva la semejanza con el prototipo, pero los factores a usar de reducción o ampliación son distintos para diferentes dimensiones del mismo. Es frecuente que las dimensiones horizontales tengan una escala o factor y las dimensiones verticales, otras. El uso de distorsiones resulta, muchas veces, necesario cuando el factor único produce una reducción demasiado grande en las dimensiones verticales, lo cual originaría efectos significativos en fuerzas que en el modelo son despreciables o inexistentes en el prototipo. Este tipo de modelos es usual en estructuras marítimas.

b) **Clasificación respecto de la movilidad y deformabilidad del contorno:**

- Modelos de contorno fijo: hay casos en que la deformabilidad del contorno no es relevante al fenómeno estricto, por tanto, puede representarse simplifcadamente en el modelo como si fuera fijo o indeformable. Los modelos de este tipo serían, por ejemplo, sistemas de presión, canales revestidos o cursos naturales donde el fondo no experimente muchos cambios.
- Modelos de contorno móvil: existen situaciones en que el modelo debe representar el contorno móvil en una forma fiel y confiable, ya que los fenómenos que ocurren, caso del escurrimiento vienen determinado por la movilidad y deformabilidad de la sección. Estos casos son frecuentes sobretodo en obras hidráulicas y de mecánica fluvial.
El modelo puede tener sólo lecho móvil y las riberas o bordes fijos, o bien tener el perímetro móvil o lecho móvil por zonas.

3.4.2 Modelos analógicos

Es la reproducción de un fenómeno en estudio de un prototipo en un sistema físico diferente al original (modelo), pero que aprovecha la similitud de las leyes matemáticas que gobiernan el fenómeno en ambos sistemas. Su uso no es muy frecuente en la actualidad.

Es común que uno de los dos fenómenos sea de menor dificultad, por lo que éste se emplea para resolver el otro. Lo anterior ofrece una posibilidad de resolver problemas hidráulicos basándose en mediciones hechas sobre un fenómeno análogo, siendo los más comunes:

Analogía entre un flujo a través de medios permeables y flujo laminar en capas delgadas.

Analogía entre flujo laminar y flujo turbulento.

Analogía entre un flujo a través de medios permeables y la deformación de una placa elástica bajo carga.

Analogía eléctrica y otros fenómenos físicos (como hidráulicos, mecánicos, etc.).

3.4.3 Modelos matemáticos

Son aquellos en la que se hace uso de las ecuaciones o expresiones matemáticas que definen de una manera simplificada el fenómeno en estudio que ocurre en el prototipo. Son tres los modelos matemáticos:

- Modelos determinísticos : Los procesos físicos involucrados se expresan a través de relaciones funcionales determinísticas en los que no se considera la probabilidad de ocurrencia del fenómeno.
- Modelos estocásticos : Los procesos físicos se representan haciendo uso de variables aleatorias, probabilísticas que involucran el fenómeno en estudio.
- Modelos de simulación numérica: son modelos en los que se emplea, principalmente, ecuaciones diferenciales y condiciones iniciales de borde, que son resueltos utilizando técnicas de análisis numérico, tales como métodos de diferencias finitas y elementos finitos.

Los métodos de diferencias finitas son capaces de simular algunos procesos que son imposibles de resolver con el simple cálculo. Ambos métodos resuelven las ecuaciones que tienen dominio continuo mediante la solución en un número finito de puntos discretos en dicho dominio, llamados nodos.

Cuando los valores buscados (tirante, velocidad, etc.) en dichos puntos discretos son encontrados, la solución en cualquier otro punto puede ser aproximada mediante métodos de interpolación. Estos modelos numéricos proporcionan mucho más detalle y precisión que los métodos analíticos convencionales, siendo capaces de manejar condiciones de borde e iniciales complejas, para los cuales no existen en la mayoría de los casos soluciones analíticas.

El método de elementos finitos discretiza el área de estudio mediante una malla conformada por pequeños elementos que tienen formas triangulares o cuadrangulares. Los vértices de estos elementos representan los nodos de la malla en los cuales se busca encontrar el valor de la variable incógnita, ya sea el nivel de agua o velocidad. Estos elementos locales son ensamblados mediante los procedimientos de álgebra lineal en matrices globales, en los cuales el vector solución representa las soluciones nodales. Este método es esencialmente útil y versátil para acomodar geometrías

complejas, permitiendo acomodar el tamaño y forma de los elementos a las necesidades de modelación.

Algunas diferencias entre los modelos físicos y los modelos matemáticos vienen dadas principalmente por las limitaciones a la que se ven sometidas durante su ejecución, en las tablas siguientes se comparan las limitaciones existentes entre uno y otro tipo de modelo.

Tabla 3.1.- Principales limitaciones en los modelos físicos y matemáticos

Modelos físicos	Modelos matemáticos
Tamaño del modelo (espacio en el laboratorio)	Capacidad de almacenamiento en la memoria del computador
Caudal de bombeo	Velocidad de cálculo.
Carga hidráulica (capacidad de bombeo).	Conjunto incompleto de ecuaciones.
Leyes de similitud.	Hipótesis de turbulencias.

Tabla 3.2.- Limitaciones prácticas en los modelos físicos y matemáticos

Modelo físico	Modelo matemático
Escala mínima del modelo (tensión superficial, viscosidad, rugosidad).	En ecuación de simplificación: - exactitud de relaciones supuestas. - Disponibilidad de coeficientes.
Tamaño del modelo (límite superior)	Resolución espacio-tiempo (límite inferior)
Método de medida y recolección de datos.	Estabilidad numérica, convergencia del cálculo numérico.

Cabe destacar que en ingeniería fluvial el avance de los modelos numéricos es muy considerable resultan ser sofisticados y baratos, de vida útil ilimitada, modificaciones fáciles y muchísimas variantes, son muy rápidos; pero su contraste y calibración exigen medidas de campo y laboratorio, que lo hace menos ventajoso respecto a los modelos físicos.

Por lo general, los modelos físicos son deseables para investigar configuraciones locales del flujo; mientras que por lo general, los modelos numéricos son deseables para simular procesos de flujo a gran escala.

3.5 Importancia y uso de modelos físicos en una investigación

Los modelos físicos se utilizan normalmente como una herramienta técnica de apoyo al diseño de estructuras hidráulicas y en general a la ingeniería hidráulica, cuando éstos involucran fenómenos complejos o desconocidos para los cuales no hay una teoría y solución aceptadas, como son los fenómenos de turbulencia y la dificultad que imponen los contornos reales tridimensionales caprichosos, tal es el caso de un río.

En estos modelos interesa observar y estudiar los fenómenos, principalmente, en relación con su incidencia en el diseño pudiendo a veces reunir suficiente información como para formular criterios más generales de diseño, que pueden ser aplicables a sistemas similares, sin necesidad de recurrir, luego, a estudios en modelos. Pero es más común que los resultados del estudio en modelos físicos sean empleados en la práctica sólo para el sistema particular modelado.

Existen diversas situaciones en las cuales es posible recurrir a modelos físicos como una forma de investigar, bajo condiciones relativamente simples, seguras y controlados ciertos tipos de fenómenos más básicos que sería muy difícil o costoso investigar directamente en el prototipo. Tales situaciones como problemas concretos de proyectos de obras e intervenciones fluviales aunque puede ser algo costoso y necesita un tiempo de construcción y ensayo, suponen un ahorro mucho mayor gracias a las mejoras introducidas, a la corrección de defectos que hubieran obligado a obras futuras de reparación, al mejor conocimiento y a la mayor seguridad que se consigue.

Es obvio que la investigación en modelo es una fase previa a la construcción del correspondiente prototipo, pues, será mucho más simple y sobretodo económico efectuar el estudio en modelo reducido, para posteriormente hacer la optimización en el prototipo por construir, que en el prototipo ya construido en el campo.

Si bien las capacidades de los modelos matemáticos en la actualidad son muy grandes, estos se basan en la solución numérica de ciertas ecuaciones matemáticas que describen el fenómeno en estudio, y por lo tanto su uso sigue limitado a los casos en los cuales existan dichas relaciones. Es conocido que en la hidráulica no todos los fenómenos pueden ser descritos completamente en forma matemática, especialmente aquellas que involucran la interacción con las partículas sólidas; como por ejemplo la erosión local en una estructura de forma complicada. Para esos casos, la modelación física sigue siendo aún una herramienta poderosa de análisis.

Y en esto radica la importancia de la investigación en modelos físicos, principalmente, en lo concerniente a la hidráulica donde existe un gran avance pero

donde el cálculo hidráulico no ha alcanzado la técnica suficiente para sustituirlos, resultando su uso cada vez más frecuentes, tanto en esta área como en múltiples campos de la técnica; y en la tranquilidad para todos los actores de la obra y el poder de convicción del ensayo experimental.

Un modelo hidráulico permite evaluar diversas alternativas de dimensiones y ubicaciones relativas. Cualquier cambio que se efectúe en modelo es rápido y económico respecto al prototipo. Los resultados arrojarían posibles problemas locales, así como alternativas de solución a dichos problemas.

- En la investigación primaria: Se logra obtener una forma geométrica adecuada; se conocen diversas características del flujo como las líneas de corriente, las velocidades, los niveles de turbulencia, etc.; se puede establecer la distribución de presiones; se logra definir capacidades de las estructuras de captación o derivación; se puede despejar pérdidas de energía localizadas.
- En el diseño: Se logra obtener el funcionamiento deseado, modificaciones estructurales necesarias; se obtiene reducciones de costo al presentar un diseño óptimo.

Para decidirse por uno u otro tipo de modelo, se deben tener en cuenta los principales factores limitantes: la precisión requerida, la simplicidad, del costo, el tiempo, así como otros factores.

3.6 Bases teóricas de modelación física

La similitud junto con el análisis dimensional constituyen la base teórica de la modelación física.

El análisis dimensional es una técnica que ha probado ser muy útil para reducir al mínimo el número de experimentos requerido. Aunque no produce soluciones analíticas de los problemas, proporciona información acerca de la forma de las relaciones que guardan entre sí las variables pertinentes, y sugiere el modo más efectivo de agrupar estas variables entre sí, dando lugar a las leyes de semejanza.

En relación cercana al análisis dimensional, se encuentra el concepto de similitud que es la condición por la cual las variables características, en el modelo y en el prototipo, guardan perfecta correspondencia; gracias a ellas las observaciones efectuadas en el modelo pueden ser utilizadas para predecir el comportamiento del prototipo y viceversas.

3.7 Análisis dimensional

El requisito de la homogeneidad dimensional impone condiciones sobre las cantidades implicadas en un fenómeno físico, y así provee valiosos indicios acerca

de las relaciones que conectan entre sí sus magnitudes. La búsqueda correcta de estas relaciones se llama análisis dimensional.

Los resultados obtenidos en el análisis dependen de qué cantidades se consideran al principio que afectan al fenómeno que se está estudiando.

El análisis dimensional no proveerá por sí mismo una solución completa a un problema, pero la solución parcial que proporciona, indicará que cualquiera que sea la forma de una relación desconocida que conecta las magnitudes implicadas, ciertas características de ésta son ineludibles. Además la técnica puede guiar al experimentador de modo que pueda obtener la cantidad máxima de información a partir del menor número de experimentos.

3.7.1 Aplicación de las leyes de semejanza al diseño de modelos físicos

Efectivamente la experimentación en modelos hidráulicos está basada en la aplicación de un conjunto de relaciones conocidas con el nombre de leyes de semejanza, las cuales se han derivado del análisis dimensional y expresan las relaciones entre los distintos parámetros que gobiernan el comportamiento de un fluido.

Debido a razones prácticas no se puede asegurar una similitud mecánica total tanto en el modelo como en su prototipo. El conjunto de leyes de semejanza que aseguran esta similitud no podrá ser aplicado a los fines de diseño de los modelos por resultar incompatibles.

El hecho de que normalmente se use el mismo fluido (agua) en el modelo y en el prototipo ya impide lograr una semejanza hidráulica completa.

Por ejemplo, si se exige que un modelo cumpla simultáneamente las condiciones de semejanza de Reynolds $Re_r = 1$ y de Froude $F_r = 1$, dado que $\mu_r = 1$ y $g_r = 1$. La escala de velocidades resultaría:

$$\text{Reynolds : } \frac{\rho V_P L_P}{\mu_P} = \frac{\rho V_M L_M}{\mu_M}$$

$$\frac{V_P}{V_M} = \frac{L_M}{L_P} = L_r^{-1}$$

$$\text{Froude : } \frac{V_P}{\sqrt{g_P L_P}} = \frac{V_M}{\sqrt{g_M L_M}}$$

$$\frac{V_P}{V_M} = \frac{\sqrt{L_P}}{\sqrt{L_M}} = L_r^{1/2}$$

Donde: ρ , es la densidad del fluido; V , es la velocidad del flujo; L , longitud característica; μ , es el valor de la viscosidad; L_r , es la relación de longitudes y g , es la gravedad.

Que sólo podría ser resuelto si $L_r = 1$. Como consecuencia de ello, la mayoría de los modelos físicos se diseñan aceptando que cumplan sólo de manera aproximada las condiciones de similitud mecánica. Lo usual es imponer una condición de similitud dinámica, por ejemplo, aquella asociada a la fuerza predominante del fenómeno, despreciando las demás condiciones.

De esta manera, un modelo físico cumple normalmente con la semejanza de Reynolds, o de Froude o de Weber, o de Mach etc. Sin embargo, esto introduce errores o desviaciones que se han de tener en cuenta en la reproducción del fenómeno, conocidos como efectos de escala. Por tal motivo, el diseño debe apuntar a minimizar estos efectos que se traduce en imponer límites en la escala adoptada.

3.7.2 Leyes de semejanza condicionantes del diseño

La interpretación dada a los números adimensionales o leyes de semejanza en donde existe una relación entre la fuerza de inercia y la fuerza específica asociada a una propiedad del fluido o del flujo, y el concepto de semejanza planteado como la constancia de dichos números en la transformación de la escala en un modelo físico; permiten determinar las condiciones de diseño de un modelo que sea dinámicamente semejante con su prototipo.

3.7.2.1 Modelos a semejanza de Froude

El número de Froude representa la razón entre las fuerzas de inercia y las fuerzas gravitatorias, por tanto, para aquellos prototipos en que los fenómenos están, principalmente, determinados por fuerzas gravitacionales se acepta que la condición de semejanza dinámica esté dada para el modelo $F_r = 1$, siendo F_r la relación de los números de Froude entre modelo y prototipo, lo que implica que las demás escalas

estarán gobernadas por esta relación. Este tipo de modelación es aplicable a flujos con superficie libre, particularmente, cuando el escurrimiento es bruscamente variado donde los efectos friccionales son despreciables.

Cuando los escurrimientos son gradualmente variados o uniformes, junto con las fuerzas gravitacionales actúan las fuerzas de fricción interna dependiendo de las condiciones de borde como por ejemplo, la rugosidad relativa. En estos casos la semejanza geométrica y la semejanza de Froude aseguran en gran medida la similitud dinámica.

El criterio de Froude, también, es válido para fuerzas distintas a las gravitacionales, como por ejemplo, las fuerzas centrífugas, etc.

3.7.2.2 Modelos a semejanza de Reynolds

El número de Reynolds expresa la razón entre las fuerzas de inercia y las fuerzas de fricción interna, debido a la viscosidad. Existen muchos fenómenos que están determinados, principalmente, por esta razón; tal es el caso del flujo en régimen laminar en presión o superficie libre, el flujo turbulento hidrodinámicamente liso y el flujo viscoso alrededor de un obstáculo sumergido, etc. La condición de semejanza viene expresada por $Re_r = 1$, siendo Re_r la relación de los números de Reynolds entre modelo y prototipo.

3.7.2.3 Modelos a semejanza de Weber

El número de Weber expresa el efecto de la tensión superficial entre líquidos y gases y entre dos líquidos; por ser la fuerza de origen molecular, la fuerza resulta significativa sólo cuando las dimensiones del flujo son pequeñas: escurrimiento de muy baja altura, napas vertientes de pequeño tamaño y pequeñas ondas superficiales (ondas capilares), donde la condición a satisfacer es $We_r = 1$, donde We_r es la relación de los números de Weber entre modelo y prototipo.

3.8 Principios de similitud en modelos físicos

Para asegurar que el modelo represente adecuadamente al prototipo, es necesario que aquel sea mecánicamente similar con éste, es decir, exista similitud geométrica, cinemática y dinámica, además de las similitudes relacionadas con los sedimentos.

3.8.1 Similitud geométrica

Esta similitud es independiente de la clase de movimiento y contempla sólo similitud en la forma. La propiedad característica de los sistemas geoméricamente similares, ya sea figuras planas, cuerpos sólidos o modelos de flujo, es que la relación de cualquier longitud en el modelo con respecto a la longitud correspondiente en el prototipo, es en todas partes igual. Esta relación se conoce como **factor de escala** y puede expresarse como sigue:

$$L_r = L_M / L_P.$$

Siendo L_M y L_P dimensiones lineales correspondientes en modelo y prototipo, respectivamente y L_r factor de escalas. Entonces:

Relación de áreas:

$$A_r = \left(\frac{L_M}{L_P} \right)^2 = L_r^2$$

Relación de volúmenes:

$$V_r = \left(\frac{L_M}{L_P} \right)^3 = L_r^3$$

La similitud geométrica es quizá el requisito más obvio en un sistema modelo proyectado para corresponder a un sistema prototipo dado. Sin embargo, la similitud geométrica perfecta no siempre es fácil de obtener. No sólo debería ser la forma general del modelo geoméricamente similar a la del prototipo, sino que también deberían ser geoméricamente similares las inevitables rugosidades de la superficie. En un modelo pequeño la rugosidad superficial podría no ser reducida de acuerdo con el factor de escala -a menos que las superficies del modelo se pudieran hacer mucho más pulidas que las del prototipo-. Y, por ejemplo, en el estudio del movimiento de los sedimentos en los ríos, un modelo pequeño requeriría -de acuerdo con el factor de escala- el uso para representar la arena, de un polvo de finura imposible de obtener.

Si por cualquier razón el factor de escala no es igual en todas partes, resulta un modelo distorsionado, tal como ya se explicó en 3.4.1. Por ejemplo un prototipo y su modelo pueden tener la misma conformación general, que es geoméricamente similar, pero tener acabados superficiales que no lo son. En el caso de prototipos muy grandes, tales como ríos, el tamaño del modelo se limitará con probabilidad por el espacio que se dispone; pero si el factor de escala utilizado para reducir las longitudes horizontales se usa también para reducir las longitudes verticales, el resultado puede ser una corriente de tan poca profundidad que la tensión superficial produzca un efecto considerable

y, además, el flujo puede ser laminar en lugar de turbulento. En este caso puede ser inevitable un modelo distorsionado.

Naturalmente, el grado hasta el cual debe buscarse la similitud geométrica perfecta depende del problema bajo investigación, y de la precisión requerida en la solución.

3.8.2 Similitud cinemática

La similitud cinemática implica similitud en el movimiento. Esto implica similitud de longitud (esto es similitud geométrica) y en adición similitud de intervalos de tiempo. Entonces, ya que las longitudes correspondientes se encuentran en una relación fija, las velocidades de las partículas correspondientes deben estar en una relación fija de magnitudes de tiempos correspondientes. Si la relación de longitudes correspondiente es L_r y la relación de intervalos de tiempo correspondiente es T_r , entonces las magnitudes de las velocidades correspondientes están en la relación:

$$V_r = L_r / T_r.$$

Cuando los movimientos de los fluidos son cinemáticamente similares, los patrones formados por líneas de corriente son geoméricamente similares en los tiempos correspondientes. Ya que los límites consisten de líneas de corriente, los flujos cinemáticamente similares sólo son posibles a través de límites geoméricamente similares. No obstante esta condición no es suficiente para asegurar la similitud geométrica, a cierta distancia a partir de los límites, de los patrones de líneas de corriente por tanto los límites geométricos similares no es necesario que impliquen flujos similares de manera cinemática.

3.8.3 Similitud dinámica

La similitud dinámica entre dos sistemas geométrica y cinemáticamente similares, requiere que la razón de todas las fuerzas homólogas (incluyendo la fuerza de inercia) en los dos sistemas sea la misma.

La segunda ley de Newton puede escribirse como sigue:

$$M \cdot a = \sum F$$

$$M \cdot a = F_p + F_g + F_v + F_t + F_e$$

Donde : $M.a$ es la reacción de la masa de las fuerzas actuantes o fuerza de inercia; F_p fuerza de presión; F_g fuerza debida a la acción de la gravedad; F_t fuerza producida por la tensión superficial; F_v fuerza de corte debido a la viscosidad; F_e fuerza producida por compresión elástica del fluido. **Es decir:**

$$\frac{M_M \cdot a_M}{M_P \cdot a_P} = \frac{(F_P + F_g + F_v + F_t + F_e)_M}{(F_P + F_g + F_v + F_t + F_e)_P} \quad [1]$$

Los subíndices M se refieren al modelo y el P al prototipo. Para que la similitud sea perfecta es necesario además que:

$$\frac{M_M \cdot a_M}{M_P \cdot a_P} = \frac{(F_P)_M}{(F_P)_P} = \frac{(F_g)_M}{(F_g)_P} = \frac{(F_v)_M}{(F_v)_P} = \frac{(F_t)_M}{(F_t)_P} = \frac{(F_e)_M}{(F_e)_P}$$

Pero no todas estas relaciones pueden considerarse como independientes debiendo determinarse algunas de ellas una vez establecidas las demás. Así tenemos fuerzas que actúan en forma mínima comparada con la fuerza actuante predominante y otras fuerzas no actúan según el caso que se esté tratando. En la práctica, el movimiento de un fluido puede ser reproducido buscando en el modelo la similitud de sólo una de las fuerzas de la ecuación [1].

Los problemas de obras hidráulicas y de ingeniería fluvial gobernados por flujo libre son dominados por las fuerzas de gravedad. La ley de semejanza en este caso, llamada semejanza de Froude, garantiza que esta fuerza en su proporción con la resultante, se reproduzca correctamente en el modelo.

Sabemos que el número de Froude viene dado por la siguiente relación:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

Donde: F es el número de Froude; V es la velocidad del fluido; g es la aceleración de la gravedad y L es una longitud característica.

La semejanza dinámica está dada cuando $F_r = 1$, es decir, la razón de los números de Froude del prototipo y modelo sea igual a uno; como la gravedad es la misma para los dos sistemas, tenemos:

$$\frac{V_M}{V_P} = \frac{\sqrt{L_M}}{\sqrt{L_P}} = L_r^{1/2}$$

Para determinar la relación de caudales Q_r tenemos:

$$Q_r = V_r \cdot A_r = L_r^{1/2} \cdot L_r^2 = L_r^{5/2}$$

3.8.4 Similitud sedimentológica

Abarca muchos aspectos según sea el caso del modelo en estudio, tales como el proceso de sedimentación en sí (erosión, transporte, deposición, concentración de sedimento, ondas sedimentarias, etc.).

Por ejemplo, para modelar el proceso de sedimentación se utiliza la semejanza del número de Froude y ha de tenerse en cuenta que la escala de velocidad del flujo $V_r = W_r = L_r^{0.5}$. Donde V_r es la relación entre velocidades del flujo entre modelo y prototipo; W_r , relación de velocidad de caída del sedimento entre modelo y prototipo; y L_r , relación entre escalas de longitud.

Con las velocidades de caída en el prototipo se determina la velocidad correspondiente en el modelo y con ésta se determina el diámetro de las partículas en el modelo, con esto se garantiza que estas partículas caen con una velocidad homóloga con su correspondiente del prototipo.

3.8.4.1 Selección del material del lecho móvil

El material del lecho móvil deberá seleccionarse cumpliendo, por lo menos, con la identidad del número de Froude, relacionado al grano (Fr^*), en modelo y prototipo.

$$F_r^* = \frac{\tau}{\Delta\rho \cdot g \cdot d}$$

$$F_r^* = \frac{\gamma_w \cdot R \cdot S}{(\gamma_s - \gamma_w) d}$$

Donde : R es el radio hidráulico en metros; S la pendiente energética; d Diámetro del grano; γ_w peso específico del agua cuyo valor es igual a 9810 N/m^3 ; γ_s peso específico del sedimento igual a 26683 N/m^3 ; τ esfuerzo cortante N/m^2 ; ρ densidad en Kg/m^3 .

Y si el número de Reynolds relacionado al grano en el modelo tiene el valor que según el diagrama de Shields $Re^* > 400$ y además el número de Froude es mayor a 0.060 , el número de Reynolds deja de tener influencia sobre el inicio del movimiento. Por lo que se darán buenas condiciones de semejanza.

De la identidad del número de Froude, se desprende que la escala de diámetro del grano es igual a la escala geométrica, considerando un modelo sin distorsión y usando sedimentos de igual origen natural que el prototipo.

$$F_M^* = F_P^*$$

$$\frac{\gamma_w \cdot R_M \cdot S_M}{(\gamma_s - \gamma_w)_M d_M} = \frac{\gamma_w \cdot R_P \cdot S_P}{(\gamma_s - \gamma_w)_P d_M}$$

Teniendo en cuenta que el modelo no tiene distorsión de escala $S_M = S_P$ y usando los sedimentos de origen natural igual que en el prototipo $(\gamma_s - \gamma_w)_M = (\gamma_s - \gamma_w)_P$, (se trata de materiales del mismo peso específico), se tiene:

$$\frac{R_M}{d_M} = \frac{R_P}{d_P}$$

$$d_r = \frac{d_P}{d_M} = \frac{R_P}{R_M} = L_r \Rightarrow d_r = L_r$$

Donde d_r es la relación de diámetros entre modelo y prototipo y L_r , la relación de escalas de longitud entre modelo y prototipo.

Esto mismo se cumple para el material sólido que constituye el transporte de fondo, ya que en realidad esto es válido para el grano que se pretende modelar.

3.9 Efectos de Escala

Al no darse las condiciones de completa semejanza mecánica, pueden aparecer “efectos de escala” en los modelos donde en razón de la magnitud de la transformación adoptada existen fuerzas que cobran importancia, fundamentalmente, las fuerzas moleculares que son, por lo general, insignificantes en el prototipo y que en cambio, por el reducido tamaño del modelo se hacen relevantes los fenómenos observados en éste.

Tales fuerzas se asocian, principalmente, con las fuerzas capilares derivadas de la tensión superficial y con las fuerzas viscosas o de fricción interna.

Es por ello, que en el diseño del modelo se deben considerar ciertos límites para evitar o minimizar estos efectos de escala.

- En los modelos a semejanza de Froude:

Los efectos de capilaridad se hacen despreciables cuando la carga en vertederos de pared delgada o napas vertientes a través de aberturas es mayor de 6 cm ($h \geq 6$ cm), así mismo la longitud de ondas de superficie debe ser $L \geq 1,7$ cm.

Para que se produzcan ondas de gravedad, la velocidad de la corriente en superficie libre debe ser $V \geq 23$ cm/s.

La profundidad del escurrimiento debe ser $h \geq 1,5$ cm.

Los fenómenos de cavitación, efectos de viscosidad y la tensión superficial se eliminan, si tanto el número de Weber y el número de Reynolds son suficientemente grandes.

- El régimen de escurrimiento en el modelo y prototipo debe ser el mismo: laminar o turbulento. El límite de régimen laminar $R_{ED} = 2000$ a 2300 , basado en el diámetro de la tubería o bien, $R_{ER} = 500$ a 580 , basado en el radio hidráulico, permite asegurar que en el modelo no se establezca este tipo de régimen cuando en el prototipo se tiene régimen turbulento.

- El régimen turbulento que puede ser hidrodinámicamente liso, rugoso o en transición lisa-rugosa, debe conservarse en el modelo, reproduciéndose así las características del prototipo.
- Para la modelación de arrastre de fondo, debe garantizarse que las partículas granulares del prototipo, al ser reproducidas en modelo, no sean tan pequeñas que pasen a ser cohesivas. Adicionalmente debe asegurarse la independencia respecto del número de Reynolds del grano, para así lograr que la escala de diámetros relativos del grano, sea simplemente la geométrica ($d_r = L_r$)
- Cuando se utilizan modelos distorsionados, o los modelos cambian la pendiente con relación a la del prototipo, o usan sedimento de distinta densidad, es posible preservar la similitud dinámica aunque se abandone la similitud geométrica.

Estas recomendaciones no pueden ser siempre observadas, por lo que ciertos resultados del modelo pierden sus cualidades cuantitativas y sólo pueden usarse como referencias cualitativas del comportamiento del prototipo.

3.10 Calibración

Para que el modelo en estudio refleje las cualidades del prototipo que se trata de reproducir, es necesario verificar si es efectivamente capaz de reproducirlas o si es necesario efectuar cambios para superar todo aquello que discrepe con la realidad.

Estos pasos son esenciales antes de empezar cualquier investigación.

La calibración, generalmente, consiste en adecuar las condiciones y características físicas e hidráulicas, como la rugosidad del lecho, la descarga y los niveles de agua, con las del prototipo.

En modelos de cauces naturales, generalmente, la calibración consiste en un proceso iterativo en el cual se modifica la rugosidad del cauce hasta hacer equivalentes las curvas tirante-caudal del modelo con las del prototipo, en secciones de medición establecidas de antemano en el prototipo.

3.11 Modelo hidráulico de las obras de desvío de la Central Hidroeléctrica San Gabán II

El fenómeno físico de contracción del flujo y transición entre el río y el túnel de desvío se aleja claramente de las hipótesis de unidimensionalidad implícitas en los cálculos habituales de régimen uniforme o gradualmente variado. A su vez, el río, en su tramo aguas arriba de la entrada al túnel de desvío presenta una pendiente

muy pronunciada seguido de un tramo curvo que provoca una diferencia de tirantes considerable en una misma sección transversal¹.

La presencia de una ataguía en el ancho del cauce impidiendo el flujo normal debe crear el remanso necesario y facilitar el ingreso del agua al nuevo cauce, dicho ingreso debe ser uniforme a la entrada del túnel de tal manera que determine la uniformidad del flujo en todo el tramo aguas abajo.

Igualmente, el funcionamiento en régimen supercrítico en el túnel, conjuntamente con las curvaturas en planta del trazo del túnel provoca un fenómeno de ondas cruzadas inevitables en todo el recorrido del túnel, que por otro lado se deben conseguir sean mínimas. Por supuesto dichas ondas cruzadas no pueden preverse en el cálculo unidimensional.

La influencia de la rugosidad de la solera y paredes del túnel en el flujo obtenido, acumulación de material sólido transportado por el río y comprobación del funcionamiento previsto en régimen rápido para tales condiciones, son situaciones que no se pueden predecir con facilidad en un cálculo meramente teórico.

Por todo ello, y con el fin de verificar la geometría de las obras de desvío, su disposición en planta y su funcionamiento óptimo antes de la construcción del prototipo se propuso la construcción de un modelo físico de las obras de desvío que refleje el comportamiento hidráulico de las mismas para su investigación y posterior aprobación.

3.11.1 Fases del estudio

Antes de iniciar la construcción del modelo hidráulico existen unas fases previas que definen cómo se realizará ésta.

Así tenemos una primera fase que consiste en revisar y analizar toda la información básica, proporcionada por la empresa solicitante de la investigación; tal como planos, registros, gráficos, etc. Esta fase es muy importante, pues, de la revisión se puede asegurar la validez o precisión de la información básica. En nuestro caso en la revisión se pudo detectar ciertos errores, sobretodo, en lo que respecta a cotas, ubicación, etc., que de no ser detectados a tiempo, resultaría en una pérdida de tiempo y dinero. Específicamente los errores detectados fueron en las coordenadas de ubicación y en las cotas topográficas, pero al tener una comunicación continua con los solicitantes, éstos fueron arreglados por ellos y superado el problema se prosiguió con la siguiente fase.

¹ Informe final, “ Investigación en modelo hidráulico de las obras de derivación de la central hidroeléctrica San Gabán II” Gráficos 8 y 9.

Fase del diseño del modelo hidráulico, que consiste sobretodo en establecer las leyes de semejanza predominantes, escala y materiales a usar, luego de esto, se da paso a la construcción del modelo reducido siguiendo el diseño dado y corregido por los solicitantes, utilizando materiales previamente seleccionados en la fase anterior, que reproducirán las rugosidades del prototipo.

Luego, una vez reproducidas las condiciones hidráulicas se procede a la investigación en sí, se hacen modificaciones si fueran necesarias y se analizan los resultados.

3.11.2 Selección del modelo y escala de traslación

Uno de los puntos más importantes a la hora de realizar un modelo físico reside en la escala que se debe proponer para el estudio del mismo. A escalas grandes (1:20) el modelo resulta ser muy parecido a la realidad pero también el costo es elevado y en cambio a escalas pequeñas (1:100) comienzan a generarse efectos de escala que introducen errores a la hora de analizar los resultados, pero lo más importante es que a estas escalas las magnitudes a medir pueden ser en exceso pequeñas y resulten imposibles de medir. En este estudio se pretendió disminuir el costo de la estructura a diseñar sin permitir el deterioro de las medidas y ajustarse a un estado de flujo lo bastante turbulento para admitir condiciones favorables de representación a escala.

El objetivo del modelo es desarrollar el flujo dinámicamente y cinemáticamente similar al del prototipo. Por lo que, como se ha discutido en el acápite 3.7.2 la similitud geométrica debe mantenerse.

Junto con la similitud, el análisis dimensional constituye la base teórica para el diseño del modelo. Siendo la identidad del número de Froude en modelo y prototipo importante para los objetivos del estudio, porque garantiza la similitud dinámica entre las fuerzas de inercia y las gravitatorias. El flujo a través de canales abiertos y conductos (túnel) con superficie libre, tal como los estudiados aquí, son claros ejemplos donde predominan las fuerzas de gravedad, por lo que prevalece el criterio de Froude para determinar la escala geométrica; en este caso, es necesario, también, reproducir las fuerzas que originan las pérdidas energéticas, las cuales pueden ser consecuencias de la fricción y de fenómenos locales.

Las pérdidas locales (vórtices, remolinos, cambios de dirección, etc.), se logran con un modelo geométrica y cinéticamente semejantes al prototipo; es decir, que las formas del modelo (curvas, salientes, etc.) sean reproducidas correctamente. En cuanto a los fenómenos de fricción, éstos dependen de la rugosidad de la resistencia superficial que se logra utilizando los materiales adecuados.

La relación modelo prototipo determinada como más factible para el estudio de las obras de desvío fue de 1: 45, de manera que 1 metro de modelo indica

45 metros de prototipo; con esta escala se estudió también el modelo de las obras de derivación y captación de la central hidroeléctrica San Gabán II. Por lo que aprovechando el modelo de las obras de derivación y captación se construyó sobre éste el modelo de las obras de desvío.

La escala 1:45 asegura la representación de las condiciones del flujo; relación que se basó en los siguientes factores:

- La ley de semejanza dinámica por ser aplicada
- Alcances de la zona modelada y principales propósitos de la investigación
- Las mayores y menores dimensiones por ser reproducidas
- La necesidad de efectuar algunos estudios con lecho móvil
- El caudal requerido en el modelo
- Economía de la investigación

El modelo involucra aspectos que no permiten la distorsión de la escala vertical, debido al carácter tridimensional del problema, como por ejemplo:

- Los efectos morfológicos.
- La existencia del remanso aguas arriba de la presa o de la ataguía misma.

El uso de un modelo no distorsionado, con lecho fijo aguas arriba y lecho móvil aguas abajo del túnel de desvío permite estudiar el proceso de erosión a la salida del túnel.

Se ha realizado también la conversión de lecho rígido a lecho móvil en algunas otras zonas, aguas arriba de la presa que requieran una investigación de erosión. Y dan la posibilidad de hacer otras conversiones a lo largo del cauce.

Si la identidad del número de Froude es la que satisface estas condiciones esto impide la identidad de los números de Reynolds en el modelo y en el prototipo.

Para garantizar la independencia de los ensayos con respecto al número de Reynolds se ha satisfecho la identidad de regímenes de flujo en modelo y prototipo.

Según la ley de semejanza de Froude, las escalas de traslación de los valores del modelo a los valores del prototipo son:

Ver tabla 3.3 adjunta.

Tabla 3.3.-Escalas de traslación según la ley de Froude.

Parámetro	Símbolo	Escala
Longitud, ancho, altura	L, B, H	$L_r=45$
Area	A	$L_r^2=2025$
Volumen	V	$L_r^3=91125$
Tiempo	T	$L_r^{1/2}=6.708$
Velocidad	V	$L_r^{1/2}=6.708$
Caudal	Q	$L_r^{5/2}=13584.11$
Coefficiente de rugosidad	η	$L_r^{1/6}=1.886$
Número de Reynolds	Re	$L_r^{3/2}=301.87$

Es decir, según se deduce de esta tabla, un valor del coeficiente de rugosidad de Manning en el modelo $\eta_M = 0,013$, corresponde a un equivalente en prototipo de $\eta_P = 0,025$. Tal como se puede apreciar en la tabla 3.4.

Tabla 3.4.-Escala de relación modelo prototipo.

Parámetro	Relación escala		Magnitudes	
	Escal a	Relación numérica	Prototipo	Modelo

Longitud	L_r	45	45 m	1 m
Area	L_r^2	2025	1000 m ²	0.49 m ²
Velocidad	$L_r^{1/2}$	6.708	1 m/s	0.149 m/s
Descarga	$L_r^{5/2}$	13584.11	630 m ³ /s	46.37 l/s
Tiempo	$L_r^{1/2}$	6.708	1 min.	1.33 s
rugosidad	$L_r^{1/6}$	1.88	0.025	0.013

Como resultado de escoger una escala 1:45 entre el prototipo y el modelo, el túnel tendrá una anchura media de 15.55 cm, una altura de 14.88 cm y una longitud de 3.68 m; la ataguía contará con una altura de 0.20 m.

El modelo tiene una capacidad para alcanzar un caudal máximo equivalente a 630 m³/s en el río San Gabán que corresponde en modelo a 46.4 l/s; mayor a los 350 m³/s que es el caudal de diseño de las obras de desvío: túnel y ataguía. Por lo que el caudal no representa una restricción a la investigación en modelo y las leyes de semejanza que permiten garantizar que los fenómenos que ocurren en el modelo representen realmente a los que sucederán en el prototipo, estarán basadas en el principio de mantener idéntica la relación entre las fuerzas de inercia, debidas al movimiento y las fuerzas gravitatorias tanto en el prototipo como en el modelo.

Posteriormente, se hizo la selección de los materiales por utilizar, fase fundamental para la aplicabilidad de las leyes de semejanza. Y en esto consiste, principalmente, el diseño del modelo en la selección de los materiales.

3.11.3 Descripción del modelo

El modelo a escala 1:45 de las obras de desvío del río San Gabán para la construcción de la presa derivadora de la central hidroeléctrica San Gabán fue construido en las instalaciones del Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria de la Universidad de Piura.

El modelo está compuesto principalmente por un sistema de alimentación, regulación y control de caudal, tanque de quietamiento de entrada, plataforma de modelo, modelo del río, modelo de las obras de derivación y desvío, tanque de salida y canal de retorno.

Sistema de alimentación, regulación: Compuesto por el sistema de alimentación del laboratorio de modelos del Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria de la Universidad de Piura que trabaja con un sistema en circuito cerrado. El sistema de alimentación consta: de un reservorio de suministro subterráneo (cisterna de 140 m^3) que se abastece de una red principal, un sistema de bombeo con 350 l/s instalados, tanque elevado principal de 48 m^3 , un sistema de tuberías provenientes del tanque elevado que descargan el agua hacia el tanque de aquietamiento del modelo y una válvula de mariposa para el regulado previo.

Tanque de aquietamiento y control de caudal: Este es un tanque de 2 m^3 de volumen que contiene una pared intermedia que sirve para la disipación de la energía cinética del agua proveniente de la tubería de suministro. El tanque está construido en albañilería revestido con mortero y la pared intermedia sólo de albañilería a manera de malla. La parte superior del tanque se encuentra abierto al aire libre y su altura es de 2.50 m sobre el nivel del suelo del laboratorio. Aguas abajo se ubica un canal de ingreso que posee un vertedero de pared delgada calibrado hasta 44.17 l/s para la medición del caudal y el cual supera el caudal máximo requerido por las obras de desvío 25.76 l/s en el modelo ($350 \text{ m}^3/\text{s}$ en prototipo); siguiendo aguas abajo del vertedero aforador, se encuentra el canal de alimentación, el cual se conecta a una poza que sirve para la repartir y uniformizar el flujo a la entrada del modelo.

Plataforma del modelo: Esta plataforma es una placa constituida por un cuerpo principal sobre la que se apoya el tramo de río modelado y las obras de captación derivación y desvío del río San Gabán. Esta plataforma de 120 m^2 de área está apoyada directamente sobre el suelo del laboratorio y está limitada por muros laterales de ladrillo, rellena con una capa de arena fina y una superficie impermeabilizadora, sobre la cual se apoya directamente el modelo del río y las obras de desvío y derivación.

Tanque de salida: Compuesto por un tanque de 1.5 m^3 de volumen, posee además un espacio de retención de sólidos o cámara de desarenamiento y un vertedero triangular, para la medición de caudales pequeños, antes de conectarse al canal de retorno a la cisterna. El diseño constructivo de ésta es similar a la del tanque de entrada. Es una obra revestida de mortero apoyada directamente sobre el piso del laboratorio.

Canal de retorno: Una vez que el tanque de salida ha recepcionado el caudal proveniente del modelo, entrega el agua nuevamente a un canal denominado de retorno para ser conducida a la cisterna, cerrándose de esta manera el circuito.

Modelo del río y obras de desvío: Se pretendió modelar lo más fielmente posible a la realidad (prototipo). Por ello aunque el modelado del flujo en el río San Gabán como tal no es objetivo de este trabajo, se ha considerado de gran interés la inclusión en el modelo del tramo del río que comprende la

zona de obras, ubicado entre dos curvas, y los tramos rectos de río anterior y posterior a dichas curvas, esto hace un total de 1300 m de río modelado.

El incluir el tramo recto inicial de río de 270 m, antes de la obra de entrada al túnel, fue una decisión que daba al modelo un comportamiento más realista del funcionamiento hidráulico en las inmediaciones de la entrada a las obras de desvío, de esta manera se podía simular y estudiar con detalle las condiciones de flujo en la entrada.

Luego viene el tramo entre las dos curvas de unos 650 m en prototipo, donde se sitúa la presa de derivación; le sigue el último tramo recto de 380 m, aguas abajo de la descarga del túnel de desvío, completando así la totalidad del cauce modelado.

A excepción del tramo recto entre las dos curvas, todo el cauce se ha modelado en lecho rígido; con la posibilidad de realizar la conversión a lecho móvil de acuerdo a los fines de la investigación.

Por debajo de la superficie cubierta con grava seleccionada para reproducir la rugosidad del lecho y la topografía del cauce, según las observaciones de campo, se ha colocado una capa mezcla de grava y arena que trata de simular el aluvio existente in situ en una profundidad de aproximadamente 16 m (valor prototipo). Todo esto descansa sobre la capa impermeabilizadora de la plataforma que comentamos anteriormente.

La rugosidad del cauce, elemento de gran trascendencia sobre las profundidades de agua en diferentes tramos del río, ha sido modelada hasta el detalle de ubicar todos los bolones existentes en el río dentro de los límites del modelo.

Al tramo del río se une la modelación de las obras de desvío, ubicadas en la margen izquierda, las constituyen: túnel de desvío de 166m de longitud, así como las respectivas obras de entrada y salida del túnel; una ataguía principal ubicada en el cauce mismo y una ataguía secundaria proyectada aguas abajo.

Las obras de derivación, como la presa derivadora, ubicada en el cauce del río entre las dos curvas, el desarenador, el reservorio de regulación con by pass, conducto de purga, ubicados en la terraza de la margen derecha completan la totalidad del modelo.

3.11.4 Materiales y construcción del modelo

La construcción del modelo se realizó en base a los planos topográficos facilitados por la empresa de generación eléctrica San Gabán. Todo en escala 1:45 tal como ya se ha mencionado en el acápite 3.11.2, y teniendo en cuenta las consideraciones preliminares.

En este modelo se tiene en cuenta la composición geométrica, la textura de los diferentes materiales que componen los diferentes tramos, y en este sentido se pone mucho énfasis en este tema, puesto que es de vital importancia para el buen funcionamiento del prototipo. Así en el modelo se reproduce la rugosidad del cauce y los materiales de construcción de las diferentes estructuras que componen las obras de desvío.

De acuerdo a lo antes mencionado en el modelo físico se distinguen dos tramos completamente diferentes, el tramo correspondiente al río y el tramo de desvío del río comprendido por las obras de entrada, túnel y obras de salida. El primero es netamente natural y el segundo artificial con acabados en materiales de construcción.

El tramo natural que representa en prototipo unos 1300 m de cauce principal, laderas y orillas, está constituido por zonas alternadas de cauce rígido y cauce deformable, el primero rigidizado con lechada de mortero y el segundo conformado por acarreo que tienen una capa de acorazamiento débil.

La parte artificial abarcó la ataguía principal y el enrocado de entrada, la zona de entrada al túnel, transición, túnel propiamente, transición de salida y canal de descarga.

Así la rugosidad en prototipo del túnel se puede esperar que sea la de un Shotcrete (mortero disparado), en prototipo del orden de 0.025. Este valor se debería representar en modelo por una superficie de rugosidad de 0.013. La solera del túnel corresponde a un concreto con rugosidad del orden de 0.013, este valor se debería representar en modelo por una rugosidad de 0.007.

Las paredes del túnel se revistieron con un mortero con un coeficiente esperable del orden de 0.013. Además el mínimo coeficiente de rugosidad que se puede encontrar en los materiales en el mercado está entre 0.009 y 0.010. Como la variación con lo deseado para la solera del túnel es mínima, teniendo en cuenta todos los defectos normales en el concreto, se eligió una superficie acrílica con rugosidad 0.09.

Además, antes de comenzar con la construcción se tuvo en cuenta lo siguiente:

Ciertas paredes y muros laterales además de cumplir con la rugosidad equivalente en modelo deben permitir la visibilidad, fotografía y video grabación del flujo, líneas de corriente y movimiento de sólidos.

Además, ciertos conductos cubiertos serán removibles de modo que permita la introducción de medidores de altura y de velocidad. Por lo que los materiales seleccionados cumplirán con todas estas exigencias.

Una vez seleccionados los materiales y acabados a utilizar se procedió a la construcción del modelo. A continuación se describe con detalle los materiales que se emplearon en la construcción:

Para el casco del modelo, **ladrillo** asegurando de esta manera la resistencia necesaria para la colocación sobre ellas del instrumental de medición y de las personas al manipularlos, ya que muchas veces será necesario desplazarse sobre el modelo.

Piezas de madera, para ciertos muros o paredes laterales que por su geometría curva se hacía necesario un material moldeable.

Para los acabados y retoques, se tuvo especial cuidado en reproducir la geometría y rugosidad señaladas en el proyecto; empleando los siguientes materiales:

Acrílico, que a parte de tener una superficie lisa, permite la visualización y es un material fácilmente moldeable cuando se calienta, por lo que resulta muy útil en la construcción de modelos reducidos. Y como la rugosidad en la superficie del modelo debe ser menor a la del prototipo, se seleccionó este material para modelar el fondo del túnel, que será construido en concreto en el prototipo.

También la parte superior, es decir, el techo del túnel en forma de arco, se hizo de acrílico de manera que permita la visibilidad del flujo a través del túnel.

Cemento pulido, para modelar las paredes interiores del túnel que serán de shotcrete en prototipo y con el cual se logrará una rugosidad adecuada, sin encarecer, excesivamente, la construcción. Se modelaron las paredes con este material hasta una altura de 10cm. respetando la geometría y teniendo en cuenta que con esta altura se supera el tirante del diseño.

Mortero de cemento, para revestir la ataguía y el tapiz de entrada que simulan un enrocado y que se ha mantenido en forma rígida.

Pintura, resistente al agua que evita el deterioro de los muros, de la ataguía y de las paredes del túnel por estar en contacto permanente con el agua y también permita una mejor visualización del flujo.

Celosía metálica, para la construcción de los gaviones, rellenas con la granulometría indicada (Ver plano N° 05, Apéndice C) reducida a escala del modelo.

Adicionalmente se emplearon tornillos, clavos, pegamento, silicona que aseguran un buen sellado de las piezas entre sí.

De igual forma, el lecho móvil se ha modelado adoptando la escala geométrica para las dimensiones y utilizando la grava natural que tiene el mismo peso específico que el material del cauce del río San Gabán. Esta decisión se ha tomado teniendo en cuenta que se cumple la identidad del número de Froude; y en cuanto al número de Reynolds relacionado al grano,

para $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ (valor del prototipo), se cumple la condición de $Re^* \geq 400$ para el grano de mínimo diámetro $d_m = 0,1 \text{ mm}$ (4,5 mm en el prototipo).

De acuerdo con lo dicho en 3.8.4.1, para los granos menores de 0,5m (11 mm en el modelo) y para $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ (en el prototipo) también se cumple las condiciones. Por supuesto que para mayores caudales se ofrecen mejores condiciones de semejanza.

La construcción del modelo con los materiales y acabados como los descritos aseguran los valores esperados.

3.11.5 Verificación del modelo

Una vez terminada la construcción del modelo y antes de dar inicio a los ensayos se tiene que verificar varios aspectos:

- Que haya sido reproducido fielmente según se indica en los planos, respetando geometría, cotas y rugosidad.
- Que no se produzca fugas de agua, ya sea por filtraciones en paredes o pisos, o en las uniones de los diferentes materiales utilizados; llámese cubierta del túnel de acrílico con las paredes de ladrillo y mortero; muros de ladrillo y mortero con muros de madera, etc.
- Que el rango de caudales por ensayar pueda ser medido con facilidad al inicio, al final y en los puntos en que se requiera del modelo.

3.11.6 Instrumentación utilizada en el modelo

La instrumentación utilizada en el modelo constó básicamente de limnímetros, correntómetro, nivel de ingeniero y mira milimétrica.

Para la medición de tirantes se utilizó un limnómetro de 0.5 m de largo con precisión de 0.1 mm, que consiste en una barra graduada que termina en una aguja vertical móvil, acoplada a un carril fijo, la cual se baja hasta el punto deseado, observándose para ese punto la lectura sobre la barra graduada de esta manera haciendo las lecturas respectivas en el fondo y en la superficie de agua de un canal por diferencia entre las lecturas se puede determinar el tirante.

Nivel de ingeniero y mira milimétrica sirve también para medir niveles y perfiles longitudinales del agua a lo largo de un canal; otro uso que se le da es para medir los niveles del lecho de un cauce después de un ensayo (dimensionamiento de las pozas de erosión).

La medición de velocidad del modelo se realizó con un equipo de medición de velocidad llamado correntómetro que consiste en una hélice de eje horizontal que se coloca en el fluido apuntando hacia la corriente (aguas

arriba), esta hélice gira con un número de revoluciones que es proporcional a la velocidad de la corriente; de esta manera conocido el número de vueltas que la hélice da en un intervalo de tiempo, se establece la velocidad promedio del agua en ese intervalo de tiempo y en el punto que se colocó el correntómetro.

Para medir los caudales se usaron vertederos de pared delgada uno rectangular dispuesto a la entrada del modelo y otro rectangular al final del modelo. A continuación se muestra en la tabla 3.3 la relación entre la lámina vertiente y el caudal que pasa sobre el vertedero rectangular.

Tabla 3.5.- Relación altura de lámina vertiente – Caudal para vertedero rectangular

Altura de la lámina vertiente (cm)	u	Caudal modelo (l/s)	Caudal prototipo (m ³ /s)
3,392	0,6674	3,68	50
5,345	0,6747	7,36	100
6,932	0,6853	11,04	150
8,313	0,6957	14,72	200
9,554	0,7058	18,40	250
10,693	0,7153	22,08	300
11,751	0,7244	25,77	350
12,745	0,7330	29,45	400
14,576	0,7491	36,81	500
16,245	0,7640	44,17	600

Y un vertedero triangular de 30° a la salida del modelo cuyos valores se muestran a continuación:

Tabla 3.6.- Relación altura de lámina vertiente–Caudal para vertedero triangular

Altura de la lámina vertiente (cm)	u	Caudal modelo (l/s)	Caudal Prototipo (m ³ /s)
14,489	0,7280	3,68	50
18,785	0,7607	7,36	100

21,826	0,7842	11,04	150
24,251	0,8031	14,72	200
26,311	0,8192	18,40	250
28,109	0,8332	22,08	300
29,717	0,8459	25,76	350

Con la calibración de los vertederos se asegura el paso del caudal por ensayar. De igual manera la curva de gasto proporcionada por el proyectista (Ver Gráfico 1.1) sirvió de base para comparar con la curva tirante-caudal obtenida en el modelo.

Aparte de los métodos de medición mencionados, existen otras prácticas que proporcionan información valiosa sobre los cuadros de flujo: el uso de colorante y papel picado (confeti). El colorante es dosificado en diversos puntos del flujo y permite visualizar las líneas de corriente, e inclusive proporciona una idea aproximada de la velocidad de los filetes líquidos; el confeti cumple una función similar a la del colorante, sólo que restringida a la superficie del agua.

Los puntos de medición específicos se ubicaron tanto en el cauce de río, la ataguía principal como a lo largo del canal de ingreso, tunnel de desvío y canal de descarga. Ver gráfico N° 3, 7 y 8.

3.11.7 Efectos de escala

Los efectos que se presentan en el modelo en razón de ciertas dimensiones reproducidas según la escala geométrica no cobran mayor relevancia sobretodo para el caudal del diseño $Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ en el prototipo.

Se presentan algunos efectos aislados, tal es el caso del canal de descarga, donde la lámina vertiente alcanza alturas que están por debajo de los $h = 6 \text{ cm}$, recomendados para evitar los efectos de capilaridad por lo que en el prototipo se presentarán niveles menores que los medidas en el modelo.

Con relación a otros aspectos no existen mayores problemas en la traslación de los resultados del modelo al prototipo, los cuales se realizan empleando las escalas de traslación respectiva para cada magnitud particular.

CAPITULO 4

PROCESOS SEDIMENTOLOGICOS

4.1 Generalidades

La construcción de una obra en un cauce representa una alteración de las condiciones normales de escurrimiento y por lo tanto, debe esperarse cambios fluvio morfológicos importantes, como erosión y sedimentación. Dos efectos sumamente peligrosos que de no ser controlados terminarían, o bien removiendo las estructuras o colmatándolas, por lo que se hace urgente determinar, fundamentalmente, el control de sus efectos, la disposición de las obras, a la vez que las condiciones de operación.

Es por ello que en el estudio de sistemas hidráulicos en general habrá que tener en cuenta la presencia de material sólido, ya que este constituiría un problema para las estructuras a corto o a largo plazo, alterando la vida útil de la estructura. De allí que no se puede pasar por alto su influencia en tales obras.

4.2 Propiedades de los sedimentos

Las características que definen los procesos de transporte y deposición de sedimentos dependen no sólo de las condiciones de flujo sino también de las propiedades de los sedimentos.

Dichas propiedades como el peso específico, la porosidad, el tamaño, la forma son importantes dependiendo del estudio a realizar. Así tenemos que si estamos estudiando las aguas subterráneas la porosidad es la propiedad característica, si lo que interesa es determinar la vida útil de un embalse, el peso específico es el relevante. A continuación detallamos las propiedades más importantes que interesan a este estudio:

Tamaño de las partículas.- Es la propiedad más importante, se ha llegado a determinar que si la forma, densidad y distribución granulométrica son semejantes en diferentes sistemas hidráulicos se podría considerar que la variación del tamaño define el comportamiento del sedimento.

Los diferentes métodos empleados en la determinación del tamaño de una partícula se basan en la selección arbitraria de una longitud simple o diámetro o en la selección de un método conveniente de selección.

Para clasificarlas, la American Geophysical Union (A.G.U.) parte del concepto de diámetro, el cual puede estar definido de las siguientes formas:

- Diámetro de sedimentación: es el diámetro de una esfera con la misma densidad que la partícula, que cae con la misma velocidad, en el mismo fluido y a la misma temperatura.

- Diámetro de tamiz: es la abertura mínima de una malla a través de la cual pasa la partícula.
- Diámetro nominal: es el diámetro de una esfera con igual volumen.
- Diámetro de caída estándar: Es el diámetro de una esfera con peso específico relativo igual a 2.65 que tiene la misma velocidad uniforme cuando ambas caen en una extensión infinita de agua destilada en reposo a una temperatura de 24 °C.
- Dimensiones triaxiales: longitudes máximas a , media b y mínima c de la partícula; medida a lo largo de tres ejes mutuamente perpendiculares.

El diámetro de tamiz y el diámetro de sedimentación son los parámetros de mayor uso. Generalmente las arenas y gravas se miden por su diámetro de tamizado y los limos y arcillas por su diámetro de sedimentación.

Forma de las partículas.- La forma normalmente se define a través de la redondez, esfericidad y factor de forma. La redondez se define como la relación entre el radio medio de curvatura de las aristas de la partícula y el radio de la circunferencia inscrita en el perímetro de área máxima de proyección de la partícula.

La esfericidad es la relación entre el área superficial de una esfera de volumen equivalente y el área superficial de la partícula

La determinación de la esfericidad y la redondez requieren métodos con una rigurosa técnica de trabajo. Un parámetro simplificado de uso frecuente es el factor de forma $F.F$ definido por la siguiente relación:

$$F.F = \frac{c}{\sqrt{ab}}$$

Donde, a , b y c son las longitudes antes mencionados.

Tabla 4.1.- Clasificación de los Sedimentos¹

Nombre Nombre	Rango de tamaños
	Milímetros

¹ Clasificación según American Geophysical Union (A.G.U.)

Peñones muy grandes	4096-2048
Peñones grandes	2048-1024
Peñones medios'	1024-512
Peñones pequeños	512-256
Cantos rodados grandes	256-128
Cantos rodados pequeños	128-64
Grava muy gruesa	64-32
Grava gruesa	32-16
Grava media	16-8
Grava fina	8-4
Grava muy fina	4-2
Arena muy	2000-1000
Arena gruesa	1000-0.500
Arena media	0.500-0.250
Arena fina	0.250-0.125
Arena muy fina	0.125-0.062
Limo grueso	0.061-0.031
Limo medio	0.031-0.016
Limo fino	0.016-0.008
Limo muy fino	0.008-0.004
Arcilla gruesa	0.004-0.0020
Arcilla media	0.002-0.0010
Arcilla fina	0.0010-0.0005
Arcilla muy fina	0.0005-0.00024

Peso específico.- Gran parte de los sedimentos provienen de la descomposición de rocas naturales y normalmente en las partículas se encuentran todos los constituyentes del material madre. El material por efecto del desgaste y la abrasión se hace fino, los minerales menos estables tienden a desgastarse más rápidamente y a ser transportados con mayor facilidad como partículas finas o en suspensión, dejando el mineral más estable. La mayor gama de componentes debe encontrarse, así en el material fino. El material grueso tales como los peñones y cantos rodados pueden tener la misma composición que el material madre.

Debido a su gran estabilidad, el cuarzo es el mineral más común en la composición de los sedimentos transportados por el viento o el agua, sin embargo otros muchos minerales forman parte de la composición.

Por lo tanto el peso específico relativo de arenas es muy próximo al del cuarzo, es decir 2.65, empleándose frecuentemente este valor en los cálculos y análisis.

Velocidad de caída.- Es la velocidad con que cae una partícula en aguas estancadas al final de la deposición. Para las arenas, la velocidad de caída decrece progresivamente con el incremento de la concentración de sedimentos finos dispersados en el agua (si los finos son lo suficientemente grandes como para depositarse rápidamente, esta conclusión no sería valedera).

Debido a la gran cantidad de tamaños de las partículas, sus velocidades son distintas. En general, las de mayor tamaño se asientan más rápidamente que las pequeñas.

4.3 Origen y clasificación de los sólidos

Dentro del origen de los sólidos, juega un papel importante la erosión, tal es así que la erosión de los terrenos de las cuencas colectoras producidas por agentes externos: agua, viento, hielo e incluso la mano del hombre determinan la formación de los sólidos.

La erosión es, por tanto, un proceso ligado a la presencia del material sólido en las cuencas y por ende en los ríos o quebradas y es un proceso que se desarrolla continuamente desde tiempos geológicos y determina la morfología del terreno.

Si queremos clasificar a las partículas sólidas que forman parte del lecho o son transportadas por la corriente de un río, los podemos dividir en: acarreo que se mueven en el fondo del río, deslizándose, rodando o saltando; y los lodos o sedimentos, que son trasladados a grandes distancias en suspensión en el agua y se sedimentan cuando la velocidad de la corriente disminuye. Además el agua puede transportar hielo y cuerpos flotantes, sobretodo hojarascas, hierbas y madera.

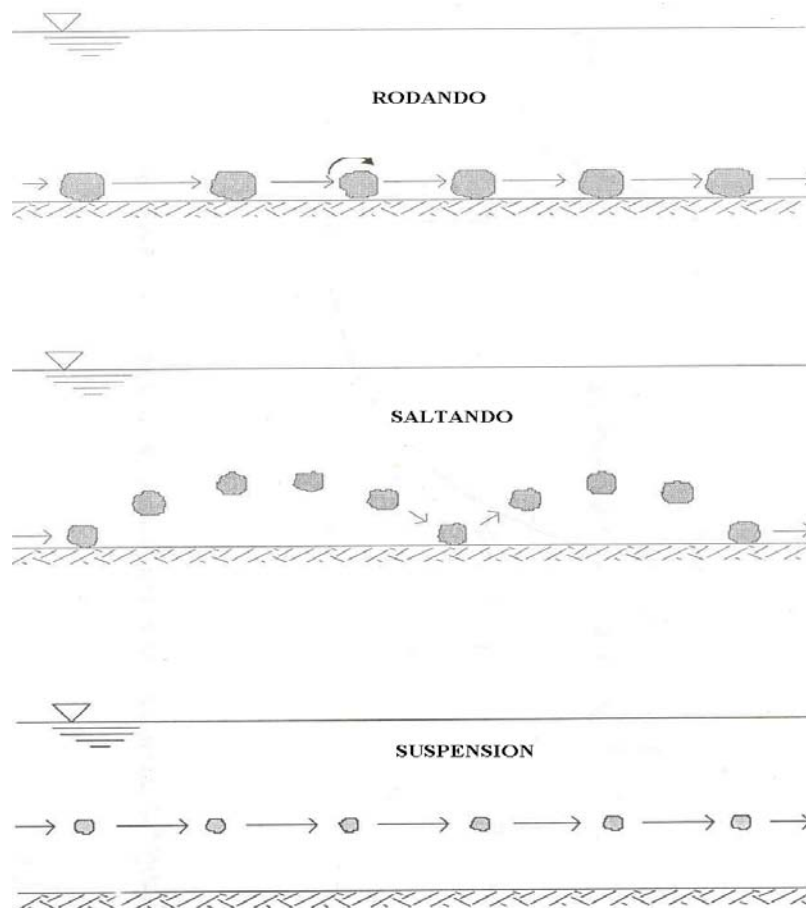


Fig. 4.1 .- Partículas sólidas que se mueven en el fondo ya sea rodando, saltando o en suspensión.

4.3.1 Acarreos

Vienen a ser fragmentos pétreos que llegan a los ríos arrastrados por las aguas de los torrentes o de la denudación de los márgenes. En un principio son piedras con aristas vivas tal como resultan de la rotura de las rocas en las laderas por el efecto de la erosión y que durante su trayecto son redondeados, se alisan y en consecuencia disminuyen de tamaño.

Los acarreoos en un río están formados por una mezcla de granos de los más variados tamaños y formas. Si vemos en la tabla 4.1, para el material sólido de fondo van desde una arena de grano muy fino 0,125 mm hasta grandes bloques que llegan a alcanzar varios metros de diámetro (peñones). Es imposible expresar la granulometría a través de una sola característica de los acarreoos; pues, éstos varían mucho incluso de un sitio a otro; por lo que no hay una regla para determinar la verdadera granulometría, que esté totalmente libre de perturbaciones locales.

Ya se ha hecho notar que las perturbaciones locales pueden alterar la mezcla natural de los acarreoos. Esto ocurre siempre que en el lecho de un río varía la

repartición de velocidades. Si se presentan hoyas en el fondo, se depositan en tales sitios los acarrees más gruesos.

Las curvaturas en los ríos, las presas o cualquier otro tipo de estructura en el cauce influyen en la redistribución de los sólidos transportados según la granulometría de los mismos.

La figura 4.2 da una idea de la variación de la granulometría en una curva de un río; se han trazado las líneas donde los acarrees tienen la misma característica. Por la curva A del cauce circulaban acarrees gruesos de una cierta característica; por la curva B, acarrees finos. Se observa que en la orilla, lado exterior donde se forma una hoya, se sedimentan los acarrees más gruesos, en tanto que los finos siguen en la orilla interior, de modo que en su terminación, el banco de arena que se forma en la orilla interior está constituido por granos finos casi exclusivamente. En cambio, los acarrees gruesos siguen trayectorias que son sensiblemente rectilíneas y se apartan, por tanto, de la curva del cauce. Los materiales gruesos y finos que corren junto a la orilla exterior de la curva llegan a la hoya y en ella se clasifican.

En la orilla exterior, la superficie libre está a mayor nivel que en la interior y debido a esta pendiente transversal se aceleran todas las partículas de agua hacia el centro de la curva, las capas lentas cerca del fondo se desvían más que las capas veloces cercanas a la superficie. De esta manera se produce en la curva del cauce una corriente helicoidal por la cual el agua veloz en la orilla exterior descende y sube en la orilla interior. Los acarrees que llegan con esta corriente se desvían hacia la orilla interior, los finos más que los gruesos. Los acarrees finos suben la pendiente del banco de arena de la orilla interior, mientras que los gruesos no se levantan a tanta altura y siguen en la hoya. El límite de la hoya está formado por acarrees muy gruesos, mientras que, en la misma sección, en la orilla interior se sedimenta solamente arena fina. A cierta distancia, aguas abajo de la curva se restablece la mezcla original.

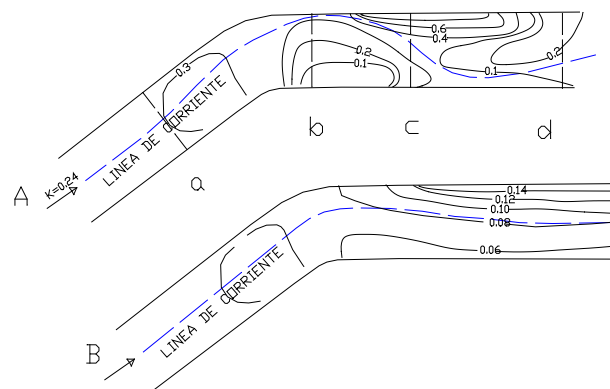


Fig. 4.2.- Distribución de la granulometría del acarreo grueso y fino en curvas.

En la figura 4.2 también, se ha indicado para los dos casos la línea de corriente que corresponde poco más o menos a la línea de talweg. Una comparación entre ambos hilos permite observar que en su posición influye, muy notablemente, la distribución de los acarreo en la curva, y que por ejemplo, si a la salida de la barra de una hoya quedan acarreo grandes puede, en este lugar, iniciarse el serpenteo del álveo o la formación de un vado en malas condiciones.

Cuanto más brusco es el cambio de dirección en el cauce, tanto más intensa es la clasificación de la mezcla, y de modo similar se produce el desmezclado en los ramales.

Este fenómeno es de mucha importancia y debe tenerse en cuenta en el diseño, tanto de bocatomas como de cualquier otro tipo de estructura; ya que según su función, se verá en la necesidad de evitar, en lo posible, el ingreso de acarreo sólidos o de captarlos para su posterior eliminación.

La figura 4.3 representa el desmezclado en un embalse aguas arriba de una presa, en la zona donde se halla la toma.

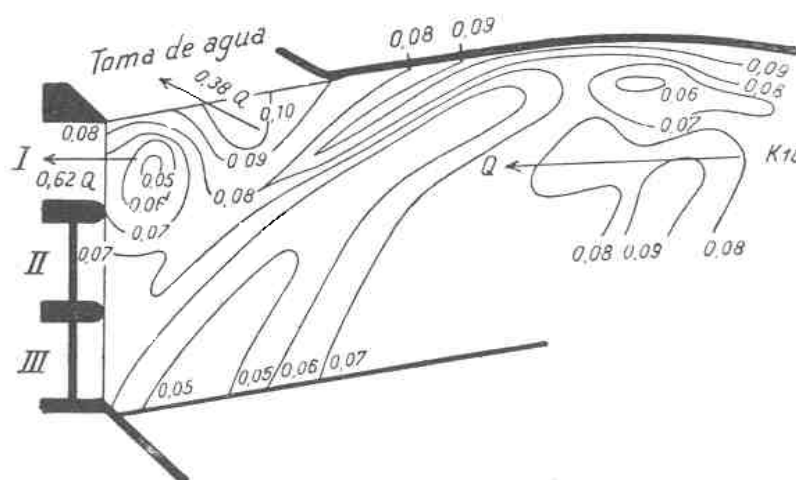


Fig. 4.3.- Clasificación de los acarreos aguas arriba de una presa, en la proximidad de la toma.

4.3.2 Légameos

Son todos los sólidos que recorren largos trayectos, en suspensión, en el agua. Están formados por partículas minerales en forma de laminillas, esquirlas o granos; partículas orgánicas, fibras vegetales y en los ríos que recorren cuencas densamente pobladas, también por partículas procedentes de las aguas negras.

Las partículas minerales en suspensión, en el agua, provienen en gran parte de la superficie de la cuenca que al ser arrastradas por las precipitaciones llega al lecho del río; en parte también provienen del lecho del río mismo y del desgaste de los acarreos.

Los lógamos, al igual que los acarreos, están formados por una mezcla de partículas de diferentes tamaños. Si vamos a la tabla 4.1 observamos que van desde arenas muy finas (0,062 mm), limos, arcillas hasta partículas muy pequeñas que están distribuidas en toda la sección, y se presenta la concentración del fondo mayor que en la superficie.

Depende de la disminución de la velocidad del flujo de las aguas para que se reduzcan los efectos de turbulencia, lo que provoca la sedimentación o deposición de tales partículas.

A continuación se muestra la tabla 4.2 donde se ve la clasificación granulométrica de los sólidos, teniendo en cuenta si van arrastrados como material de fondo o en suspensión.

Tabla 4.2.- Clasificación del material sólido

Material sólido en suspensión	Desde arcilla fina a arena muy fina
Material sólido de fondo	Desde arena fina a peñones muy grandes

4.4 Transporte de sólidos

Ya hemos visto que según sean transportados los sólidos en la corriente se pueden distinguir tres grupos: aquellos que van permanentemente en contacto con el fondo, rodando o deslizándose sobre el lecho, constituyendo el transporte sólido de fondo (acarreos), o los que se transportan a saltos y el resto en suspensión (lógamos).

En el caso del transporte de cantos rodados e incluso peñones es evidente que la velocidad de movimiento es mucho menor que la velocidad de la corriente, en el caso de sólidos en suspensión estos son transportados muchos kilómetros con la misma velocidad de la corriente.

No es fácil determinar un límite claro entre los sólidos arrastrados y aquellos en suspensión, ya que cualquier alteración que ocurra en la velocidad del flujo se verá reflejada en la forma de transporte. De igual forma, no existe una proporción definida entre la cantidad de material transportado en suspensión y el transportado por el fondo.

Por lo general, el gasto sólido en suspensión es mayor que el gasto sólido de fondo, según algunos estudiosos, entre el 85 – 90% corresponde a sedimento en suspensión, pero no es una regla general.

La determinación del gasto sólido es un problema difícil debido a la gran variabilidad de los fenómenos en el espacio y en el tiempo, al elevado y no determinado número de variables que intervienen y a la dificultad de comprobar en la naturaleza los resultados.

Se debe tener en cuenta que las ecuaciones, tanto de transporte de acarreo como de légameos han sido desarrolladas para condiciones especiales. El empleo de distintas fórmulas para un caso en particular, trae como consecuencia valores que difieren entre ellos, en varias órdenes de magnitud. Por lo que sí se quiere aplicar una fórmula para un caso concreto habrá que usar aquella que haya sido desarrollada en condiciones idénticas.

Si se compara los valores de cantidad de material sólido transportado obtenido mediante muestreos, y los obtenidos por cálculos, encontramos que unos, se aproximan; mientras que otros, difieren grandemente. En parte, por lo expuesto en el párrafo anterior, además de la variación entre una medida y otra de importantes propiedades como la pendiente, el material de fondo y la temperatura y el material en suspensión, por lo que no se debe esperar resultados precisos de las fórmulas de transporte de sólidos.

Equilibrio en el transporte de sólidos (Balanza de Lane):

Un fondo está en equilibrio en presencia de transporte de sedimentos cuando su cota no se ve modificada. En el fenómeno erosivo actúan una complicada interrelación de factores. Lane (1995), presentó una relación cualitativa existente entre cuatro factores, (Balanza de Lane). Estos son: el caudal líquido (q , caudal unitario), el caudal sólido de fondo (q_s , caudal sólido unitario), la pendiente (i), y el tamaño de sedimento (d). A partir de una situación de equilibrio sin erosiones ni sedimentaciones, cualquier variación de algunos de los factores antes mencionados dará lugar a un proceso erosivo o de sedimentación. La capacidad de transporte o arrastre es la causante de que se produzca la erosión o sedimentación en el lecho de un río. Esta capacidad bajo condiciones de igual flujo líquido y sólido con granulometría invariante depende únicamente de la pendiente del fondo.

4.4.1 Capacidad de transporte

Es la máxima cantidad de material sólido de fondo de una cierta granulometría que puede transportar una corriente líquida para un gasto dado.

Decimos que un río o flujo se encuentra en estado aluvional o de saturación cuando transporta su máxima capacidad. Y en estado de erosión latente cuando la corriente tiene una gran capacidad de transporte, pero no dispone de material para transportar.

Se ha tratado también de explicar el equilibrio de los acarreo en el fondo de un río mediante la velocidad límite, la fuerza de arrastre límite o el caudal límite. Estos datos se refieren a la iniciación de movimiento, es decir, valores límites pasados, con los cuales se inicia el movimiento. El movimiento termina al

bajar el nivel, al alcanzarse otros valores límites que son menores que los que provocaron la iniciación del movimiento.

Veremos de una forma más detallada lo que significan estas condiciones límites:

Velocidad límite, se denomina así a la velocidad del agua a partir de la cual se inicia el movimiento de las partículas de un cierto diámetro.

Fuerza de arrastre límite, el agua en movimiento ejerce sobre el cauce una fuerza, que según su intensidad, puede determinar el movimiento y por consiguiente, el transporte de las partículas sólidas de fondo. Cuando esta fuerza que se le denomina de arrastre es menor que un valor crítico, las partículas de fondo permanecen en su sitio. Si el esfuerzo cortante sobre las partículas alcanza o excede un valor crítico, la partícula comienza a moverse. En realidad, es difícil precisar el movimiento de las partículas con tan sólo la fuerza de arrastre límite, ya que éste será diferente según las características de los acarreo y éstos son muy variados por lo que es difícil, también, como ya dijimos, caracterizarlos por una sola dimensión.

Caudal límite, es el caudal mínimo capaz de poner en movimiento a las partículas de fondo.

Sin embargo existen numerosos estudios que tratan de establecer una relación entre los diferentes parámetros que involucra el fenómeno con las condiciones de inicio de movimiento, uno de ellos son los de Shields quien a través de sus diversas investigaciones teóricas y experimentales, demostró que la iniciación del movimiento de una partícula sólida de diámetro d puede describirse, como la relación entre los dos parámetros adimensionales siguientes:

Parámetro de Shields:

$$\tau_c^* = \frac{(\tau_o)_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{\rho V_*^2}{(\gamma_s - \gamma)d} = F_{cr}^*$$

Índice de Inestabilidad

$$Re_* = \frac{V_* d}{\nu}$$

Donde, τ_c^* es la fuerza tractiva crítica; $(\tau_o)_c$ es la fuerza tractiva sobre el fondo en el momento de la iniciación del movimiento; V_* ; es la velocidad de corte y es igual a $\sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}}$; Re_* es el número de Reynolds relacionada a la partícula y se calcula con la velocidad de corte y el diámetro de la partícula.

La condición crítica de iniciación de movimiento se puede obtener del diagrama propuesto por Shields (1936), en el cual a través de una curva de inicio de movimiento en el plano creado por el parámetro de Shields que no es otra cosa que la relación entre las fuerzas de arrastre de la partícula y las fuerzas de estabilización o peso (en este caso el peso sumergido) que mantienen a la partícula sólida en su sitio, y en el otro eje la medida de la turbulencia local medido a través del número adimensional de Reynolds del grano o índice de inestabilidad. La figura 4.4 se representa gráficamente la función, conocido como:

$$\frac{(\tau_o)_c}{(\gamma_s - \gamma)d} = \varphi(\text{Re}_*)$$

El diagrama de Shields se basa en los resultados de numerosos investigadores, quienes trabajaron con partículas de diversos materiales. El diagrama muestra la línea divisoria entre el movimiento y el reposo de una partícula en zonas de influencia viscosa. En la figura 4.4 se muestra el diagrama que permite calcular las condiciones de iniciación de movimiento cuando se trata de partículas de cuarzo de peso específico igual a 2.65 t/m^3 y la temperatura del agua de 12°C .

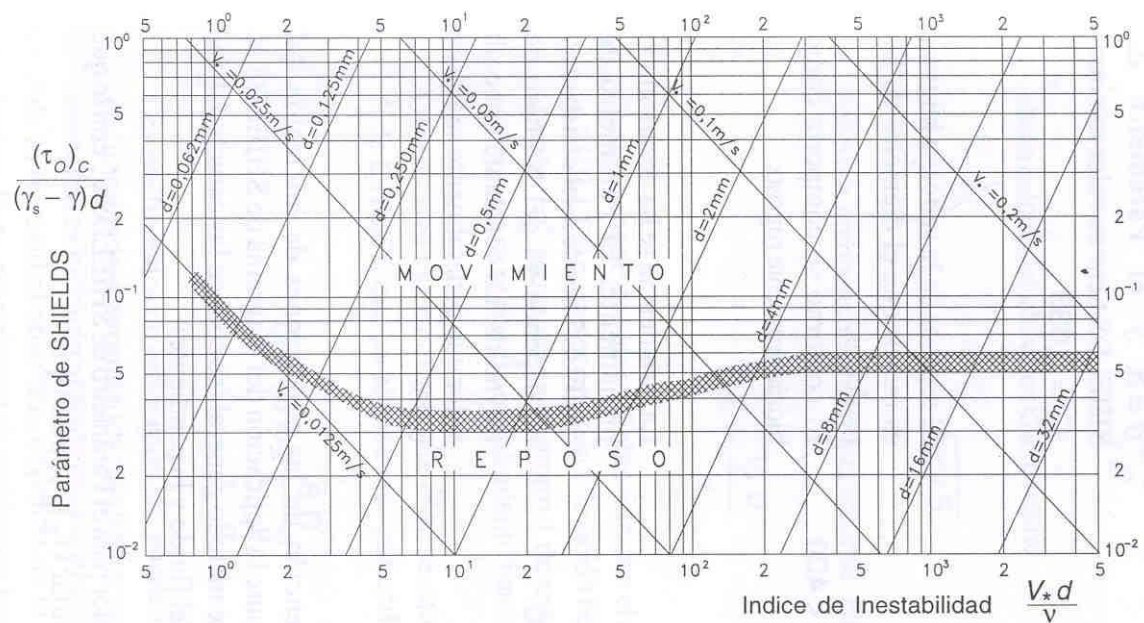


Fig. 4.4.- Diagrama de Shields para partículas de cuarzo.

En las aplicaciones técnicas resulta más conveniente la caracterización de la iniciación de movimiento de las partículas del lecho por medio del caudal límite.

Cuantificación del transporte de fondo

Las ecuaciones de transporte de fondo cuantifican el caudal sólido que puede potencialmente transportar una corriente en función de la hidrodinámica del mismo, y de las características geométricas y granulométricas del curso de agua.

La mayoría de las ecuaciones de transporte de fondo son fórmulas que relacionan el caudal sólido q_s , que representa el volumen neto de material sólido que fluye a través de una sección recta por unidad de tiempo y anchura del cauce, y las características hidráulicas.

Muchas de estas ecuaciones adoptan la forma $q_s=f(\tau_o - \tau_c)$, donde (τ_c) es la tensión crítica (Shields) y (τ_o) la tensión cortante en el fondo que imprime el agua, de lo que se desprende un sentido físico. El caudal sólido es una función creciente del exceso de tensión de corte en el fondo respecto a la de inicio en movimiento.

Es sumamente complejo describir matemáticamente el transporte de los sólidos en el fluido. Las fórmulas simplifican la forma de cómo ocurre el flujo, puesto que siendo tridimensional, lo esquematizan como si fuera bidimensional, es por ello que se aprecian diferencias significativas entre lo calculado teóricamente y lo observado en el campo, aquí expondremos la fórmula de Meyer Peter y Muller, que es la forma explícita y práctica más usual para calcular el transporte sólido de fondo g_B en Kg/s.m.

$$g_B = 8\gamma_s D_m^{3/2} g^{1/2} \Delta^{1/2} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_* - 0.047 \right]^{3/2}$$

Donde:

γ_s es el peso específico del sedimento, para grava natural $\gamma_s=2650$ Kg/m³; D_m es el diámetro representativo de la mezcla cuando las partículas no son uniformes; g la aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/s²; Δ es la densidad relativa de las partículas dentro del agua y obedece a la expresión $\Delta=(\gamma_s-\gamma)/\gamma$; n' es la rugosidad debido a las partículas, la expresión propuesta por ellos es $n'=D_{50}^{1/6}/21$, D_{50} (m) es el diámetro de la curva granulométrica tal que el 50% de las partículas son menores que él; τ_* o parámetro adimensional de Shields en función $\tau_*=\tau_o/(\gamma_s-\gamma)D$, descrito anteriormente.

4.4.2 Erosión y socavación

La erosión que produce la socavación, consiste en la remoción de partículas del suelo por la acción del agua, en el fondo de cauces, en las proximidades de pilares, estribos y caídas; por aumento de la velocidad del fluido o por la acción de chorros y vórtices específicos.

El fenómeno de socavación se relaciona con dos problemas hidráulicos muy complejos; la mecánica del transporte de sedimentos y la capa límite tridimensional.

Por otro lado, la gran diferencia existente entre los diversos ríos, y la variación con el tiempo de algunos factores dominantes en el proceso, hacen de la socavación un fenómeno inestable de difícil solución experimental y analítica ya que la modificación del patrón de flujo provoca cambios en la capacidad de transporte de sedimentos del río. Esta a su vez induce alteraciones en el lecho que hace variar de nuevo el patrón de flujo antes de haberse establecido el equilibrio. En la mayor parte de los estudios realizados es necesario adicionar al análisis puramente teórico y a la información de campo los resultados de estudios en modelos físicos.

Tipos de socavación en los ríos:

La socavación que se da puede ser general, producida durante el flujo de una avenida por aumento de la capacidad de transporte del río.

Socavación transversal, debido a la presencia de una obstrucción cualquiera que disminuye la sección hidráulica con el consiguiente aumento de velocidad.

Socavación en las zonas externas de las curvas causadas por los flujos secundarios que arrastran material de fondo hacia el interior de la curva.

Socavación local al pie de pilas y estribos por generación de vórtices a causa del desvío de las líneas de corriente.

Socavación por degradación de los cauces aguas abajo de embalses, caídas y en general estructuras de salida que descargan sus aguas a los cauces de ríos.

Es de nuestro especial interés el estudio de la socavación en las descargas o salidas de estructuras.

4.4.2.1 Socavación en las salidas

Existen muchas estructuras hidráulica que se construyen dentro o fuera del cauce de un río que sirven para regular o desviar el paso de caudales los mismos que son transportados y tienen que ser entregados en puntos deseados aguas abajo, bien a otra estructura o al cauce de donde fueron tomados.

Las conexiones entre las obras de salida o descarga de dichas estructuras con el cauce se ven continuamente expuestas a la socavación producida por la intensa erosión del suelo en el punto de descarga.

Por ejemplo, aguas abajo en la descarga de una obra de desvío, el agua desviada socava el fondo y produce una hoya, cuya profundidad y forma tienen que conocerse para proyectar correctamente los cimientos de la estructura de descarga y la protección de las orillas en las cercanías de la poza.

En la figura 4.5 se puede apreciar la formación de una poza aguas abajo de la descarga, que podría poner en peligro la cimentación de dicha estructura si no se establece un control sobre la poza.

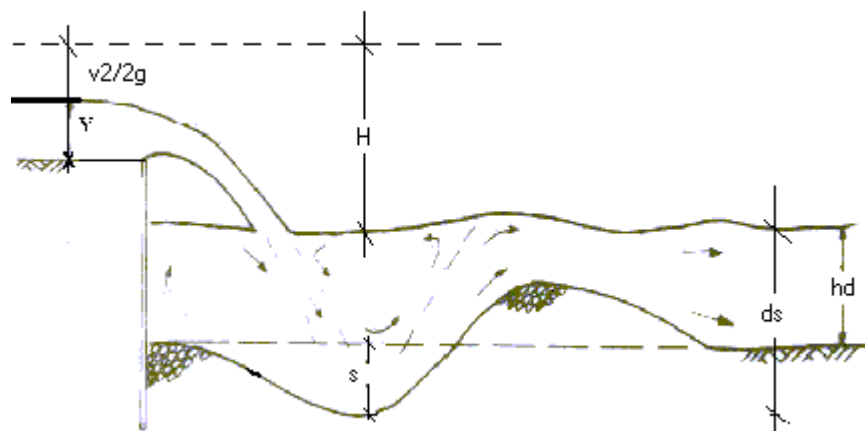


Fig. 4.5.- Esquema de socavación aguas abajo de una estructura de descarga

Alternativas de control

La masa de agua está concentrada y dejarla caer con esas dimensiones en el río provocaría erosiones de importancia.

Existen varias formas de evitar o reducir la socavación local entre ellas tenemos: Disipar la energía cinética a través de la dispersión del flujo por medio de un canal de evacuación de solera curvada; aumentar la rugosidad de la solera; y disminuir la tensión de corte del flujo, que puede consistir en escalonamientos.

Con estas estructuras especiales se pretende prevenir las altas velocidades de la corriente y la acción de socavación del agua.

Para realizar estas funciones normalmente se prevé, en el canal, aguas abajo de la descarga, un resalto hidráulico. El adecuado funcionamiento del resalto puede ser asegurado por el uso de umbrales y deflectores o estableciendo una poza entre la descarga y el canal aguas abajo.

- a) **Dispersión del flujo por medio de una solera curvada o deflector**, a través de esta medida se logra generar un salto alejando el chorro de la obra reduciendo la velocidad de flujo e impidiendo que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzca justamente frente a la estructura de descarga, evitando la formación de vórtices frente a ella.

Para ello se expande el flujo con la consecuente disminución de los tirantes. La expansión no puede ser muy significativa dada las velocidades con que el agua sale despedida del túnel, una expansión muy fuerte puede provocar problemas de cavitación en la estructura de salida. El criterio que se toma es el de expandir el flujo con el ángulo mínimo de expansión para evitar la separación brusca de la capa límite, es decir un ángulo de no más de 12.5° .

Dado el ángulo de entrega del agua al río, el flujo de salida del trampolín no debe tener ningún impedimento en su expansión. Pues el objetivo es entregar el agua en la parte central del río para evitar comprometer las márgenes del río.

Para tal efecto es importante conocer el lugar de impacto del chorro aguas abajo de la obra. La longitud de lanzamiento es un importante dato para determinar las características del salto.

Las características geométricas del salto están asociadas a los siguientes parámetros:

- Angulo de salida del chorro.
- Angulo entre la horizontal y la tangente en el punto final del dispersor.

En este tipo de obra y para elevadas velocidades de flujo se incrementa la presión sobre la superficie del canal, no sólo por efecto de la fuerza originada por la gravedad sino también por las fuerzas de inercia a consecuencia de la acción de la superficie en curva de la solera.

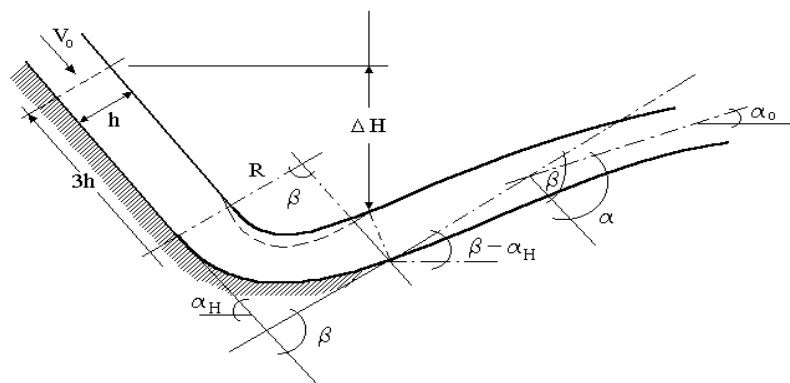


Fig. 4.6 - Esquema de disipación por dispersión del flujo

- b) **Incremento de la resistencia al corte de la solera**, consiste en incrementar la rugosidad de la solera, con lo que se consigue aumentar las tensiones de corte críticas (o resistentes), generando mayores pérdidas de energía cinética, lo cual da lugar a que el flujo se desarrolle con menores velocidades.

Esto se logra colocando material grueso como enrocados, haciendo que el lecho del río alrededor de la descarga sea resistente a la erosión para lo cual debe tenerse en cuenta que la velocidad requerida para que se inicie el proceso de socavación en fondos formados con material grueso, alrededor de diversas estructuras, es igual al que inicia el arrastre de las mismas partículas en cualquier otra parte del canal

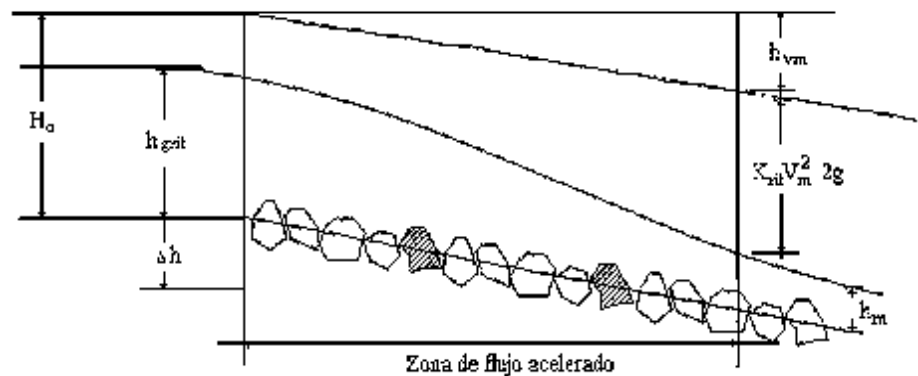


Fig. 4.7 - Rápida con bloques de gran rugosidad

En los años 50, se realizaron en Australia diferentes pruebas de aplicación de grandes rugosidades a los canales de elevada pendiente, colocando bloques de piedra en la solera, bajo el concepto de lograr una disipación "natural" de la energía cinética. El éxito de la medida dio lugar a una serie de investigaciones para determinar la "hidráulica de la macrorugosidad formada con bloques de piedra".

Las investigaciones realizadas, tienen las siguientes condiciones límites:

- Pendiente del canal entre 1:8 hasta 1:15.
- Dimensiones de los bloques de piedra (altura) d. desde 0.3 m hasta 1.2 m.

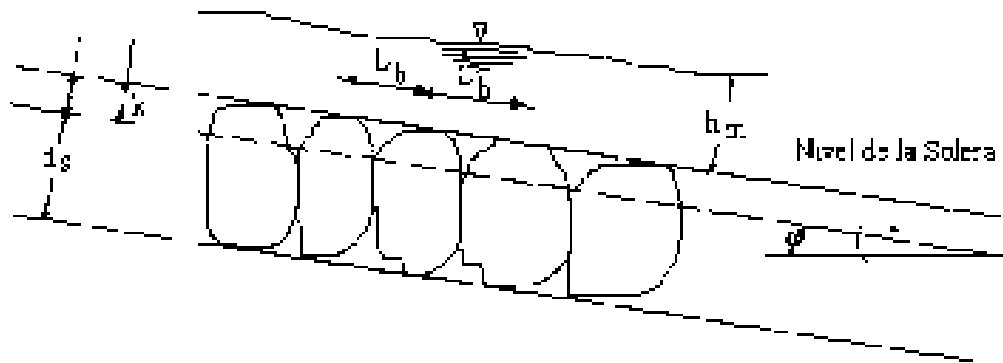


Fig.4.8.- Relaciones geométricas de los bloques de una rápida rugosa.

- c) **Reducción de la tensión de corte generada por el flujo**, en términos prácticos esta medida significa reducir la pendiente de la solera, para dar lugar a menores valores de la velocidad de flujo. Para llegar al mismo objetivo

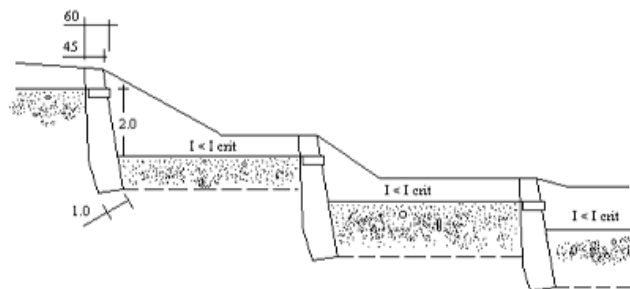


Fig. 4.9.- Estructuras transversales para reducción de pendiente

La reducción de la pendiente se materializa por medio de estructuras transversales a manera de vertederos de cresta ancha. Estos elementos se rellenan con los sedimentos transportados desde aguas arriba, dando lugar a tramos de menor pendiente.

Las pendientes de la solera en los diferentes tramos deben alcanzar magnitudes que permitan el desarrollo de tensiones de corte del flujo menores al esfuerzo crítico, sin embargo este control presenta dificultades debido a que los valores de este factor se limitan a algunos tipos de material, bajo condiciones específicas.

En la práctica se aplica el criterio de lograr cambios de régimen consecutivos, de manera que el régimen subcrítico se presente en los sectores más largos.

La reducción de la pendiente a través de las estructuras transversales permite crear las bases para el desarrollo del flujo en régimen subcrítico ($Fr < 1$), con lo que se consiguen velocidades menores, menos agresivas a las desarrolladas en régimen supercrítico ($Fr > 1$).

Para mantener esta condición, al pie de cada estructura de caída deberá disiparse la energía cinética ganada por el chorro, desarrollándose un sistema con cambios de régimen subcrítico- supercrítico-subcrítico de manera alternada. En estas condiciones puede afirmarse que el flujo se encuentra bajo control.

Determinación de la profundidad de erosión aguas abajo de una estructura hidráulica

Una de las fórmulas más antiguas y muy usadas para definir la profundidad de erosión fue propuesta por SCHOKLITS (1932):

$$d_s = s + h_d$$

$$d_s = \frac{4.75H^{0.2}q^{0.5}}{D_{90}^{0.32}}$$

En donde: d_s es la distancia en metros desde el punto más bajo de la hoya erosionada aguas abajo hasta la superficie de agua; s es la profundidad en metros de la hoya de erosión; h_d es la profundidad en metros del agua aguas abajo; q es la descarga de agua por unidad de ancho $m^3/seg/m$; D_{90} en mm es el tamaño de partícula para el cual el 90% de material es más fino; H es la diferencia de altura entre la línea de energía en la descarga y el nivel de agua corriente abajo, en metros.

Esta fórmula está en unidades métricas y da muy buenos resultados para diámetro D_{90} relativamente grandes en condiciones de flujo similares al esquema mostrado en la figura 4.5

Cálculo de la distancia horizontal de caída

Para el cálculo de la distancia horizontal máxima de la caída de agua en metros tenemos la siguiente expresión:

$$L = \mu(\sqrt{2gh} + V)(\sqrt{2H/g} + h)$$

Donde:

L es la distancia horizontal máxima de la caída de agua en metros, μ es un coeficiente de corrección igual a 0.66; h profundidad del agua en el

tramo aguas arriba en metros; V velocidad media de aproximación en m/s; H es la altura de caída de agua en metros.

4.4.2.2 Erosión producida por el movimiento de los acarrees

Es otro factor que se debe considerar. Si los guijarros grandes o cantos rodados están inmóviles, pasa constantemente arena fina sobre ellos y los desgasta. La erosión producida cobra mayor importancia sí el movimiento de arrastre de la arena dura casi todo el año. De manera parecida son desgastadas las partes salientes de las rocas y las construcciones existentes en el fondo de los ríos.

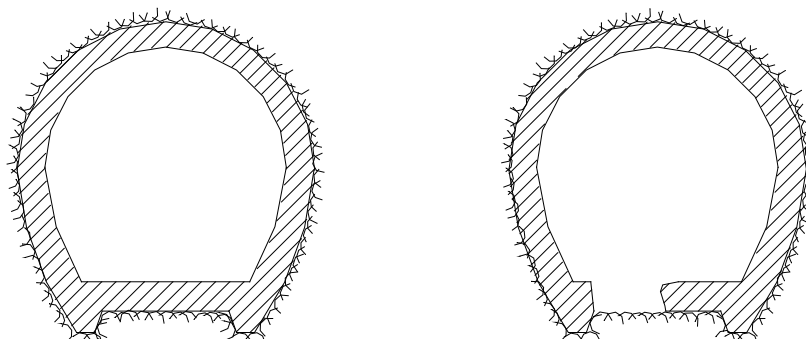


Fig.- 4.10.- Desgaste en el túnel de desvío del dique Mollaro en el río Noce. Julio de 1927 a Febrero de 1929. Velocidad máxima hasta 12 m/s.

Un caso grave se presentó en el túnel de desviación del río Noce, este túnel fue construido en roca de excelente calidad con un revestimiento de 0,25m a 0,40m de concreto de muy buena calidad. Fue puesto en funcionamiento en el mes de julio de 1927 y en febrero de 1929, después del paso de unas crecidas fueron observadas las erosiones representadas en la figura 4.6. La velocidad en el túnel alcanzó hasta 12m/s.

4.5 Régimen de transporte de sedimentos en el Río San Gabán

Es de suma importancia conocer el proceso sedimentológico (erosión, transporte y deposición) del Río San Gabán, sobre el cual se ha construido las obras de derivación de la Central Hidroeléctrica.

Esto nos permitirá prever ciertas situaciones que pudieran influir sobre las estructuras y tomar las medidas de seguridad necesarias.

Como ya se ha mencionado en el acápite 2.3.2, los mayores caudales se registran en el período de diciembre a junio, el cual se caracteriza por ser un período lluvioso, lo que sumado a la alta tasa de erosión resulta un gran aporte de material sólido al río de una granulometría muy variada, desde partículas en suspensión hasta bolones de gran tamaño que pueden llegar a tener más de 3m de diámetro, los cuales son fácilmente transportados por los caudales mayores debido a las pendientes fuertes (pendiente del cauce en condiciones naturales 3.6% en promedio), muchos de los cuales se van desintegrando a lo largo del recorrido en gravas de menor tamaño, constituyendo de esta manera el material sólido grueso de fondo. El resto del año el aporte sólido es menor.

En la zona comprendida entre las dos curvas donde se ha construido la presa derivadora, el río baja su pendiente a 3.2% debilitándose de alguna manera la capacidad de transporte de la corriente en esta zona, sobretodo para caudales menores, constituyendo así una zona de depósito de material sólido. Los caudales menores tienen baja capacidad de transporte logrando en su mayoría transportar sólo finos y sedimentos en suspensión.

El Río San Gabán, para caudales mayores (caudales de avenidas $Q > 300\text{m}^3/\text{s}$) presenta una gran capacidad de transporte de material grueso.

En general, se puede decir que el río San Gabán presenta una granulometría muy variada a lo largo del año, pero la corriente logra transportar casi todos los diámetros encontrados durante el transporte en el cauce natural, dependiendo de los caudales presentados.

4.6 Granulometría del lecho del río San Gabán en las proximidades del Túnel.

Es preciso representar la granulometría transportada por el Río San Gabán en el modelo hidráulico con la finalidad de investigar los efectos que podrían causar en las estructuras.

Para ello se ha tomado especial interés en el material de arrastre de fondo por los problemas de sedimentación o deposición a los que están expuestas las estructuras. El material sólido en suspensión ha sido materia de otro estudio.

Se han tamizado muestras para el material del sedimento inferior o profundo y el sedimento parcialmente seleccionado que se encuentra en superficie y que constituye la coraza del lecho.

En vistas de estos resultados, se pueden adoptar como diámetros medios de cada tipo de material los siguientes:

Sedimento inferior	509 mm
Coraza	1170 mm

Estos valores deben permitir estimar los caudales sólidos transportados por el río, que con su entrada en el túnel pueden ocasionar problemas en su capacidad

En la figura 4.11, se muestran las curvas granulométricas correspondientes al material del lecho del río San Gabán.

4.7 Determinación del caudal de rotura de la coraza.

Como se ha mencionado, el río San Gabán es un río acorazado. Es por eso que como complemento a la caracterización del sedimento, se ha incluido un breve estudio de carácter teórico sobre la rotura de la coraza. Este fenómeno puede tener una gran importancia en el funcionamiento general de la obra ya que su desprendimiento determina el inicio del movimiento del sedimento y por tanto el arrastre de todo el resto de material que, entrando en el túnel, pueden dar lugar a problemas de reducción de su capacidad.

Si bien durante el proceso de acorazamiento hay transporte de sedimentos, el acarreo de partículas no causa erosión ni sedimentación, es por ello que se dice que un cauce acorazado es un cauce estable. Sin embargo, si las características del flujo superan el esfuerzo cortante máximo que puede resistir el material que conforma el cauce, éste deja de ser estable, teniendo lugar el movimiento.

Gessler propone un método basado en un algoritmo, que consiste en suponer diferentes condiciones de flujo o esfuerzos cortantes, τ_0 , y en calcular, para cada esfuerzo cortante, el diámetro medio de la coraza, D_{mc} , que cada τ_0 , origina en la superficie del lecho. El esfuerzo τ_0 , con que se alcanza el máximo D_{mc} corresponde a la condición crítica de arrastre, es decir que dicha condición de flujo $\tau_0 = \tau_c$. Por tanto, obtenemos las condiciones de inicio de movimiento o de rotura de la coraza, y este lo relacionamos con el caudal Q que rompe la coraza.

Así tenemos, si se estudia un tramo del río aguas arriba del túnel, de tal manera que con la geometría del cauce, los caudales de proyecto, los tirantes de agua (previamente calculados) se puede estimar la tensión de corte sobre el fondo τ_0 , a lo largo de todo el tramo estudiado, como:

$$\tau_0 = \gamma S_f R_h,$$

donde γ es el peso específico del agua, R_h el radio hidráulico de la sección de flujo y S_f la pendiente motriz en esa sección, calculada según la fórmula de Manning.

Por otro lado, es posible determinar de forma aproximada el inicio del movimiento según Shields o Meyer-Peter y Muller entorno a una tensión crítica τ_c .

$$\tau_c = 0.047(\gamma_s - \gamma) D_n \quad (\text{Meyer-Peter y Muller})$$

Donde, γ_s es el peso específico del sedimento y D_n es el diámetro representativo.

Aplicando el método de Gessler para los diferentes caudales podemos determinar el caudal que provocaría rotura de la coraza, por tanto el transporte de sedimentos que se produciría en el túnel conllevaría una importante reducción de su capacidad si no se previese y garantizase su evacuación.

UNIVERSIDAD DE PIURA
INSTITUTO DE HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA E INGENIERIA SANITARIA

MODELO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE DESVÍO DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA SAN GABÁN

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
CURVA GRANULOMÉTRICA DEL MATERIAL DE FONDO DEL RÍO SAN GABÁN EXTRAÍDO DE LAS
INMEDIACIONES DEL TÚNEL DE DESVÍO

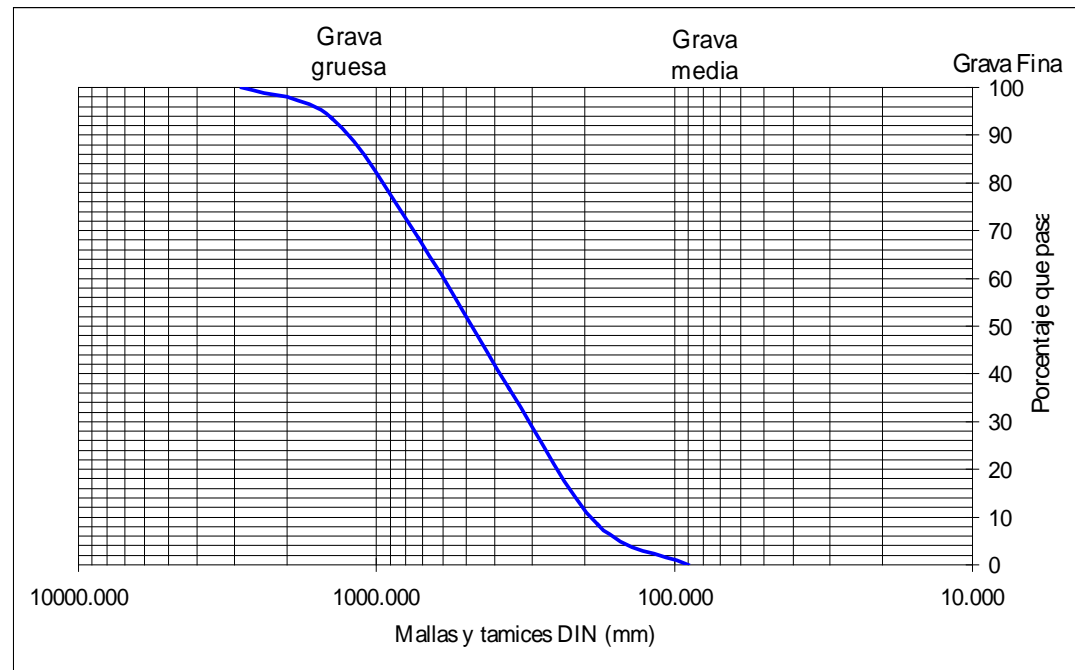


Fig. 4.11.- Curva granulométrica del material del cauce del río San Gabán.

UNIVERSIDAD DE PIURA
INSTITUTO DE HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA E INGENIERIA SANITARIA

MODELO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS DE DESVÍO DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA SAN GABÁN

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
 CURVA GRANULOMÉTRICA DEL MATERIAL SUPERFICIAL DEL RÍO SAN GABÁN EXTRAÍDO DE LAS
 INMEDIACIONES DEL TÚNEL DE DESVÍO

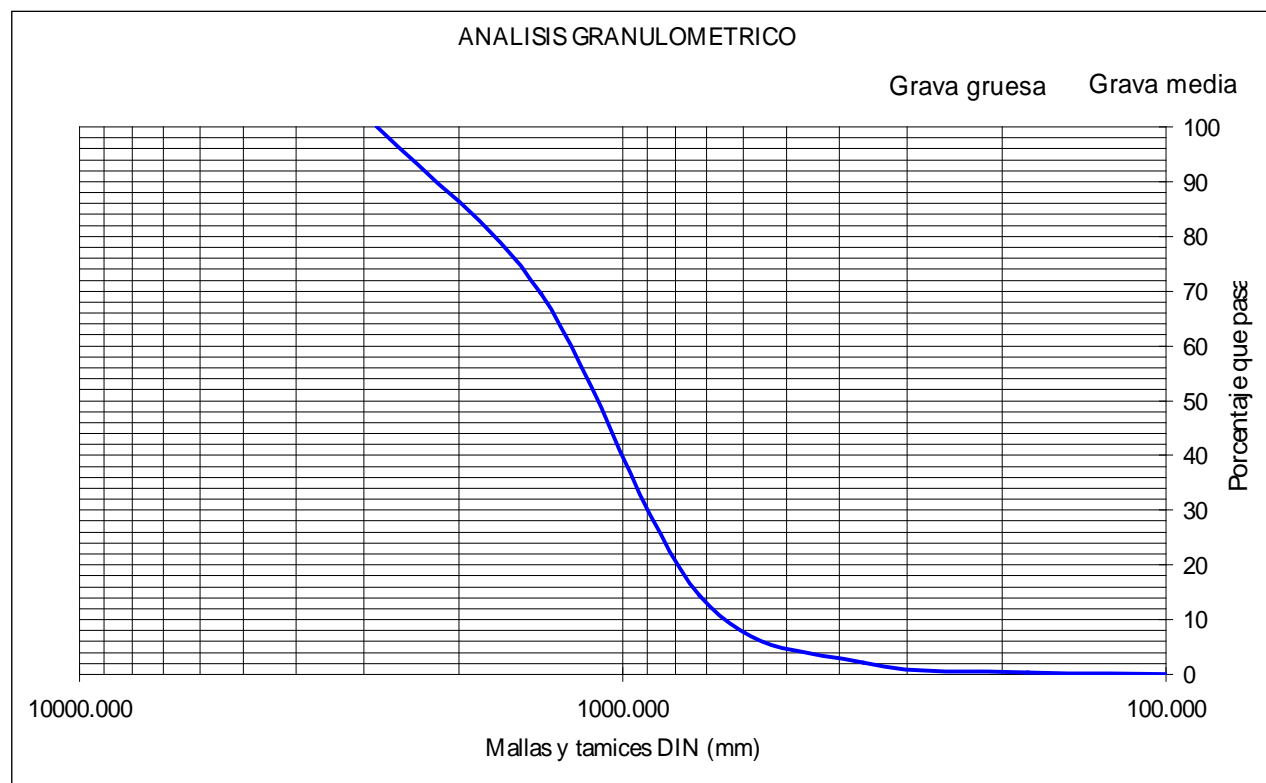


Fig. 4.12.- Curva granulométrica del material superficial (coraza) del río San Gabán.

CAPITULO 5

INVESTIGACION EN MODELO HIDRAULICO Y ANALISIS DE RESULTADOS

5.1 Introducción

La función de las obras de desvío que vamos a estudiar es dejar sin escurrimiento superficial, el lugar de construcción de las obras de derivación y captación de la central hidroeléctrica San Gabán II, ubicadas sobre el cauce del río San Gabán.

Por lo que es de suma importancia que las obras de desvío, construidas con tal fin tengan un funcionamiento óptimo que permita el inicio de la construcción de las obras, que asegure la conducción de todo el caudal que transporta el río durante toda la etapa de construcción, disminuyendo los riesgos de inundación de la zona de obras, que permita la restitución de las aguas desviadas al cauce natural sin mayores problemas para la zona de obras y las estructuras de descarga.

5.1.1 Principales propósitos de la investigación

La investigación estuvo orientada a obtener los parámetros que nos permitan identificar el comportamiento hidráulico de las obras, tal como fueron diseñadas; determinar las características de los fenómenos que se presentasen en el modelo, tal como en su diseño en prototipo; evaluar los resultados y analizar si necesitan ser optimizados o no.

Esto se logra mediante la evaluación en el diseño original y en el diseño modificado, si fuera necesario, de las siguientes características:

- Cuadro general de flujo.
- Niveles de agua en la ataguía principal, para diversos caudales, principalmente para el caudal de diseño $350 \text{ m}^3/\text{s}$, así como también para otros caudales de interés.
- Características del flujo en el túnel de desvío: líneas de corriente, niveles de agua, velocidades, flujo en la entrada, en la salida del túnel y en las transiciones.

- Régimen de transporte de sedimentos en las nuevas condiciones que crean las obras de desvío en el cauce del río y en el túnel de desvío.

Así mismo la investigación estuvo dirigida a determinar:

- La máxima capacidad de las estructuras que conforman las obras de desvío.
- Las dimensiones hidráulicas de la contraataguía, situada inmediatamente aguas arriba de la descarga del túnel de desvío, según los propósitos del proyecto.
- La erosión a la salida del túnel y la granulometría aproximada del material en el enrocado de protección, para conseguir la protección adecuada del lecho ante el efecto del chorro a la salida del túnel de desvío.
- La necesidad o no del uso de gaviones en la corona de la ataguía principal.
- La verificación de la validez de la curva de gasto otorgada por los diseñadores.
- La posibilidad de usar el túnel de desvío como una obra permanente.
- Determinar los posibles puntos de cavitación en la estructura del túnel.
- Determinar la necesidad de aireación del túnel.

También se compararán y complementarán los resultados obtenidos para el caudal de diseño en el modelo físico con algunos parámetros obtenidos a partir de cálculos teóricos.

El resultado de este estudio permite a los ejecutores tener la seguridad del buen funcionamiento de las estructuras en las condiciones planteadas o en su defecto, suministrar al diseñador un conjunto de sugerencias para eventuales mejoras del diseño.

5.1.2 Metodología de la investigación

Según los propósitos a conseguir, en la investigación se plantea unos pasos fundamentales:

Dentro de estos se contempla una serie de ensayos donde se hará las mediciones y observaciones necesarias para los diferentes caudales en el prototipo, teniendo especial interés en el caudal de diseño $350 \text{ m}^3/\text{s}$. Así tenemos caudales con valores en prototipo de 20, 30, 50, 100, 200, 350, 400, 420, 600 y $630 \text{ m}^3/\text{s}$, a cuyo paso se debe determinar:

El cuadro general de flujo, es decir, determinar las características generales del flujo, según como hayan sido proyectadas las obras y si fuera necesario para las modificaciones que se estime conveniente.

Para obtener los parámetros o características que nos permitan identificar el comportamiento hidráulico de las obras se deben realizar una serie de observaciones y medidas como determinar las líneas de corriente, dirección de la corriente principal, corrientes secundarias, presencia de ciertos fenómenos locales como vórtices, posibles zonas de estancamiento, turbulencia del flujo u otros, niveles de agua en las secciones transversales y niveles en el perfil longitudinal del túnel de desvío, velocidades promedio del flujo en las secciones del perfil longitudinal.

Para ello, se recurre al uso de colorante y papel picado para visualizar las líneas de corriente; el limnómetro, para medir los niveles de agua; y el correntómetro, que permite medir las velocidades en las diferentes secciones establecidas. Estos aparatos se tratan con mayor detalles en el acápite 3.11.6, del capítulo 3.

La captación, permite determinar si las obras de desvío: túnel y ataguía, canal de entrada y salida tienen capacidad suficiente para transportar el caudal de diseño; así como conocer la capacidad máxima de las obras de desvío con la finalidad de determinar que caudal máximo podría desviarse en caso de presentarse caudales mayores que los del diseño que atentarían contra la seguridad de las obras en construcción (presa derivadora y toma), sabiendo además que se cuenta con una barrera de gaviones en la corona de la ataguía principal.

Es necesario también correlacionar los niveles de agua establecidos en los cauces con el caudal circulante para un mejor control de los parámetros hidráulicos.

Para tal caso conociendo los caudales que circulan por el modelo, los mismos que se miden con el vertedor rectangular de pared delgada colocado al inicio del modelo y se verifican con un vertedero triangular al final del mismo, se puede determinar que caudales están circulando por el modelo; a la vez identificando secciones de control tanto en el cauce del río, canal de entrada y túnel de desvío se puede establecer los caudales circulantes por cada una de las estructuras.

El efecto del chorro de agua a la salida del túnel de desvío, es el que determina la erosión en el enrocado de protección y en el cauce a la salida del túnel. Para ello, se observa el impacto del chorro en el enrocado determinando los caudales que afectan dicho enrocado y la magnitud de la poza de erosión.

Para conocer las dimensiones de las pozas y determinar la erosión máxima producida por la descarga se procede a realizar un cuidadoso levantamiento topográfico de la poza para los diferentes caudales ensayados.

Es importante también determinar el remanso producido por el vertido de las aguas desde el canal de descarga hacia el cauce del río y su efecto en la zona aguas abajo de la presa derivadora para los diferentes caudales a ensayar determinando por medición directa la respectiva cota de la superficie de agua.

Transporte de sedimentos, es otro de los aspectos que se debe tener en cuenta en el diseño de una estructura hidráulica para obtener un buen funcionamiento.

Se trata de determinar la presencia de zonas de erosión y deposición de sedimentos y su influencia en las estructuras hidráulicas. Para tal caso, se realiza ensayos sin y con dosificación de sedimentos de una granulometría seleccionada, la misma que aguas arriba es ingresada a la corriente y en zonas de interés, observándose el transporte y deposición.

Dentro de este punto también se evaluará la pendiente más adecuada del túnel para limitar la posibilidad de acumulación de material en su interior. Es conocida la interrelación que existe en un cauce entre la pendiente, el caudal líquido, el caudal sólido y el tamaño de las partículas. En ese sentido es posible encontrar dadas unas condiciones de flujo hidráulico, características del material y pendiente topográfica, el caudal sólido que puede establecerse en la zona en caso de la avenida de diseño.

Es también interesante observar que este material movido por la fuerza de arrastre de una avenida pase del lecho del río e ingrese al túnel estableciéndose un equilibrio entre el flujo de agua y el arrastre de partículas: como consecuencia se establece una pendiente formada por el propio sedimento. Así si el túnel posee una pendiente insuficiente es posible que el propio régimen de partículas conforme su pendiente de equilibrio con la consecuente pérdida de sección y capacidad hidráulica del túnel. Por eso se hace necesario estimar el régimen del caudal sólido y darle al túnel una pendiente mayor que la que establecería el sedimento arrastrado, con la que se asegura una probabilidad elevada que no habrá deposición de sedimento durante el periodo de avenida.

Para establecer dicha pendiente se utiliza las herramientas más simples del transporte de sedimentos que se indican en las fórmulas semiempíricas de Meyer- Peter y Muller para establecer el caudal sólido, la ecuación de Manning para relacionar el caudal líquido con el transporte de sólidos, la fórmula de Strickler para la evaluación de la rugosidad del grano y el algoritmo de Gessler para la determinación de la coraza.

Realización de cálculos adicionales para establecer la tendencia de presentarse el fenómeno de cavitación en el túnel de desvío, es evidente que determinar en el modelo reducido la cavitación es difícil. La cavitación en modelo reducido no puede medirse ni observarse pues para que se produzca cavitación es necesario tener velocidades altas y pequeños tirantes, ambas cosas son decisivas para llegar a los límites de cavitación. Lo que sí nos permite el modelo físico es conocer las velocidades y niveles para los que estaría

funcionando el prototipo. Con estos valores es posible mediante formulaciones teóricas determinar el estado del flujo.

Cuadro general del flujo, captación y transporte de sedimentos sin la presencia de la ataguía principal y secundaria. Permite el análisis de las condiciones del flujo y distribución del caudal entre el cauce original del río y el túnel de desvío, para definir la posterior reutilización de éste último.

5.1.3 Detalles del estudio

En el año 1992 la Universidad de Piura, realizó investigaciones en modelo hidráulico a escala 1:45 de las obras de derivación de la central hidroeléctrica San Gabán II; como resultado de dichas investigaciones, el modelo tuvo algunas modificaciones realizadas en esa oportunidad¹, tal como se puede apreciar en el Gráfico N° 02 del apéndice A. Cabe mencionar, por ejemplo, la excavación de la margen derecha cerca de la toma; la prolongación del muro divisorio frente a la toma en 13,50 m, construcción, también, en esta zona de un muro en forma elíptica en planta con cota de coronación 2092 m.s.n.m. y un umbral con ángulo de 150° con respecto al marco divisorio, creando de esta manera un canal frente a la toma con un ancho constante de 8 m paralelo al muro divisorio y un aviajado hacia el umbral de la toma; el delantal aguas arriba del aliviadero se elevó al nivel 2090 m.s.n.m., entre otras modificaciones.²

A inicios de 1997, durante la construcción de las obras captación de esta Central Hidroeléctrica San Gabán II, la Empresa de Generación Eléctrica San Gabán, solicita al Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria de la Universidad de Piura la realización de un estudio en modelo físico de las obras de desvío del río San Gabán, a la altura de las obras de derivación y captación, que por razones geológicas habían sido modificadas respecto al diseño original investigado en 1992.

Por lo que el modelo de las nuevas obras de desvío fue construido sobre el modelo general a escala 1:45 ya construido en 1992.

Con este modelo modificado en 1992 se inició la primera parte de la investigación sin incluir aún las obras de desvío, y no sin antes hacer algunas verificaciones de la topografía. Esta parte se realizó en miras a la reutilización del túnel de desvío.

Como segunda parte, se realizó la investigación, una vez introducidas las obras de desvío: túnel de desvío y ataguía.

¹ Según el estudio en el modelo hidráulico de las obras de derivación de la CC.HH San Gabán II se propusieron mejoras al diseño original.

² INFORME FINAL “Investigación en modelo hidráulico de las obras de derivación de la Central Hidroeléctrica San Gabán II”.

Y una tercera parte en la que se retira del cauce la ataguía principal y se deja funcionando el túnel de desvío.

El lecho del modelo se ha mantenido rígido en la zona aguas arriba de la presa derivadora, móvil en todo el cauce aguas abajo y en las inmediaciones de la presa derivadora tanto aguas arriba como aguas abajo de la misma para observar los posibles efectos de erosión que se presenten.

Para mayor facilidad se estableció diferentes secciones a lo largo del cauce modelado, teniendo como eje de referencia el eje de la presa derivadora, ver gráfico N° 04, apéndice B; y a lo largo del eje del túnel de desvío, las mismas que permitieron el control de las mediciones y resultados de los ensayos, ver gráfico N° 07, apéndice B.

5.1.4 Programa preliminar de ensayos

Para conseguir los propósitos de la investigación se estableció, principalmente, un programa preliminar de ensayos que consta de tres fases de ensayos bien diferenciadas:

Una fase inicial sin obras de desvío incluidas, pero con las obras de derivación que pretende determinar las características del flujo; capacidad y funcionamiento hidráulico para los diferentes caudales ensayados, que van desde los caudales medios hasta los caudales de avenidas que se presentan en el cauce del río San Gabán; proceso sedimentológico: transporte de sedimentos, deposición y erosión.

Una segunda fase de ensayos con obras de desvío incluidas y que pretende determinar las características del flujo, capacidad y funcionamiento hidráulico para diferentes caudales; proceso sedimentológico: transporte de sedimentos, deposición y erosión. Los caudales por ensayar van desde los caudales medios hasta los caudales de avenidas que se presentan en el cauce del río San Gabán.

Una tercera fase que analiza la posibilidad de reutilizar el túnel de desvío, una vez concluidas las obras de derivación y captación en el cauce principal.

5.2 Revisión del diseño hidráulico

Cómo un paso previo a la presentación de los ensayos y sus resultados se introduce en este acápite una revisión del diseño hidráulico de las obras de desvío; que servirá no sólo como un cálculo de verificación de las dimensiones de las estructuras; si no también como comparación con los resultados obtenidos en el modelo, sabiendo que en el cálculo teórico se utilizan fórmulas simplificativas que no encierran el comportamiento real del flujo.

5.21.Determinación del diámetro del túnel y altura de ataguía

De la información básica proporcionada, se sabe que el caudal derivable es de $350 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que el túnel y la ataguía principal deben tener la capacidad suficiente para transportar dicho caudal.

5.2.1.1 Determinación del diámetro del túnel

Datos iniciales:

Caudal a desviar:	$Q=350 \text{ m}^3/\text{s}$
Sección túnel:	Herradura
Diámetro túnel:	$D \geq 2.5 \text{ m}$ por razones constructivas.
Longitud de túnel:	$L=166 \text{ m}$
Pendiente:	$S=0.3181$
Rugosidad:	$\eta=0.013$ para concreto y 0.025 para shotcrete.

El funcionamiento hidráulico de los conductos parcialmente llenos es semejante al de los canales abiertos, por lo que considerando flujo uniforme en el túnel podemos hacer uso de la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{\eta} \quad \text{Fórmula de Manning}$$

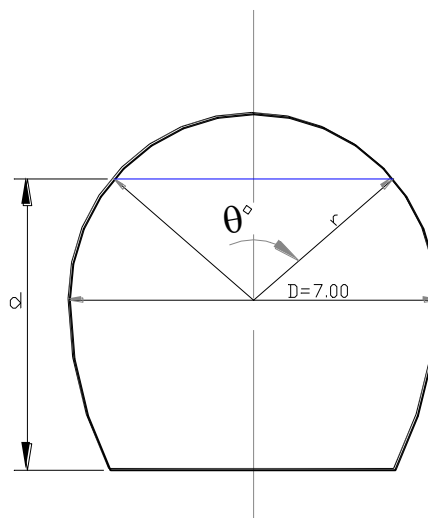


Fig. 5.1.- Sección del túnel de desvío (tipo herradura)

D es el diámetro del túnel; **d** es el tirante de agua; θ el ángulo central hasta la superficie libre.

Área mojada:

$$A = D^2 \left(0.424 + \frac{\pi}{8} - \frac{\pi\theta}{360 \cdot 4} + \frac{1}{8} \text{Sen}\left(\frac{2\pi\theta}{360}\right) \right) = K_A D^2$$

Perímetro mojado:

$$P = D \left[1.725 + \frac{\pi}{2} - \frac{\pi\theta}{360} \right] = K_P D$$

Radio Hidráulico:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{K_A D^2}{K_P D} = K_r D$$

La fórmula de Manning puede expresarse también como:

$$Q = \frac{K_A D^2 (K_r D)^{2/3} S^{1/2}}{\eta}$$

Donde **Q** es el caudal, **A** es el área de la sección hidráulica, **R** es el radio hidráulico, **S** es la pendiente del conducto, η es la rugosidad compuesta del conducto, **P** es el perímetro mojado, **K_A** es la relación entre el área hidráulica y el diámetro al cuadrado y **K_r** es la relación entre el radio hidráulico y el diámetro.

La rugosidad compuesta del conducto η , puede hallarse usando la siguiente expresión:

$$\eta = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_N n_N^{1.5})}{P} \right]^{2/3}$$

Donde: P_N son los perímetros mojados de las N áreas mojadas en la que ha sido dividida la sección; n_N son los coeficientes de rugosidad de las N áreas involucradas; P es el perímetro total mojado.

De las expresiones mostradas anteriormente podemos calcular los coeficientes, K_A , K_r , para las relaciones d/D necesarios para encontrar el diámetro necesario del túnel para el caudal de diseño $Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$; dichas relaciones para una mejor visualización se presentan a continuación en la tabla 5.1:

Tabla 5.1.- Conductos en sección de herradura funcionando parcialmente llenos.

d/D	$K_A=A/D^2$	$K_r=r/D$
0.8	0.7377	0.2974
1.0	0.8167	0.2477

Siguiendo los criterios del diseño tenemos:

Para túnel sólo trabajando a superficie libre debe cumplirse que $d/D= 0.8$

Entonces:

$$350 = \frac{0.7175D^2(0.3067D)^{2/3}0.03181^{1/2}}{0.0208}$$

$$125.08 = D^{8/3}$$

$$D \geq 6.11 \text{ m}$$

Comparando con el diámetro del túnel $D=7\text{m}$ se verifica la capacidad hidráulica de éste.

5.2.1.2 Determinación de la altura de la ataguía

$$H_{\text{ataguía}} = 2089.82 + Y_n + V^2/2g + h_f + F_w$$

Donde, Y_n es el tirante normal en el túnel, $V^2/2g$ es la altura de velocidad, h_f son las pérdidas producidas en el conducto y F_w es el borde libre dejado por seguridad, incluye la altura por oleaje. La cota 2089.82 es la cota de fondo del túnel al final del mismo.

Necesitamos por tanto, calcular el tirante normal formado en el túnel, la velocidad en el mismo y estimar el borde libre.

a) Cálculo del tirante normal en el túnel

De la fórmula de Manning tenemos la siguiente expresión para el factor de sección $AR^{2/3}$:

$$AR^{2/3} = \frac{Q\eta}{S^{1/2}}$$

La parte derecha de la ecuación contiene los valores de η , Q , S ; pero la parte izquierda depende sólo de la geometría del área mojada, así muestra que para una condición dada de η , Q , S , existe sólo una profundidad posible para mantener un flujo uniforme, provisto que el valor $AR^{2/3}$ siempre aumenta con el aumento de la profundidad, salvo en el caso de conductos cerrados donde primero aumenta con la profundidad y luego disminuirá con la profundidad cuando se alcance la profundidad total.

Para canales de sección transversal complicada y condiciones de flujo variable, una solución gráfica es conveniente. Se construye una curva de Y contra el factor de sección $AR^{2/3}$ y el valor de $Q/(\eta S^{1/2})$ es calculado. De acuerdo a la fórmula de Manning es evidente que la profundidad normal puede ser hallada de la curva $Y - AR^{2/3}$ donde la coordenada de $AR^{2/3}$ es igual al valor calculado de $Q/(\eta S^{1/2})$. Cuando las descargas cambian, valores nuevos de $Q/(\eta S^{1/2})$ son calculados y las correspondientes profundidades normales pueden ser encontradas en la misma curva.

En la tabla 5.2 se muestra los resultados de los cálculos de la curva Y vs. $AR^{2/3}$.

Tabla 5.2.- Cálculo de la curva de Y vs $AR^{2/3}$

Tirante normal Y_n (m)	Area A (m ²)	Perímetro P (m)	Radio hidráulico R (m)	Factor de forma $AR^{2/3}$ (m ^{8/3})	Rugosidad n
1	5.87	7.59	0.7737	4.95	0.0168
2	12.42	9.66	1.285	14.68	0.0187
3	19.33	11.68	1.654	27.04	0.0199
4	26.27	13.69	1.918	40.56	0.0207
5	32.74	15.86	2.06	53.08	0.0213
5.6	36.09	17.36	2.05	58.25	0.0216
6	37.96	18.57	20.4	61.14	0.0218
6.5	39.65	20.69	1.912	61.17	0.0222
6.7	39.97	23.07	1.732	57.65	0.0224

A continuación se muestra la gráfica nivel de agua – factor de forma:

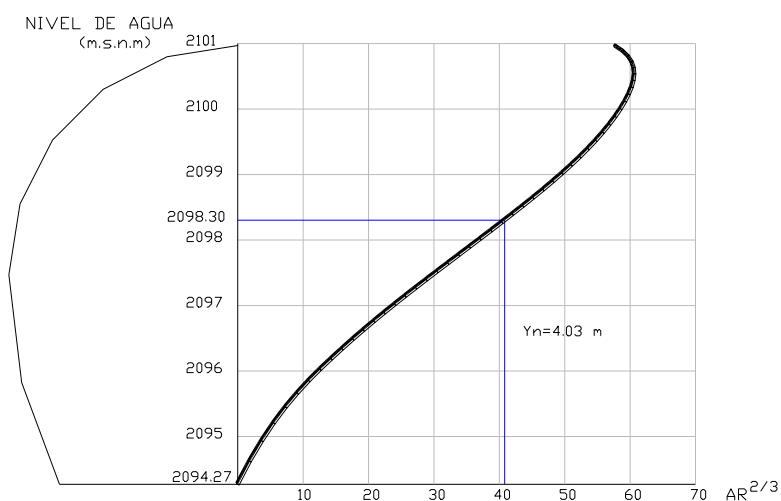


Fig. 5.2.- Curva de Y vs $AR^{2/3}$ para la sección típica del túnel de desvío.

Tenemos que para un caudal de $350 \text{ m}^3/\text{s}$, pendiente de 0.03181 y con una rugosidad de 0.0208 hallada con la siguiente expresión:

$$\eta = \left[\frac{P_{fondo} \eta_{fondo}^{1.5} + P_{paredes} \eta_{paredes}^{1.5}}{P_{total}} \right]^{2/3}$$

La rugosidad para el concreto (fondo) $\eta = 0.013$, la rugosidad para el shotcrete (paredes) $\eta = 0.025$.

Con el valor de $Q/(\eta S^{1/2})$ igual a 40.82, se ingresa al gráfico y encuentra el tirante normal correspondiente 4.03 m.

b) Cálculo de la velocidad en el túnel

Con el tirante normal y el área correspondiente (26.48 m²) obtenemos una velocidad de 13.21 m/s; $V^2/2g = 8.90$ m.

c) Estimación del borde libre

Para la determinación del borde libre suponemos un fetch³ de 2.5 millas con una velocidad del viento de 100 millas/hora, según las tablas publicadas por la American Society of Civil Engineers propuestas para la determinación de alturas de ola y borde libre, tenemos un F_w de 2m. Ver tabla A-1, Apéndice A.

Ahora podemos determinar la altura de la ataguía:

$$H_{ataguía} = 2089.82 + 4.03 + 8.90 + 9.16 + 2$$

$$H_{ataguía} = 2106.53 \text{ m.s.n.m}$$

Para satisfacer las condiciones hidráulicas la ataguía debe coronar en la cota 2106.53 m.s.n.m; si le quitamos la cota de fondo del cauce en el tramo de ubicación de la ataguía 2098.00 m.s.n.m obtenemos la altura de la ataguía de 9 m.

5.2.2 Verificación del diámetro del túnel y altura de ataguía desde el punto de vista económico.

Además sabemos que para determinar la altura de la ataguía, es necesario hacer un estudio económico de altura vs. capacidad de las obras de desvío, incluyendo los tirantes de la avenida de proyecto en la desviación.

³ Fetch es la distancia sobre la que el viento puede actuar sobre una masa de agua. Generalmente, se define como la distancia normal de la playa de barlovento hacia la estructura que se proyecta.

a) Cálculo del volumen de excavación y volumen de recubrimiento del túnel:

Para encontrar el volumen de excavación del túnel, en función de su diámetro (D) usamos la siguiente expresión:

$$V_{\text{EXC.}} = L \cdot K_A (D + 2e)^2$$

$$V_{\text{EXC.}} = 166 (0.8293) (D + 2e)^2$$

$$V_{\text{EXC.}} = 137.66 (D + 2e)^2$$

Donde e es el espesor del recubrimiento.

Para encontrar el volumen de recubrimiento con $e_{\text{prom.}} = 0.20 \text{ m}$

$$V_{\text{REC.}} = L \cdot e \cdot K_A \cdot D^2 / (K_r \cdot D)$$

$$V_{\text{REC.}} = 166 \times 0.20 \times 0.8293 \times D^2 / (0.2938 \times D)$$

$$V_{\text{REC.}} = 93.71 D$$

b) Cálculo de volumen de la ataguía:

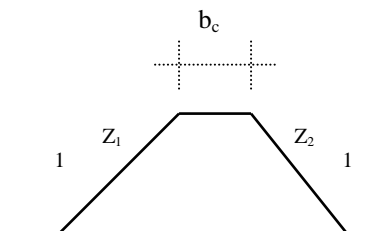
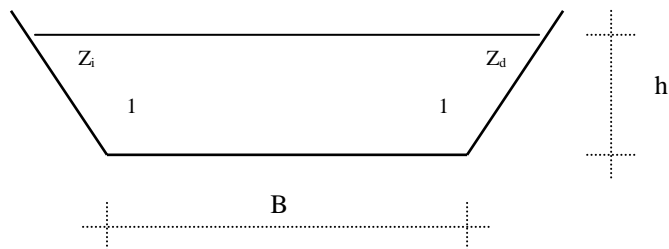


Fig. 5.3.- Sección longitudinal y transversal de la ataguía.

Para encontrar el volumen de la ataguía en función de su altura (h) usamos la siguiente expresión:

$$V(h) = (B \cdot b_c)h + 1/2 [b_c (Z_1+Z_d)+B(Z_1+Z_2)] h^2 + 1/6 (Z_1+Z_d) (Z_1+Z_2) h^3$$

Reemplazando los valores correspondientes de los taludes del cuerpo de la ataguía conformada sólo por material cohesivo y granular. En nuestro caso $B=71$ m; $b_c= 6$ m; $Z_1= 1.6$; $Z_2= 0.625$; $Z_i= 0.13$; $Z_d= 1.5$. Ver plano N° 05 del apéndice C.

$$V(h) = 397 h + 83.88 h^2 + 0.604 h^3$$

El cálculo de volumen de enrocado es ídem a lo anterior pero considerando los taludes correspondientes al enrocado. Ver plano N° 05, Apéndice C

En la tabla 5.3 se muestra el cálculo del volumen de material utilizado en la ataguía para diferentes alturas de ésta; así como el costo de la misma.

Tabla 5.3.- Relación altura de ataguía, volumen de material y costo.

$H_{\text{ATAGUÍA}}$ (m)	V (m ³)	V_{ENROCADO} (m ³)	C (\$)
5	4157.44	1779.81	50616.82
6	5532.05	2545.27	70268.69
7	7096.17	3453.88	93367.88
8	8853.41	4508.51	119829.68
9	10807.39	5712.01	149770.24
10	12961.75	7067.25	183255.86

A continuación en la tabla 5.4 se muestra los costos del túnel y ataguía principal para diferentes dimensiones.

Tabla 5.4.- Comparación costo de ataguía vs costo de túnel

Descripción	P.U. ⁴ \$/m ³	D=6.50 m		D=7.00 m		D=8.00 m	
		H _{atag.} =10 m		H _{atag.} =9 m		H _{atag.} =8 m	
		V(m ³)	C(\$)	V(m ³)	C(\$)	V(m ³)	C(\$)
Excavación túnel	67	6554	439118	7538	505064	9713	650791
Recubrimiento túnel	115	610	70049	656	75437	750	86214
Relleno Ataguía	5/16.76	28131	183252	16520	149771	9272	119828
COSTO TOTAL			692419		730272		856828

Las alturas de las ataguías correspondientes a los túneles de diámetros 6.5 m y 8.00 m han sido calculadas de manera idéntica a la altura de la ataguía correspondiente a un túnel de diámetro 7.00 m expuesta anteriormente.

Del análisis económico se puede concluir que el conjunto: ataguía de 10 m de altura con túnel de 6.5 m de diámetro resultan ser los más económicos además de cumplir con las exigencias hidráulicas. Es decir tienen capacidad para evacuar el caudal de diseño $Q=350 \text{ m}^3/\text{s}$ sin de taponamiento del túnel, con un tirante normal en el túnel de 4.3 m.

Las secciones correspondientes, trapecial para la ataguía y de herradura para el túnel se adecuan a las dimensiones seleccionadas de ambos, es decir la ataguía por ser de corta altura le correspondería un perfil sencillo como puede ser una sección rectangular o trapecial. Así mismo las dimensiones del túnel y el tipo de flujo con superficie libre en el mismo permiten una sección tipo herradura.

c) Ancho de corona de ataguía

Una vez determinado el tipo de perfil y la altura de la ataguía queda por definir las dimensiones de la cresta, de tal manera que asegure no sólo el tránsito sobre ella, si no una pendiente segura de filtración a través del terraplén cuando el nivel de agua sea máximo.

⁴ El análisis de precios unitarios se presenta en el apéndice A.

Utilizando la ecuación detallada en el capítulo 1, acápite 1.4, para encontrar el ancho w de la ataguía tenemos:

$$w = \frac{z}{5} + 10$$

$$w = \frac{2.75}{5} + 10 = 10.55 \text{ pies}$$

Que convertido a metros nos da un ancho de corona de 3.30 m menor que el ancho de diseño 6 m. Por tanto estaría cumpliendo con los requisitos.

5.2.3 Condiciones hidráulicas en el túnel

El túnel por ser de una sección grande ($D=7\text{m}$), se diseñó con una sección tipo herradura.

Para los cálculos de flujo se ha asumido la condición de flujo uniforme dentro del túnel de desvío.

Según se determinó en los puntos anteriores, para flujo uniforme y un caudal $Q=350 \text{ m}^3/\text{s}$, el tirante normal en el túnel es $Y_n = 4.03 \text{ m}$; el área hidráulica correspondiente 26.48 m^2 y la velocidad promedio es 13.22 m/s .

Con estos datos y a partir del número de Froude podemos determinar si el flujo corresponde a un flujo subcrítico, crítico o supercrítico.

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{T}}} \quad \text{Número de Froude}$$

Donde V es la velocidad, A es el área hidráulica, T es el espejo de agua, g es valor de la gravedad.

$$F = \frac{13.22}{\sqrt{9.81 \frac{26.48}{6.80}}} = 2.13$$

Del valor de Froude > 1 , concluimos que se trata de un flujo supercrítico. Para calcular el tirante crítico recurrimos a la expresión general de flujo crítico.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad \text{Ecuación general de flujo crítico}$$

Reemplazando los valores del caudal y gravedad obtenemos:

$$12487 = \frac{A^3}{T}$$

A través de un análisis de comprobaciones determinamos el tirante crítico $Y_c = 5.95$ m, cuyo valor es mayor al tirante normal, comprobándose que efectivamente se trata de un flujo supercrítico.

Las velocidades en el interior del túnel, según cálculos alrededor de 13 m/s, son muy altas, lo que obliga a revestir el túnel, el material usado fue shotcrete y concreto tanto para las paredes como para el solado respectivamente.

Se debe destacar que el flujo uniforme no puede ocurrir a velocidades muy altas, esto porque cuando el flujo uniforme alcanza una cierta velocidad alta, se hace muy inestable. Por lo que los resultados de esta hipótesis aquí obtenidos se comprende que son aproximados, pero ellos ofrecen una solución relativamente simple y satisfactoria para esta etapa de revisión.

Por otro lado, se sabe que el esquema general del flujo en un túnel largo recto similar a la situación en estudio y según las condiciones a partir de él estimadas sería:

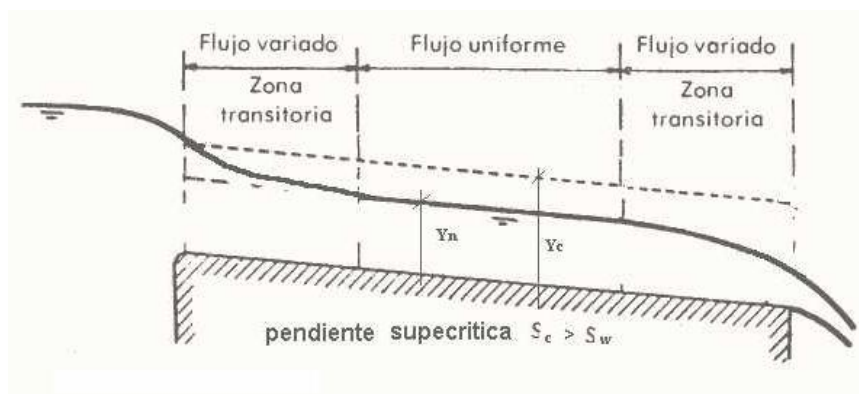


Fig. 5.4.- Esquema general del flujo en el túnel según cálculos teóricos.

Este tipo de perfil corresponde a fondos con pendiente supercrítica, donde la superficie de agua transitoria pasa del estado subcrítico al estado supercrítico a

través de una caída hidráulica gradual, más allá de la zona transitoria el flujo se acerca a la uniformidad.

Efectivamente de acuerdo a los cálculos efectuados para determinar el perfil de agua se tiene: en el canal de aproximación al túnel de desvío un flujo subcrítico y en el túnel mismo y en la salida un régimen de flujo supercrítico para las condiciones de diseño $Q=350 \text{ m}^3/\text{s}$.

La determinación del tipo de flujo se ha realizado con los cálculos correspondientes a flujo crítico, comparado luego con el tirante normal en el túnel y los tirantes calculados en la entrada y salida del túnel para las diferentes secciones.

Para pasar de una velocidad pequeña en el remanso producido por la ataguía en toda la zona del canal de aproximación a una mayor que garantice la capacidad suficiente se hizo un tramo corto inicial con pendiente fuerte de 0.29, en donde el flujo será acelerado y variado para luego establecerse en régimen uniforme en todo el túnel hasta alcanzar la salida donde tenemos flujo variado.

Los resultados correspondientes se resumen en la tabla adjunta.

Tabla 5.5.- Resultados de los cálculos hidráulicos para $Q= 350 \text{ m}^3/\text{s}$ en el túnel de desvío

	Sección	Tirante normal (m)	Velocidad (m/s)	Tirante crítico (m)	Nº Froude	Tipo de flujo
Obras de entrada	0+018.88	8.10	3.60	4.43	0.40	Subcrítico
	0+033.88	7.60	4.55	4.96	0.52	Subcrítico
	0+048.88	5.68	7.46	5.68	1.00	crítico
	0+058.88	4.80	10.41	6.34	1.51	Supercrítico
Túnel	0+000-0+142.88	4.03	13.22	5.95	2.13	Supercrítico
Obras de salida	0+152.88	2.57	14.33	5.17	2.85	Supercrítico
	0+157.88	2.56	12.71	4.76	2.53	Supercrítico
	0+162.88	2.54	11.48	4.43	2.30	Supercrítico

S

5.2.4 Cavitación en el túnel de desvío

La cavitación es un proceso que está asociado con daños en las superficies expuestas al flujo, su ocurrencia entre otros factores se debe a la caída de presión en el flujo y el consiguiente incremento de la velocidad.

Es común presumir que uno de los daños potenciales debido a la cavitación se dé cuando el valor de la velocidad del flujo es excedido por un valor límite, según investigaciones realizadas este valor sería alrededor de 10 m/s.

De acuerdo a lo anterior para valores de velocidad que superan los 10 m/s, como sería en nuestro caso, donde el valor de la velocidad para el caudal de diseño en el túnel alcanza valores de 13 m/s, existiría la posibilidad que se presente el fenómeno de cavitación. La posible cavitación es de interés en este proyecto ya que la presencia de este fenómeno aceleraría la erosión del túnel.

Para mayor seguridad calculamos el índice de cavitación, que es representativo del estado del flujo en cuanto a la posibilidad que éste cavite. Este número se expresa como la relación entre la presión absoluta local respecto a la presión de vapor y la velocidad del flujo; viene expresado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_k = \frac{P_o - P_v}{\rho V_o^2 / 2}$$

Donde, P_o es la presión en el punto de análisis, P_v es la presión de vapor de agua a la temperatura en que se produce el flujo, ρ es la densidad del fluido, V_o es la velocidad del flujo en el punto en cuestión.

Conocido el caudal (caudal de diseño 350 m³/s), el tirante del flujo y la velocidad correspondientes y el acabado de la superficie en el túnel procedemos a calcular el índice de cavitación: Con el tirante normal en el túnel 4.03 m calculamos la presión P_o resultando 131863 Pa, la densidad correspondiente a la temperatura de 10 °C es 999.73 Kg/m³ y la presión de vapor a esa temperatura es 1230 Pa (ver tabla A.3, del Apéndice A) y con la velocidad antes calculada 13.22 m/s; obtenemos un índice de cavitación $\sigma_k = 1.49$.

Para valores de índice de cavitación menores que el índice de cavitación incipiente $\sigma_k < \sigma_{ki}$ existe el riesgo que se presente problemas de cavitación.

Comparamos el índice de cavitación obtenido en los cálculos anteriores $\sigma_k = 1.49$ con el índice de cavitación incipiente recomendado para superficies con acabado de concreto: Para la solera del túnel con rugosidades entre $0 < k < 5$ mm, $\sigma_{ki} = 1.30$ y para las paredes del túnel con rugosidades entre $5 \leq k < 10$ mm, $\sigma_{ki} = 1.50$ (Ver tabla A4-A5, Apéndice A).

Para el segundo caso, el índice de cavitación obtenido es menor que el índice de cavitación incipiente que presentan las paredes del túnel; por lo que se

esperaría erosiones en la superficie de las paredes como resultado de la cavitación. La cavitación incipiente puede ser problemática si además existen cambios bruscos en la dirección de las superficies y presencia de rebabas de tamaño importante en los contornos, por lo que se tendría que tomar medidas de control.

A continuación en la tabla 5.6 se presentan los índices de cavitación calculados para el túnel propiamente dicho y las obras de salida donde también la velocidad calculada supera los 10 m/s.

Tabla 5.6.- Resultados de los índices de cavitación calculados para $Q= 350 \text{ m}^3/\text{s}$ en el túnel de desvío.

	Sección	Tirante Normal (m)	Velocidad (m/s)	σ_k	σ_{ki}	Posibilidad de cavitación
Túnel	0+000 – 0+142.88	4.03	13.22	1.54	1.5	No
Obras de salida	0+152.88	2.57	14.33	1.22	1.3	Si
	0+157.88	2.56	12.71	1.55	1.3	No
	0+162.88	2.54	11.48	1.89	1.3	No

De los cálculos se desprende que en el inicio del canal de descarga progresiva 0+152.88 existe posibilidad de cavitación.

5.2.5 Flujo en curva en el túnel

En el diseño de canales abiertos la presencia de curvas, en el alineamiento es inevitable. En tales situaciones las líneas de corriente del flujo no son sólo curvilíneas sino que también se entrecruzan, dando lugar a corrientes espirales y ondas cruzadas. Más aún la fuerza centrífuga actuando sobre el flujo en una curva produce un hecho único conocido como sobreelevación, es decir una subida en la superficie del agua en la margen extrema con un consiguiente descenso en la margen interior.

Dependiendo del estado del flujo ya sea subcrítico o supercrítico el efecto será mayor o menor, por ejemplo si nos encontramos ante un flujo subcrítico las superficies de aguas se muestran suaves y con ligeras sobreelevaciones, no así en el flujo supercrítico donde se exhiben aspectos de característicos disturbios de ondas cruzadas sobre la superficie y entonces exagera las sobreelevaciones.

Dentro del túnel tenemos como elementos importantes las curvas en planta, curva 1 y curva 2 con radios de curvatura de 90 m y 50 m respectivamente (Ver plano N°02, Apéndice C; esto sumado a un tipo de flujo supercrítico en el túnel, produciría la formación de ondas cruzadas, que representan el efecto de la gravedad de la superficie libre sobre el flujo; por tanto el efecto de formación de ondas cruzadas es importante y su análisis recaerá sobre el uso del número de Froude como un parámetro básico.

Por tanto en este apartado se pretende analizar utilizando las relaciones teóricas si las curvas provocan problemas importantes, como las ondas cruzadas. Para ello tenemos la siguiente expresión para hallar el número de curva B_0 :

$$B_0 = \left(\frac{b}{R} \right)^{1/2} F$$

Donde b es el ancho del canal, F es el número de Froude y R el radio medio de curvatura. Mediante este parámetro es posible determinar las sobreelevaciones máximas y mínimas de las ondas cruzadas y otros datos de interés, sin embargo el que más interesa determinar es si la curva es fuerte o por el contrario es débil. El parámetro que lo indica es función del número de curva y sirve para el diseño de conductos de este tipo (túnel).

Este es:

$$Z_M = 0.40B_0^2 ; \quad B_0 \leq 1.5 \quad \text{Curva débil}$$

$$Z_M = 0.60B_0^2 ; \quad B_0 \geq 1.5 \quad \text{Curva fuerte}$$

Donde Z_M es la sobreelevación que sufre la superficie de agua debido a la presencia de curvas.

Utilizando el número de Froude 2.13 calculado anteriormente, para la curva 1, $B_0 = 0.58$, menor que 1.5 con lo que estamos ante la presencia de una curva débil. Para la curva 2, $B_0 = 0.78$, menor que 1.5 también tenemos una curva débil. Por lo tanto cabe esperar que los problemas de ondas cruzadas sean pequeños o no existan.

Según la fórmula las sobreelevaciones para los números de curvas hallados será $Z_M=0.15 \text{ m}$ y $Z_M=0.40 \text{ m}$ respectivamente; sobreelevaciones que no representan mayores complicaciones en el flujo, como por ejemplo el taponamiento del túnel; si tenemos en cuenta que el borde libre que tenemos en el túnel, para el caudal de diseño, es de 2.67 m siendo la altura total del túnel de 6.70 m.

El canal de salida, que entrega las aguas nuevamente al río, tiene una pendiente transversal de 3.33 %, cuyo objeto es eliminar todo efecto de sobreelevación de las ondas cruzadas en dicho canal, puesto que las aceleraciones transversales disipan las perturbaciones de lámina.

5.2.6 Transporte material sólido y su influencia en la pendiente del túnel

Con la granulometría del río San Gabán, presentada en 4.6 se evaluaron los parámetros de transporte. Entre los que se destaca el cálculo de la pendiente de equilibrio del lecho y de la rotura de la coraza, para ello, se utilizó la formulación de inicio de movimiento de Shields, la fórmula de transporte de sólido de Meyer Peter y Muller y el algoritmo de Gessler, para determinar el

caudal que ocasiona la rotura de la coraza. La explicación teórica y los procedimientos a seguir se exponen en el capítulo 4.

Un punto importante es la determinación de la pendiente del túnel

La pendiente propuesta del túnel es de 3.18%. La verificación de esta pendiente se realizó en base a los conocimientos teóricos y experimentales del equilibrio sólido líquido. La idea principal es revisar que la pendiente del túnel no esté por debajo de la pendiente de equilibrio del sedimento. Valores por debajo generarían problemas de sedimentación en el túnel. Por esto es necesario estimar el caudal sólido unitario en un tramo del río aguas arriba de las estructuras de desvío, el transporte de material que ingresará al túnel a través del canal de entrada y estudiar la pendiente de equilibrio que se genera para el paso de esta cantidad de sedimentos en el túnel.

Las magnitudes hidráulicas se calcularon en base a:

$$S=0.032 ; B=20 \text{ m} ; Q=350 \text{ m}^3/\text{s} ; A= 57.58 \text{ m}^2;$$

Obteniéndose $R=2.21$ la rugosidad de Manning $\eta=0.053$.

La determinación del caudal sólido unitario en el río se estimó en base a la pendiente del río en las inmediaciones del túnel de 3.2%, la granulometría (Ver figura 4.10) y el caudal de diseño de las obras de desvío $350 \text{ m}^3/\text{s}$.

La rugosidad debida a las partículas del fondo n' se calculó utilizando el diámetro medio $D_{m50}= 0.509 \text{ m}$, de la granulometría del fondo.

$$n' = \frac{0.509^{1/6}}{21} = 0.0425$$

El número o parámetro adimensional de Shields:

$$\tau_* = \frac{(2.21)(0.032)}{1.65(0.509)} = 0.0842$$

$$g_B = 8(2650)(9.81 \times 1.65 \times 0.509^3)^{0.5} \left[\left(\frac{0.0425}{0.053} \right)^{1.5} 0.0842 - 0.047 \right]^{1.5} = 48.34 \text{ Kg}f / \text{sm}$$

Este transporte unitario se supuso constante en toda la anchura, sobrevalorando el transporte real.

Asociando este caudal unitario del río al túnel, tenemos:

$$g_{Bt} = g_{Br} \frac{b_r}{b_t} = 179.05 \text{ Kg} / \text{sm}$$

El sólido transportado penetra en el túnel dando lugar a un aumento considerable del transporte unitario, 3.70 veces mayor que el del río. Esto nos indica según el razonamiento del equilibrio del lecho, que el sedimento en el túnel tendrá un gradiente mayor que el topográfico del río.

Considerando un coeficiente de Manning compuesto en el túnel entre el fondo $n = 0.013$ y pared $n = 0.025$, se obtiene un $n = 0.0208$, además haciendo $n' = n$

Aplicando el cálculo inverso, se obtiene:

$$179.05 = 8(2650)(9.81 \times 1.65 \times 0.509^3)^{0.5} \left[\left(\frac{0.0208}{0.0208} \right)^{1.5} \tau_* - 0.047 \right]^{1.5}$$

$$\tau_* = 0.0792$$

Con las ecuaciones de τ_* y la expresión de Manning se hace un tanteo de la pendiente, obteniendo:

$$S = 0.03359$$

Para evitar la deposición de material en el túnel y garantizar la evacuación de todo el transporte sólido la pendiente de proyecto en el túnel debe ser $S = 0.03359$.

5.2.7 Rotura de coraza

Siguiendo el método propuesto por Gessler y a partir de la curva granulométrica del material del cauce se determina la granulometría del material que conforma la coraza caracterizado por el D_{mc} (Diámetro medio de la coraza).

Así tenemos que para varios caudales, el gráfico: Diámetro de la coraza Vs. Esfuerzo cortante del flujo nos permite determinar el esfuerzo cortante máximo que deja el diámetro máximo en la coraza. Todo esfuerzo cortante superior al calculado producirá rotura de la coraza.

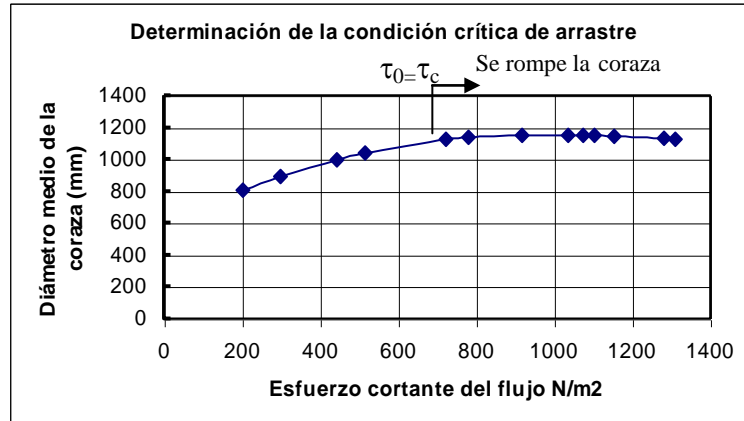


Fig. 5.5.- Curva Diámetro de la coraza medio Vs. esfuerzo cortante

A continuación en la tabla 5.7 los datos que nos permitieron construir la gráfica:

Tabla 5.7.-Relación entre caudal, esfuerzo cortante y diámetro medio de la coraza

Caudal (m ³ /s)	Esfuerzo Cortante (N/m ²)	Diámetro medio coraza (mm)
50	201.60	805.43
100	298.46	891.70
150	442.86	996.90
200	515.82	1039.15
300	722.14	1122.66
350	781.14	1135.96
400	917.43	1150.93
420	1037.22	1150.42
450	1075.77	1148.34
500	1103.27	1146.42
550	1155.12	1141.95
600	1283.00	1127.48
630	1312.02	1123.71

Del gráfico y la tabla se puede observar que para un caudal de 400 m³/s el diámetro medio de la coraza es máximo y el esfuerzo cortante correspondiente

es 917.43 N/m^2 , esto quiere decir que para valores de caudal mayor a $400 \text{ m}^3/\text{s}$ el esfuerzo cortante será superior al descrito y se iniciará el movimiento del material que constituye la coraza, a este fenómeno se le llama rotura de coraza.

Se debe resaltar que el caudal de rotura de coraza supera al valor del caudal de diseño de las obras de desvío, por lo que sería poco probable la ocurrencia de la rotura de coraza en el periodo de desvío del río San Gabán.

5.2.8 Socavación del cauce en la descarga del túnel

El túnel de desvío del río San Gabán sale, en su extremo aguas abajo, con una cota de solera 2089.32 m.s.n.m. , a media altura de un talud situado en la margen izquierda del río, y con una alineación de aproximadamente 52° con el eje del río. Para el caudal de diseño del túnel $350 \text{ m}^3/\text{s}$ se estima, según cálculos, un nivel de la lámina de agua en el río sobre la cota 2088.20 m.s.n.m. y unos tirantes máximos del orden de 3 m .

Por otro lado el flujo en la salida del túnel es en régimen rápido, con tirantes del orden de 2.54 m y velocidades de 11.48 m/s . (calculado)

La restitución de este caudal al río debe hacerse cuidadosamente, para evitar erosiones locales tanto en la propia margen del río, en la margen contraria y en su lecho. Una erosión local importante podría producir una erosión general a largo plazo, tanto aguas abajo como aguas arriba del punto de restitución, que podría afectar al flujo hidráulico y equilibrio del río en varios Km. Adicionalmente, una mala entrega podría desestabilizar la ladera de la montaña, que podría verse comprometida debido a la fuerza con que el agua sale del túnel.

Para analizar la socavación de cauces existen dos tipos de análisis los teóricos y aquellos obtenidos a partir de resultados empíricos en modelos físicos.

En el capítulo 4, acápite 4.4.2.1 se presenta el análisis de la socavación del cauce a la salida de una descarga a partir de formulaciones teóricas, las mismas que utilizaremos para determinar la profundidad de socavación a la salida de la descarga del túnel para una descarga de $350 \text{ m}^3/\text{s}$.

Calculando el tirante normal en la descarga (2.54 m), la velocidad en descarga 11.48 m/s ($v^2/2g = 6.72 \text{ m}$), la cota de fondo del canal de descarga 2089.32 m.s.n.m y conociendo el tirante formado en el cauce para un caudal de $350 \text{ m}^3/\text{s}$ (2.70 m); además del nivel de la línea de energía 2098.58 m.s.n.m y el nivel de agua corriente abajo en el cauce 2088.20 m.s.n.m por diferencia encontramos $H = 10.38 \text{ m}$.

De la curva granulométrica presentada en el capítulo 4 correspondiente al material de fondo en el río San Gabán encontramos el $D_{90} = 1439 \text{ mm}$.

$$d_s = s + h_d$$

$$d_s = \frac{4.75H^{0.2}q^{0.5}}{D_{90}^{0.32}}$$

$$d_s = \frac{4.75(2098.58 - 2088.20)^{0.2} (350/12)^{0.5}}{(1439)^{0.32}} = 3.99m$$

$$s = 3.99 - 2.69 = 1.30m$$

La profundidad de erosión en el cauce la encontramos por diferencia entre la profundidad d_s medida desde el nivel de agua hasta el punto más profundo de la poza erosionada y el tirante de agua formado en el río, obteniendo una erosión del cauce de 1.30 m.

El diseño de protección planteado, es la incorporación de una rampa de 1:4 que empalma con el cauce, partiendo de la cota 2089.32 m.s.n.m correspondiente al fondo de la descarga hasta la cota 2085.50 m.s.n.m cota de fondo del lecho del río alrededor de la descarga, conformada por roca resistente acomodada de 1.0 - 1.5 m de diámetro, aprovechando la rugosidad de la roca y el colchón de agua para disipar la energía. Esta solución tiene la ventaja de necesitar un mínimo de obra, y asegura la estabilidad del margen en el que se sitúa la salida del túnel de desvío. Ver plano N° 10, Apéndice C;

Este tamaño de roca es muy cercano al D_{90} del material del cauce, por lo que la erosión calculada sería muy parecida al estado de erosión sin protección.

Utilizando el diámetro de la roca $D= 2000$ m en las fórmulas encontremos la profundidad de erosión para un caudal de descarga de $350 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$d_s = \frac{4.75(2098.58 - 2088.20)^{0.2} (350/12)^{0.5}}{(2000)^{0.32}} = 3.58m$$

$$s = 3.58 - 2.69 = 0.89m$$

Con este tamaño de roca ($D=2000$ m), no se presentarían mayores problemas a causa de la erosión.

Será necesario también determinar la distancia horizontal de la caída de agua, para conocer que tan alejada estaría ésta de la estructura de descarga y predecir la influencia de la poza de erosión sobre las estructuras de cimentación.

Usamos la expresión descrita en el capítulo 4:

$$L = \mu(\sqrt{2gh} + V)(\sqrt{2H/g} + h)$$

$$L = 0.66(\sqrt{2(9.81)(2.54)} + 11.48)(\sqrt{2(2091.86 - 2088.20)/9.81} + 2.54) = 41.62m$$

De acuerdo a los resultados la distancia de impacto estaría bastante alejada de la estructura de descarga sin mayor influencia en la cimentación de la misma; pero teniendo en cuenta que el ancho del cauce en la dirección del chorro es 40 m incluyendo los 15 m horizontales de la rampa, el impacto del chorro estaría afectando la margen derecha del río.

Es necesario verificar experimentalmente, con un modelo hidráulico, la socavación que se produce aguas abajo de la estructura de descarga para diferentes granulometrías y, de esta forma, predecir el grado de seguridad real.

5.3 Investigación en modelo hidráulico

5.3.1 Sin obras de desvío

5.3.1.1 Características generales del flujo en el río con las obras de derivación construidas

En esta parte inicial de la investigación se realizaron ensayos con caudales equivalentes en prototipo a 50, 100, 320, 400 y 630 m³/s. Y se observó el flujo a través del cauce del río, con las obras de derivación construidas y sus respectivas modificaciones.

Cuadro general de flujo.

- El cauce principal a la entrada del modelo describe un tramo recto del río con pendiente fuerte y a continuación un tramo curvo. Es posible observar como este cauce determina perfectamente la dirección predominante del flujo que tiende muy ligeramente a la margen derecha. Esto es más acentuado para los caudales mayores.

- El efecto de la corriente principal es especialmente notable ya que se forman ligeras ondulaciones en la lámina libre que indican la dirección de la corriente con velocidades mayores que las que se producen en las márgenes, en los límites de los cuales, el agua se estanca parcialmente.
- La presa derivadora situada en el cauce del río influye levemente en el flujo del río en la zona de obras y guarda en algunos casos gran similitud con las condiciones naturales.
- Para caudales, menores 50, 100, 320 hasta $Q_{\text{río}} = 400 \text{ m}^3/\text{s}$, la corriente principal o mayor brazo, tiene la dirección del muro divisorio como tangente que llega a la zona del aliviadero de compuertas, y contribuye en la modificación del talud de la margen derecha cerca de la toma.
- Para caudales mayores a $Q_{\text{río}} = 400 \text{ m}^3/\text{s}$, vale decir, caudales de avenida donde se incluye $Q_{\text{río}} = 630 \text{ m}^3/\text{s}$, caudal de diseño de la presa derivadora, la corriente principal que bordea la margen derecha, ingresa frente a la zona de toma de agua.
- Para caudales mayores se pueden formar en ciertos momentos varios brazos de la corriente principal, pero generalmente, bordean la margen derecha.
- El río escurre fuera de la zona de obras sin mayores cambios con respecto al estado natural.

5.3.1.2 Perfil de nivel de agua en el cauce

De los Gráficos N° 04 y 05, Apéndice B, obtenidos con el paso de caudales correspondientes en prototipo a 50, 100, 320 y $630 \text{ m}^3/\text{s}$, se deduce en términos generales, que los tirantes en el río no superan los 5 a 6 m para el caudal de diseño de la presa derivadora $630 \text{ m}^3/\text{s}$ y según las medidas registradas de velocidades, éstas varían desde 3.0 m/s para $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta 10 m/s para $Q = 630 \text{ m}^3/\text{s}$.

La rugosidad del cauce sería del orden de $n = 0.060$ a 0.080 para los caudales entre $630 \text{ m}^3/\text{s}$ y $50 \text{ m}^3/\text{s}$.

El remanso causado por la presa derivadora apenas llega a influir sobre los niveles de agua en el cauce más allá de unos 150 m aguas arriba del eje de la presa.

5.3.1.3 Régimen de transporte de sedimentos y erosión local

Después de observar el funcionamiento hidráulico de la estructura se realizaron ensayos para determinar el comportamiento sedimentológico.

El transporte de sedimentos en el cauce se verificaba incorporando los sedimentos, aguas arriba en el inicio del modelo y en zonas de interés, en cantidades que se mantenía su capacidad de transporte. Y se llegó a las siguientes conclusiones:

Los ensayos con sedimentos han permitido identificar como la zona de deposición de sedimentos, el tramo del cauce entre las dos curvas, en el cual se encuentra ubicada la presa derivadora.

En efecto, con la incorporación de la presa derivadora la pendiente del río bajó de 3.2 a 2.4%, esto sumado a la presencia de las dos curvas debilita la capacidad de transporte del río propiciando la deposición de sedimentos, que únicamente para los caudales que impiden la captación (caudales de avenida) se establece un escurrimiento en la sección de la presa que se asemeja al natural, pero su duración será insuficiente para lavar las formaciones de grandes y permanentes depósitos aguas arriba.

Las modificaciones introducidas a las obras de derivación como la ampliación del cauce aguas arriba y aguas abajo del aliviadero de compuertas y la elevación de su cota respecto del lecho del río, detalladas en 5.1.3 prestan menor resistencia a la formación de depósitos de sedimentos gruesos en las cercanías de las compuertas,⁵ y permite que el espacio frente al aliviadero se limpie mejor y más rápidamente.

Los depósitos de sedimentos se forman según ciertos patrones generales, pero fuera de ello el relieve de las microzonas es de naturaleza estocástica e influye sobre el cuadro aguas arriba de los aliviaderos. Ver gráfico N° 2, apéndice B.

Para caudales mayores de $300\text{m}^3/\text{s}$ se produce ya el arrastre de acarreo grueso, los cuales se alinean a lo largo de la corriente principal, generalmente, junto a la margen derecha y el centro del cauce frente a la presa.

Las gravillas y arenas se depositan a la izquierda del tramo aguas arriba de la presa.

La corriente principal o su mayor brazo para caudales menores a $400\text{m}^3/\text{s}$ tiene como ya se expresó en el acápite 5.3.1.1 la dirección del muro divisorio como tangente lo que elimina el ingreso de sedimentos de arrastre frente a la toma.

La gran cantidad de piedras de gran tamaño forma cuerpos muy difíciles de evacuar que sólo son en parte eliminados por los caudales de avenida, pero que no logran trasladarlos aguas abajo de la segunda curva. Y se

⁵ Investigación en modelo hidráulico de las obras de derivación de la central hidroeléctrica San Gabán II. Informe Final. Pág. 30.

forma, aguas abajo de la presa, un nivel de sedimentos mayor que el deseado. Ver gráfico N° 03, apéndice B. Los caudales de 630 m³/s, dañan la margen derecha cerca de la toma y permiten el ingreso de sedimentos y de algunos bolones frente a la toma.

Los bolones transportados que ingresan a la zona de toma y llegan a la presa derivadora pueden causar serias perturbaciones en las trayectorias del flujo aguas arriba de la presa derivadora, lo que requiere el uso de la fuerza o de algún otro sistema para romper los bolones en varios trozos de menor tamaño y así poder evacuarlos.

No se espera mayor influencia de la obra sobre el régimen de transporte de sedimentos en los tramos del río fuera de su proximidad inmediata. Tampoco se espera tener erosión en la zona de aliviaderos.

Podemos decir entonces que el río en condiciones que forma la obra modificada⁶ no aporta mayores alteraciones en el transporte de sedimentos, respecto a los presentados en condiciones naturales, tal como ya se describió en el capítulo 4, acápite 4.5

5.3.2 Con obras de desvío

Esta segunda fase de la investigación se realizó con la incorporación al modelo hidráulico de las obras de desvío modificadas, según diseños alcanzados por la Empresa de Generación Eléctrica San Gabán.

Cabe recordar que las obras de desvío: túnel de desvío y ataguía fueron modificados de los estudiados en 1992, debido a razones geológicas. La ubicación de las nuevas obras de desvío, así como su diseño se aprecian en el Plano N° 02, Apéndice C.

5.3.2.1 Características generales del flujo y fenómenos locales

En el desarrollo de esta fase se programaron ensayos con caudales correspondientes en prototipo a 50, 100, 150, 200, 350, 400, 420 m³/s, para los cuales se determinó el comportamiento hidráulico general de las obras de desvío, la influencia de la ataguía en el cauce y los fenómenos locales.

Cuadro general de flujo

- La posición de la ataguía, que corta el cauce curvo del río, impone un cambio en la dirección de la corriente.

⁶ Según el estudio en el modelo hidráulico de las obras de derivación de la CC.HH San Gabán II se propusieron mejoras al diseño original.

- La corriente del río logra ingresar al túnel en su mayor parte por el desvío impuesto por la ataguía, y en parte por el desvío impuesto por el canal de aproximación o de entrada, gracias al muro curvo continuo a la ataguía que facilita el encauzamiento de las aguas al túnel.
- En general se puede apreciar que la dirección del flujo, la cual viene dada por la morfología del río en las proximidades, tiene:

Para caudales menores una cierta tendencia a entrar por la margen izquierda hacia el canal de aproximación sobre todo para caudales menores a $50 \text{ m}^3/\text{s}$ cuyo ingreso es menos forzoso debido al muy poco remanso que existe y al desvío natural impuesto por el canal mismo.

Para caudales mayores de $50 \text{ m}^3/\text{s}$, debido al remanso aumenta el nivel de agua. La corriente principal del río impacta cerca del extremo izquierdo de la ataguía y se desvía en dos direcciones, a la derecha e izquierda.

La corriente que se desvía a la derecha forma un macrovórtice que gira en sentido horario, entre la corriente principal y la margen derecha del cauce. Esta zona se caracteriza por presentar bajas velocidades. En los gráficos N° 06, 13 y 15 dicha zona corresponde a la zona A, sobre el tapiz de enrocado.

Otra zona de bajas velocidades se forma sobre el tapiz de protección muy cerca al talud izquierdo de ingreso al canal de aproximación, formándose microvórtices y que corresponden a la zona B de los gráficos antes mencionados.

La corriente que es desviada a la izquierda sobrepasa la cota del muro curvo, que encausa las aguas hacia el canal de entrada, que queda sumergido y vierte por la pared lateral del canal de aproximación que a su vez funciona como muro de contención.

Este vertido crea una asimetría del flujo en la transición de entrada, observándose vórtices superficiales producidos por el vertimiento de las aguas en esta zona; que se van disipando, según avance la corriente aguas abajo, de tal forma que el flujo, al ingreso del túnel propiamente dicho es prácticamente, simétrico.

Como ya se ha mencionado el canal de aproximación o de entrada salvo lo anterior conduce satisfactoriamente la corriente al túnel propiamente dicho.

- El efecto de la entrada del flujo en el canal de entrada es interesante destacar porque pone de manifiesto la bondad del modelo en este aspecto de simulación y permite observar como, aunque la mayor parte de la corriente entra por el cambio impuesto por la ataguía, cuando los caudales de avenidas son suficientemente grandes $Q > 400 \text{ m}^3/\text{s}$ el flujo hacia el canal es

más uniforme debido al remanso creado por la ataguía que cubre totalmente la entrada y por tanto al muro de contención, principal causa de la asimetría en el flujo.

- En la zona de ingreso al túnel (falso túnel) y en el túnel propiamente, en el tramo inicial recto, el flujo conserva la simetría.
- Una vez en el túnel, el desvío de la corriente ocurre con cambios de niveles, direcciones y velocidades, presentándose desviaciones, elevaciones y depresiones del nivel de agua.

Debido al flujo rápido en las curvas se genera problemas de ondas cruzadas; los tramos curvos imponen cambios en la dirección de la corriente, concentrándose el flujo en algunas zonas, generando lo que se conoce como ondas cruzadas, este efecto se extiende en el flujo hacia aguas abajo, esto último es más marcado a medida que los caudales en el túnel aumentan. La propagación de las ondas cruzadas, dan lugar a ondas cuasi-estacionarias, que se alternan a izquierda centro y derecha del túnel.

Se puede decir que en general el flujo sobre la superficie aguas abajo de la primera curva exhibe características de ondas cruzadas con exageradas sobreelevaciones en algunas secciones, como consecuencia de las curvas en el alineamiento del túnel. Estas sobreelevaciones se hacen mayores a medida que el caudal se acerca al caudal de diseño $Q= 350 \text{ m}^3/\text{s}$.

- A la salida, el chorro que emerge no es perfectamente simétrico por la influencia de la curva aguas arriba (entre las prog. 0+070.60 - 0+114.23). Este efecto se nota más a medida que los caudales aumentan para $200 \text{ m}^3/\text{s}$ existe concentración del flujo en la izquierda para $350 \text{ m}^3/\text{s}$ avanza hacia la derecha y para caudales iguales y mayores a $400 \text{ m}^3/\text{s}$ el flujo se concentra hacia la derecha, de allí que el patrón de erosión que se forma presente dos hoyas una de las cuales tiene mayor profundidad que la otra dependiendo de la concentración del flujo. Ver gráficos N° 8, 10 y 12, Apéndice B, de los cuales se dan detalles más adelante.

Los Gráficos N° 06, 13 y 15, Apéndice B, muestran las líneas de corriente en la zona aguas arriba de la ataguía y en el túnel de desvío para los caudales de 100, 200 y $350 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente.

En líneas generales se puede decir que la ataguía permite desviar la corriente del río hacia el túnel, el mismo que tiene un funcionamiento satisfactorio. Los fenómenos locales que se producen no son de mayor importancia, teniendo en cuenta además la corta vida útil de estas estructuras.

5.3.2.2 Niveles de agua en las ataguías

La ataguía principal tiene como objetivo principal desviar las aguas del río San Gabán al túnel, permitiendo los trabajos en la presa derivadora sin la presencia de inundaciones.

Para que la ataguía cumpla su rol es indispensable que tenga una altura adecuada y que no sea rebasada en ningún momento por el caudal máximo probable del río en el periodo de construcción, en nuestro caso ese caudal es de 350 m³/s.

La ataguía secundaria o contraataguía tiene como objetivo también evitar que las aguas descargadas por el túnel de desvío inunden por retroceso la zona de obras. Esta ataguía no está construida en el modelo, no se conoce su ubicación, ni su cota de coronación por lo que se trata de determinar estos parámetros.

Ataguía

Los niveles de agua alcanzados en el cauce a la altura de la ataguía para los caudales de 50, 100, 150, 200, 350 m³/s correspondientes en prototipo se muestran en el gráfico N° 18, Apéndice B y son los siguientes:

Tabla 5.8.-Niveles de agua en ataguía para diferentes caudales.

Caudal (m³/s)	Cota (m.s.n.m)
50	2100.27
100	2101.62
150	2102.75
200	2104.08
350	2105.65

Revisando la tabla anterior, vemos que para el caudal de 350 m³/s, caudal de diseño de las obras de desvío, el nivel alcanzado en la ataguía es de 2105.65 m.s.n.m, si la cota de coronación de la ataguía es de 2107

m.s.n.m., quiere decir que se tiene un borde libre de 1.35 m, lo cual es considerado suficiente para tener la seguridad que no existirá problemas de rebose.

El caudal límite que podría soportar la ataguía es de 420 m³/s con una cota de agua 2106.87 m.s.n.m, cercana a la cota de coronación de la ataguía, pero los efectos del viento u otros harían que se inicie el rebose, a no ser que se mantenga en la corona de la ataguía, la hilera de gaviones propuesta en el diseño con los que se alcanzaría una nueva cota de coronación de la ataguía de 2107.80 m.s.n.m. eliminándose el riesgo de rebose para dicho caudal.

Contraataguía

De acuerdo con los ensayos realizados en presencia de los representantes de la Empresa de Generación Eléctrica San Gabán, empresa solicitante de la investigación, se proyectó la ubicación de la ataguía secundaria o contraataguía a la altura del inicio de las obras de salida del túnel de desvío sobre el cauce del río a 65 m aguas abajo del eje de la presa derivadora, la misma que retendría las aguas que por retroceso inundarían la zona en construcción, a su vez que actuaría como pantalla impermeabilizadora evitando las filtraciones que podrían ocurrir.

Los niveles alcanzados en el cauce a la altura de proyección de la contraataguía para los caudales equivalentes en prototipo a 100, 250, 350 m³/s se muestran en el gráfico N° 19, Apéndice B y son los siguientes:

Tabla 5.9.- Niveles de agua en la contraataguía para diferentes caudales.

Caudal (m³/s)	Cota (m s n m)
100	2086.65
250	2087.74
350	2088.24

Con estos datos se puede definir la cota de coronación de la ataguía secundaria. Se revisó el valor del nivel de agua en el cauce para el caudal de diseño de 350 m³/s, y se halló que es 2088.24 m.s.n.m. por lo que se determina que la cota de la ataguía puede ser en la cota 2090 m.s.n.m.

Habiéndose determinado el caudal máximo $Q= 420 \text{ m}^3/\text{s}$, se determinó también la altura del nivel de agua en la zona de proyección de la contraataguía siendo éste de 2088.88 m.s.n.m.

Con lo cual con esta cota de coronación de la contraataguía se puede soportar caudales de hasta $420 \text{ m}^3/\text{s}$.

A continuación se muestra en la figura 5.4 un esquema en corte de la elevación y ubicación de la contraataguía, las mismas que se han definido en función del nivel de agua en el cauce en la zona de la descarga.

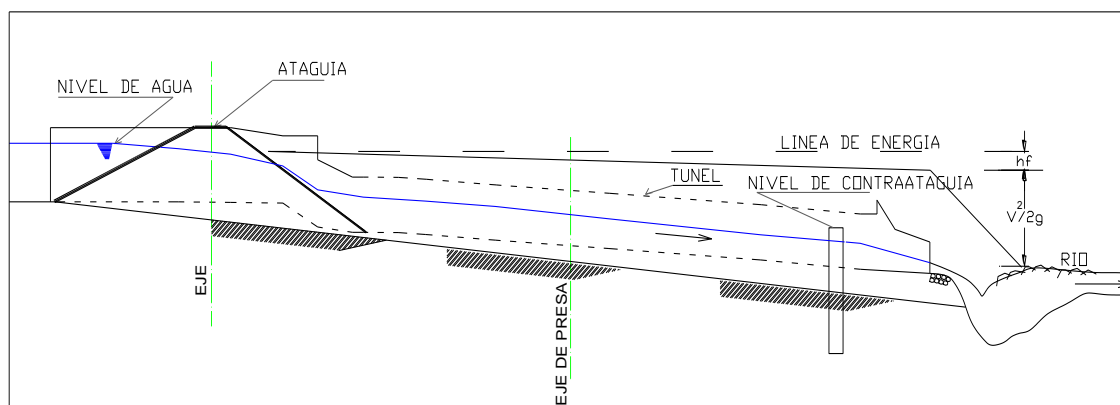


Fig. 5.6.- Nivel de contraataguía

5.3.2.3 Túnel de desvío

Para caudales equivalentes en prototipo a 100, 200, 350, 400, 420, m^3/s ; se midieron los tirantes de agua en diferentes secciones transversales del túnel, tanto en los extremos y en el centro (eje del túnel) de dichas secciones; asimismo se midieron velocidades a 0.2h, 0.6h y 0.8h; siendo

h la altura del nivel de agua correspondiente al nivel en el eje del túnel medido desde el fondo.

Los niveles de agua alcanzados para los distintos caudales se muestran en los gráficos N° 07, 09, 11, 14 y 16; del Apéndice B.

De estos gráficos se pueden obtener numerosos datos, como ya se ha mencionado, niveles de agua en el eje del túnel, en la pared izquierda y derecha de cada sección indicada, velocidades promedio de la sección, borde libre en cada sección, etc.

A partir de los datos obtenidos se determinó los diferentes parámetros de interés que se planteó conseguir como es por ejemplo los posibles puntos de cavitación a lo largo de la estructura y que se detallan posteriormente.

A continuación describimos los niveles de agua formados en el túnel de desvío para el caudal de diseño $350 \text{ m}^3/\text{s}$.

Gráfico N° 7, muestra el perfil longitudinal del agua para el caudal de diseño $350 \text{ m}^3/\text{s}$ y los valores de velocidades medidos en el modelo.

En la tabla 5.10 se muestran las medidas registradas en modelo correspondientes a prototipo y cálculos del tipo de flujo a partir de dichas medidas

Tabla 5.10.- Resultados de mediciones hechas en el modelo del túnel de desvío para $Q=350 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tramo	Progresiva	Tirante (m)			Velocidad (m/s)	N° Froude	Tipo de flujo
		Y _{der}	Y _{cent}	Y _{izq}			
C. entrada	0+000.00		7.10				
	0+018.88	6.53	6.30	5.85	4.45	0.55	Subcrítico
	0+033.88	6.08	5.85	5.63	4.98	0.65	Subcrítico
	0+048.88	4.86	4.5	4.59	8.06	1.21	Supercrítico
	0+058.88	4.73	4.50	4.86	10.08	1.52	Supercrítico
Túnel	0+072/0+000	4.14	4.27	4.5	11.14	1.73	Supercrítico
	0+017.93	3.96	4.05	4.05	11.56	1.86	Supercrítico
	0+037.98	4.77	4.09	3.02	11.94	1.91	Supercrítico
	0+70.60	3.33	3.60	4.41	12.64	2.18	Supercrítico
	0+114.23	2.7	3.15	4.05	13.77	2.57	Supercrítico
	0+142.88	3.38	3.60	3.06	14.32	2.48	Supercrítico
C. salida	0+162.88	3.15	2.50	2.00	14.00	2.83	Supercrítico

Tabla 5.11.- Sobreelevaciones y depresiones en el túnel de desvío para $Q=350 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tramo	Progresiva	Sobreelevación (m)	Depresión (m)
C. de entrada	0+18.88		
	0+33.88		
	0+48.88		
	0+58.88		
Túnel	0+72.00/0+000		
	0+17.93	0	0.09(d)
	0+37.98	0.68(i)	1.06(i)
	0+70.60	0.81(i)	0.27(d)
	0+114.23	0.90(i)	0.45(d)
C. de salida	0+162.88	0.65(d)	0.50(i)

Se ha designado con la letra **d** a la margen derecha e **i** a la margen izquierda

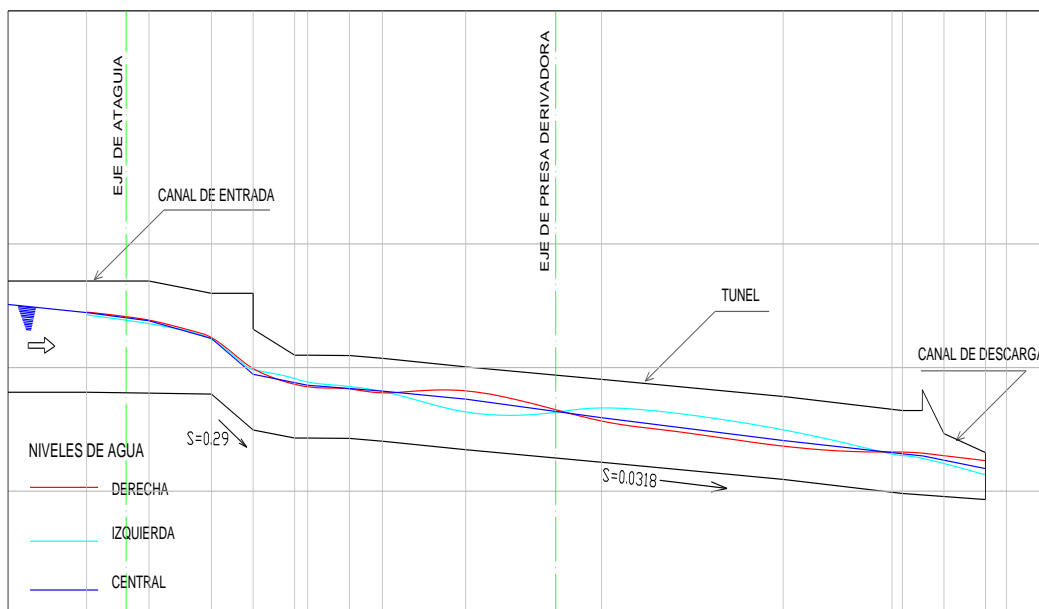


Fig. 5.7.- Perfil longitudinal del flujo de agua en el túnel $Q= 350 \text{ m}^3/\text{s}$

A medida que el flujo desciende por el canal de entrada, se detecta un descenso gradual en el tirante de agua y en los niveles en general, luego el flujo sufre una aceleración por efecto de la fuerte inclinación de la solera

que da lugar a una importante depresión de la lámina de agua, para seguir en la entrada al túnel donde éste todavía conserva una alineación recta con un flujo cuasi-uniforme hasta la proximidad de la primera curva.

En la zona correspondiente al tramo final del canal de entrada e inicio del túnel, que llamaremos transición, se aprecia un excelente comportamiento hidráulico y el flujo queda perfectamente conducido sin dar lugar a la formación de un indeseable resalto hidráulico.

A partir de la primera curva existen sobreelevaciones y depresiones que perturba la formación de un flujo cuasi uniforme. Así tenemos que debido a la presencia de las dos curvas horizontales a lo largo del túnel (curva 1 desde la progresiva 0+017.93 hasta 0+037.98 y curva 2 desde la progresiva 0+070.60 hasta 0+114.23) se registraron variaciones de los niveles de agua en una misma sección, verificándose de esta manera, una sobreelevación por el lado cóncavo máxima de 0.90 m al final de la curva 2 y depresión en el lado convexo de la curva de 1.06 m al final de la curva 1. ver Grafico N° 7, Apéndice B. A su vez, esto se nota a lo largo de todo el túnel, sobretodo desde la primera curva hacia aguas abajo hasta la sección de descarga.

La salida de las aguas del túnel se realiza a través de un canal de descarga o salida y que no tiene mayor incidencia en el túnel por funcionar éste en régimen supercrítico, pero se debe destacar que el flujo en el canal de salida está recargado a la derecha ($Q=350 \text{ m}^3/\text{s}$) como consecuencia de las fuerzas centrífugas que actúan sobre él. La pendiente transversal que existe en la sección de descarga no anula la formación de sobreelevaciones y depresiones en el propio canal produciéndose una elevación mayor en el lado derecho.

Podemos resumir en lo siguiente:

- Los tirantes medidos en el túnel en el tramo recto para ninguno de los caudales ensayados supera el 67 % de la altura del túnel (6.7 m); es decir los 5 m.
- Para el caso de los tramos curvos en ningún punto supera el 75 % de la altura máxima; es decir el nivel de agua no llega a tocar en ningún punto el techo del túnel, trabajando en todo momento con un flujo a superficie libre.

Detallando, por efecto de la primera curva en el túnel la margen derecha presenta una sobreelevación de 0.68 m respecto del nivel central. Es decir, en la curva N° 1 (prog 37.98) tenemos: En el lado derecho (mirando aguas abajo), el tirante de agua alcanzó la altura máxima de 4,77 m; en el centro, 4,09 m; y en el lado izquierdo, un nivel de 3,02 m. Esto se produce según lo antes mencionado por efecto de la curva horizontal.

- Las velocidades para el caudal de diseño ($350 \text{ m}^3/\text{s}$) van desde 11 m/s hasta un máximo a la salida del túnel de $14,32 \text{ m/s}$, éstas se encuentran registradas dentro del rango esperado; esto último se basa en las velocidades límites que puede resistir el concreto de una resistencia de 200 Kg/m^3 sin presentar mayores problemas de erosión; entre 17.3 y 20 m/s para profundidades del flujo entre 1 y 3 m . Ver tabla de relación entre la resistencia del concreto, la velocidad permisible en m/s y el tirante del flujo. Tabla A6, Apéndice A.
- En la sección de descarga al río se nota el efecto de la segunda curva, pues se tienen sobreelevaciones y depresiones de agua. Veamos los niveles registrados en dicha sección para el caudal de diseño.

Tabla 5.12.- Niveles de agua medidos en el modelo en la sección de descarga al río para $Q= 350 \text{ m}^3/\text{s}$.

PROGRESIVA	Tirante (m)			Nivel de agua (m.s.n.m)		
	Y_{der}	Y_{cent}	Y_{izq}	Der.	Cent.	Izq.
0+162.88 (secc. Descarga)	3.15	2.5	2.00	2092.47	2091.82	2091.32

También se observó el paso de otros caudales equivalentes en prototipo a 480 , 530 , 570 , 600 y $630 \text{ m}^3/\text{s}$. Se determinó que para caudales mayores de $600 \text{ m}^3/\text{s}$ el túnel trabajaría a presión, por tanto sería necesario la elevación de las paredes laterales del canal de aproximación o de entrada.

Para caudales entre 480 y $600 \text{ m}^3/\text{s}$ habría zonas dentro del túnel que estarían a flujo lleno, sobre todo en los tramos comprendidos entre las curvas, y otras zonas a flujo libre.

Para caudales menores de $480 \text{ m}^3/\text{s}$, el flujo sería totalmente en escurrimiento libre.

En cuanto a las velocidades estas van aumentando de sección a sección a medida que atraviesa el túnel y según vaya aumentando el caudal. Se notan velocidades del orden de los 10 m/s hasta 15 m/s para el rango de caudales ensayados, que se encuentran dentro del rango de valores de velocidades que no originan problemas de erosión según se puede apreciar en la tabla A6, del Apéndice A

Por otro lado, se sabe que los niveles de agua alcanzados en el túnel vienen determinados por la combinación de varios factores como: Talud, tamaño, longitud, rugosidad y geometría de la entrada y la salida.

El efecto combinado de estos factores determina la localización del control, que a su vez determina las características de la descarga del túnel.

Por otro lado, sabemos que la localización del control es la responsable de que el túnel trabaje parcialmente lleno o lleno y por lo tanto fija la relación Carga –Gasto.

Atendiendo a lo anterior habría que definir o identificar el control del flujo, esto significa el establecimiento de una condición de flujo definida, en el canal o más específicamente, una relación definida entre el nivel y el caudal de flujo, que hemos llamado relación carga- gasto.

Cuando se alcanza el control del flujo en una cierta sección del canal o túnel, esta sección se convierte en una sección de control crítica, y tal relación carga-gasto ofrece además una base teórica para la medida de la descarga en canales abiertos la cual es independiente teóricamente de la rugosidad del canal y de otras circunstancias no controladas.

Según las condiciones dadas, pendiente fuerte a la entrada del túnel y en el túnel mismo, entrada no sumergida, descarga no sumergida. etc.; el flujo está controlado por el tirante crítico a la entrada; por lo que el nivel de agua a la entrada desciende rápidamente al tirante crítico y todo el túnel funciona como canal abierto⁷, a velocidades supercríticas.

Dicha sección de control se ubica entre la sección 0+033.88 y 0+048.88, ver Gráfico N° 7, del Apéndice B exactamente en la progresiva 0+040.86; para identificar dicha sección se procedió a comparar los tirantes medidos en el modelo con los tirantes críticos calculados a partir de la ecuación general de flujo crítico expuesta en el acápite 5.2.3, en dicha sección.

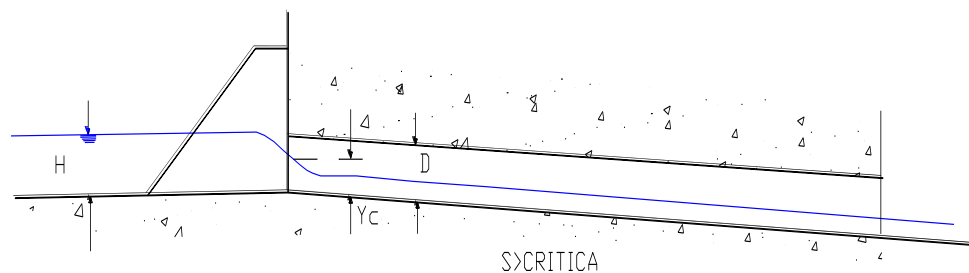


Fig. 5.8.- Pendiente fuerte, entrada no sumergida. Flujo supercrítico, control en el tirante crítico a la entrada.

⁷ Flujo con superficie libre, parcialmente lleno.

En la tabla siguiente se aprecia los valores de los tirantes medidos en el modelo pero expresados para el prototipo y los valores calculados del tirante crítico correspondientes a la sección 0+040.86

Tabla 5.13.- Comparación de tirantes de agua medidos en el modelo y tirantes críticos calculados en la sección 0+040.86 para diferentes caudales

Caudal (m ³ /s)	Y _{mod.} (m)	Y _{cr. Calculado} (m)
100	2.38	2.28
200	3.87	3.63
350	5.22	5.26
400	5.67	5.75
420	5.97	5.94

De los valores de la tabla se puede notar la gran similitud entre los valores medidos y los calculados, por lo efectivamente podemos designar a esta sección 0+040.86 como la sección de control.

En el Gráficos N° 20, del Apéndice B se muestra la curva de gasto obtenida según el modelo hidráulico a escala 1:45 y que ha sido trasladada a prototipo.

Si la entrada quedara sumergida o si H excediera aproximadamente 1.2 D, donde D es el diámetro del túnel y H es la carga de agua a la entrada ver Figura 5.8 es posible que aún el túnel funcione como canal abierto como se ilustra en la figura; y si aún el control permanece en la entrada éste caso sería análogo al flujo de un orificio. En esta forma se permite la eventualidad de la formación de una contracción en la parte superior de la entrada, de manera que se conserve un espacio lleno de aire a lo largo de la parte superior del túnel que funciona parcialmente lleno en toda su longitud.

Si aumentamos más la carga a la entrada y la descarga correspondiente, los rozamientos en el túnel o perturbaciones locales pueden obligar al túnel a trabajar lleno a la salida, cerrando el túnel aguas abajo.

En general, según los niveles de agua obtenidos en el modelo en las diferentes secciones del túnel, se establece que el flujo es gradualmente variado, a un régimen supercrítico tanto en el túnel como en la salida del mismo y régimen subcrítico en la entrada del canal de aproximación.

A través de un cálculo teórico se determinó a partir de datos obtenidos en modelo los valores de los tirantes de agua en el túnel para el caudal de diseño $Q= 350 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondientes a un flujo gradualmente variado.

Para ello se usó el método Standard por etapas, que permite a través del cálculo sección a sección ir definiendo el tirante para un caudal determinado. El método y los cálculos se detallan en el Apéndice D.

Si comparamos los valores medidos en modelo con los calculados por el método estándar por etapas para flujo gradualmente variado y los calculados para flujo uniforme veremos que los valores medidos promedio se aproximan más a los calculados para el flujo gradualmente variado, la diferencia existente entre lo calculado y lo medido es alrededor del 20 %, se debe en mayor parte a la presencia de las curvas horizontales.

Por otro lado hay que tener en cuenta que los valores medidos en el modelo y mostrados en la tabla corresponden a los medidos en el eje del túnel, en la tabla 5.14 se muestran los valores medidos en la derecha, centro e izquierda de la sección.

A continuación se detallan en la tabla 5.14 los resultados de los cálculos del método standard por etapas, así como los medidos en el modelo pero trasladados a prototipo y los resultados de los cálculos suponiendo un flujo uniforme en el túnel. Para el caudal de diseño $Q = 350 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 5.14.- Comparación de los diferentes niveles de agua en el túnel de desvío: medidos en modelo, calculados para flujo gradualmente variado y calculados para flujo uniforme. $Q=350 \text{ m}^3/\text{s}$.

Prog. (m)	Nivel fondo (m.s.n.m)	Nivel agua medido modelo eje (m.s.n.m)	Tirante agua eje (m)	Nivel agua calculado F. variado (m.s.n.m)	Tirante agua (m)	Nivel agua calculado F. uniforme (m.s.n.m)	Tirante agua (m)
0+000.00	2098.00	2105.10	7.10	2105.47	7.47		
0+018.88	2098.00	2104.30	6.30	2104.90	6.9		
0+033.88	2097.93	2103.78	5.85	2103.78	6.4		
0+040.88	2097.87	2103.09	5.22	2103.09	5.22		
0+048.88	2097.85	2102.35	4.50	2103.52	5.67		
0+058.88	2094.95	2099.45	4.50	2099.08	4.13		
0+068.88	2094.30	2098.78	4.47	2099.01	4.71		
0+072/0+000	2094.295	2098.57	4.28			2098.33	4.03
0+010.00	2094.27	2098.30	4.03	2098.84	4.57	2098.30	4.03
0+017.93	2094.04	2098.09	4.05	2097.80	3.76	2098.07	4.03
0+037.93	2093.35	2097.44	4.09	2096.85	3.50	2097.38	4.03
0+070.60	2092.34	2095.94	3.60	2095.50	3.15	2096.37	4.03
0+114.23	2090.95	2094.10	3.15	2093.74	2.79	2094.98	4.03
0+140.88	2089.82	2092.96	3.14	2092.40	2.58	2093.85	4.03

0+142.88	2089.82	2093.42	3.60	2092.39	2.57	2093.85	4.03
0+152.88	2089.57						
0+162.88	2089.32	2091.82	2.50				

En el gráfico N° 31 se muestra la representación gráfica entre las medidas efectuadas y las calculadas en el túnel por el método standard por etapas.

Cavitación

El modelo físico a escala reducida es incapaz de advertir por sí solo el problema de cavitación, pues este fenómeno se da como ya hemos dicho a partir de velocidades de flujo elevadas, del orden de 10 m/s o más, mientras que las velocidades en el modelo no exceden los 2 m/s. Así que el estudio de la cavitación se realizó en forma semi teórica, es decir, a partir de los resultados obtenidos en el modelo, se es capaz mediante la escala de Froude de traducir las magnitudes medidas a escala de prototipo. Con estos valores se pueden evaluar parámetros que permiten identificar los problemas de eventual cavitación.

En la tabla 5.15 se muestran los índices de cavitación para los valores de presión de vapor y presión de la atmósfera expuestos a continuación. La presión atmosférica media en la zona de obras a 2100 m.s.n.m es 96.413 KPa y la presión de vapor para agua a 10° C es 1230 KPa. Con estos valores y los resultados obtenidos en el modelo reducido es posible determinar el índice de cavitación a lo largo del túnel de desvío y como se aprecia en la tabla el cálculo se efectúa a partir de las velocidades medidas en el modelo.

Tabla 5.15.- Índices de cavitación en el túnel de desvío, canal de entrada y salida para $Q=350 \text{ m}^3/\text{s}$.

	Sección	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	σ_k	σ_{ki}	Posibilidad de cavitación
Canal de entrada	0+058.88	4.5	10.08	2.74	1.3	No
Túnel	0+000	4.28	11.14	2.21	1.5	No
	0+017.93	4.05	11.56	2.02	1.5	No
	0+037.98	4.09	11.98	1.89	1.5	No
	0+070.60	3.6	12.64	1.63	1.5	No
	0+114.23	3.15	13.77	1.33	1.5	Si
	0+142.88	3.60	14.32	1.27	1.5	Si
Canal de salida	0+162.88	2.5	14.00	1.22	1.3	Si

El índice de cavitación en la entrada del túnel es máximo y disminuye a medida que avanza hacia la salida, alcanzando valores por debajo del valor límite de 1.5 correspondiente a una superficie rugosa que recubre las paredes del túnel ($\eta = 0.025$ shotcrete) y de 1.3 en el canal de salida ($\eta = 0.013$ concreto) (Ver tabla A5-A6, Apéndice A); por lo que existe la posibilidad que se presente problemas de cavitación incipiente a la salida del túnel y en el canal de descarga.

El evitar la presencia del fenómeno de cavitación implica adoptar especificaciones rigurosas en los acabados de las superficies de manera que no existan irregularidades capaces de provocar la erosión por acción de la cavitación. De ahí que la rugosidad en el túnel deba mantener por debajo de $\eta = 0.020$, para evitar la erosión por cavitación.

5.3.2.4 Régimen de transporte de sedimentos y erosión local

Para determinar la influencia de las obras de desvío, en el régimen de transporte de sedimentos, se procedió a realizar ensayos con sedimentos, se incorporaron los sedimentos artificialmente al inicio del modelo y se observó el comportamiento en el tramo de cauce recorrido y el transporte o evacuación por el túnel de desvío.

Los sedimentos incorporados corresponden a una granulometría modelada según la curva de prototipo que se muestra en el capítulo IV, Figura 4.11. De los valores de concentración se han elegido aquellos que se presentan en condiciones extremadamente severas, y que llegan incluso en algunos ensayos a alcanzar el punto de saturación en algunas zonas, para una mejor apreciación del proceso sedimentológico.

Como era de esperarse, las zonas donde se produce acumulación de sedimentos, son las zonas de bajas velocidades, ubicadas sobre el tapiz de protección, tanto en la margen derecha al pie de la ataguía como en la proximidad del talud izquierdo (zona de vórtices A, B). Ver Gráfico N° 06.

No se produce deposición de sedimentos en ninguna parte del túnel, salvo para caudales muy bajos podría presentarse deposiciones a la entrada del canal de aproximación, pero serían evacuados fácilmente por caudales mayores.

Cuando por el río circulan caudales mayores a $300 \text{ m}^3/\text{s}$, éste tiene gran capacidad de transporte arrastrando gran cantidad de material sólido grueso que son fácilmente evacuados a través del túnel de desvío, nuevamente hacia el cauce aguas abajo por donde siguen su curso.

Cuando los caudales que circulan por el río son menores de $300 \text{ m}^3/\text{s}$, y si los sedimentos logran llegar hasta el caudal de aproximación, su evacuación se produce sin ningún problema por el túnel de desvío, debido

a las altas velocidades que condicionan la gran capacidad de transporte en el mismo.

Se determinó también mediante ensayos con bolones de diferente granulometría que éstos pueden ser transportados a través del túnel hasta un diámetro de 5m, siempre y cuando dichos bolones puedan ingresar a la zona frente al canal de aproximación, lo cual es poco probable que suceda con caudales menores a 350 m³/s.

La forma y el peso de la roca tendrá mucha importancia, pues, dependiendo de éstas serán arrastradas con mayor o menor facilidad, en caso contrario se quedarán en el camino perturbando el flujo del agua.

Las altas velocidades del flujo permiten el transporte de sedimentos traídos por el río, impactando en las paredes laterales del túnel, sobretodo, en las zonas de las curvas donde podrían presentarse serios problemas de erosión en las paredes del túnel y en el solado.

Se puede decir que el túnel transporta, sin problemas, todo tipo de sedimentos que llegan a ser introducidos en el mismo y depende del tiempo de funcionamiento y la concentración de dichos sedimentos a lo largo de dicho período para que se presente una erosión leve o agravada, según sea el caso.

En caso de acumularse gran cantidad de sedimentos en el tapiz de protección debe procederse a realizar una limpieza manual o mecánica, para que éstos no reduzcan la capacidad de la ataguía principal.

Los resultados sedimentológicos obtenidos tienen carácter cualitativo más no cuantitativo, por lo que el manejo de éstos servirá para tener unas referencias y prever algunos problemas que se pudieran presentar en el tiempo de funcionamiento de las obras de desvío.

5.3.2.5 Determinación de la erosión a la salida del túnel

Es necesario controlar los efectos de la socavación y erosión del agua al pie de las estructuras, de lo contrario ocasionarían daños parciales o totales con pérdida de la estabilidad de las mismas.

Por ello, se trata de investigar en el modelo físico el proceso de erosión a la salida del túnel y los efectos que pudiera causar en el enrocado de protección, en el cauce y por lo tanto, también en el fondo de la estructura a la salida del túnel.

Se reprodujo en el modelo el enrocado de protección (lecho móvil), se modeló la granulometría y se respetó la pendiente que une el enrocado al cauce. Recordemos que aguas abajo de la presa derivadora, todo el cauce está modelado con lecho móvil para estudiar precisamente el proceso de erosión. Sin embargo se debe aclarar que los resultados de erosión no son

totalmente cuantificables en modelo, tal como se comenta en el acápite 4.4.2 del capítulo 4.

Siguiendo el diseño alcanzado se utilizó una granulometría entre 1.0 m a 1,5 m (prototipo) como material de fondo, para conseguir una protección adecuada del lecho ante el efecto del chorro de agua a la salida del túnel de desvío.

Si bien el túnel de desvío, cumple con desviar la corriente aguas abajo del cauce del río, es en su vertimiento al cauce donde se produce uno de los problemas más serios que es la erosión y socavación. Esta disipación de energía no sólo causa erosión en el enrocado de protección a la salida del canal de descarga, sino, también en el cauce del río.

Los ensayos realizados con la finalidad de determinar la máxima erosión a la salida del túnel se ha hecho libre de sedimentos, por lo que se tiene una fuerza tractiva mayor.

Para reproducir las pozas de erosión formadas por el paso de los caudales en estudio, se ha recurrido al levantamiento topográfico de la zona para cada caudal.

Los caudales que permitieron el análisis de erosión a la salida del túnel fueron: 100, 150, 200, 350, 400 y 420 m³/s. Los resultados de estos ensayos se muestran en los gráficos N° 08, 10, 12 y 17, del Apéndice B y se puede resumir en lo siguiente:

- Para caudales menores de 100 m³/s, la disipación de energía se produce satisfactoriamente sin producir erosión, ni en el enrocado ni en el cauce.

El flujo de salida es bastante simétrico y tranquilo. Es a partir de 150m³/s que se produce cierta erosión en parte del enrocado.

- **Caudal de 200m³/s** (Ver gráfico N°17, Apéndice B).

El impacto del chorro sobre el enrocado destruye parte de éste y erosiona parte del cauce.

En la configuración de la poza erosionada se puede notar la tendencia de formarse dos hoyos, como se aprecia en el corte A-A, uno más profundo que el otro, lo que refleja la distribución asimétrica del caudal en la sección de descarga.

La cota de fondo más baja se alcanza en el cauce mismo llegando alrededor de la cota 2081.50 m.s.n.m. con una erosión de 3.20 m. a una distancia medida desde la sección de descarga de unos 14 m. aproximadamente

La cota más profunda corresponde al lado izquierdo mirando hacia aguas abajo del canal de descarga, lo que hace suponer una concentración del flujo en esa zona .

En la tabla 5.16 se muestra las cotas de fondo erosionado de la poza según cortes A-A, B-B, C-C, D-D. alcanzadas después del paso del caudal en estudio.

Tabla 5.16.- Erosión a la salida del túnel, enrocado de 1.00 – 1.50m, $Q=200\text{m}^3/\text{s}$.

	Cauce natural m.s.n.m	Cauce erosionado m.s.n.m	Erosión m
Corte A – A	2085.50	2081.05	4.45
Corte B – B	2084.90	2082.29	2.61
Corte C – C	2085.50	2083.48	2.02
Corte D – D	2084.70	2081.50	3.20

- **Caudal de diseño $350\text{m}^3/\text{s}$** (Ver Gráfico N° 08, Apéndice B)

El chorro sale del canal de descarga con tal fuerza que impacta en el enrocado y destruye gran parte de éste y arrastra las rocas hacia aguas abajo. La erosión alcanza el cauce del río y causa una gran poza de erosión que abarca casi todo el ancho del mismo.

Según el levantamiento topográfico de la poza erosionada existe una tendencia del flujo a concentrarse en lado derecho a diferencia de lo ocurrido con el caudal de $200\text{m}^3/\text{s}$ que se concentraba en el lado izquierdo.

La cota más baja que se registra es de 2080.32 lo que significa una erosión en el cauce de 5.18 m. situado a una distancia de aproximadamente 14m medidos desde la sección de descarga de las obras de desvío.

Las cotas correspondientes a los cortes A-A, B-B, C-C y D-D se indican en la tabla 5.17.

Tabla 5.17.- Erosión a la salida del túnel, enrocado de 1.00–1.50 m, $Q=350\text{m}^3/\text{s}$.

	Cauce natural	Cauce erosionado	Erosión
--	----------------------	-------------------------	----------------

	m s n m	m s n m	m
Corte A – A	2085.50	2080.81	4.69
Corte B – B	2084.90	2080.41	4.49
Corte C – C	2085.50	2080.32	5.18
Corte D – D	2084.70	2081.89	2.81

- **Caudal 400 m³/s** (Ver gráfico N° 10, Apéndice B)

Existe ya una clara tendencia de concentración del flujo en el lado derecho, lo que se confirma con la conformación de la poza de erosión.

Para este caudal la erosión como es lógico es mayor, la fuerza de impacto del chorro es mayor lo que también hace que los puntos de mayor profundidad se localicen a mayor distancia de la sección de descarga aproximadamente 18 m sobre el cauce llegando a una cota mínima de 2079.90 m.s.n.m, es decir 5.60 m por debajo del cauce. Ver sección de corte A-A.

En la tabla 5.18 se muestran los valores de algunas cotas topográficas registradas, para los diferentes cortes A-A, B-B, C-C, D-D.

Tabla 5.18.- Erosión a la salida del túnel, enrocado de 1.00 a 1.50m, Q= 400m³/s.

	Cauce natural m s n m	Cauce erosionado m s n m	Erosión m
Corte A – A	2085.50	2079.90	5.60
Corte B – B	2084.90	2080.20	4.70
Corte C – C	2085.50	2082.00	3.50
Corte D – D	2084.70	2083.00	1.70

-**Caudal 420 m³/s** (Ver gráfico N° 12, Apéndice B)

Con este caudal máximo no se alcanza mayor profundidad de erosión, con respecto al anterior. Sin embargo se forma una distribución más uniforme del flujo lo que se nota en la conformación de la poza.

La poza tal como la apreciamos en la sección de corte A-A es más extendida, salvo según se aprecia en la sección C-C donde se presenta un hoyo que se aproxima a la estructura de salida.

La cota más baja registrada es de 2079.9 m.s.n.m situado a 14 m aguas abajo de la sección de descarga.

Tabla 5.19.- Erosión a la salida del túnel, enrocado de 1.00 a 1.5 m, $Q=420\text{m}^3/\text{s}$.

	Cauce natural m.s.n.m	Cauce erosionado m.s.n.m	Erosión m
Corte A – A	2085.50	2080.99	4.51
Corte B – B	2084.90	2081.00	4.90
Corte C – C	2085.50	2079.71	5.79
Corte D – D	2084.70	2081.89	2.81

De los ensayos podemos hacer una descripción general:

Como resultado de la investigación en el modelo se ha podido determinar: la ubicación, las formas y la proporción de dimensiones de las pozas de erosión y las zonas de depósito cercanas a las pozas; en otras palabras, se ha realizado una evaluación cualitativa del proceso sedimentológico.

- Para caudales menores a $150\text{ m}^3/\text{s}$ el enrocado colocado de 1-1.5 m resiste sin presentar problemas de erosión.
- A medida que aumenta el caudal, se inicia el proceso de erosión en el enrocado y en el cauce.
- El patrón de erosión está influenciado, al igual que el flujo por la presencia de la segunda curva, divide al flujo en la sección de descarga prácticamente en dos chorros; uno, pegado a la izquierda; y otro, a la derecha los que impactan en el enrocado o en el cauce mismo.
- Para caudales cercanos a los $200\text{ m}^3/\text{s}$, con el que ya se produce erosión, la poza formada por dos hoyos alcanza mayor profundidad en el lado izquierdo.

- A medida que tenemos caudales mayores cercanos a $350 \text{ m}^3/\text{s}$ la tendencia de las pozas de erosión es alcanzar mayores dimensiones, con mayor profundidad en el lado derecho. Y esta tendencia se mantiene para caudales mayores a $350 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Para el caudal de $400 \text{ m}^3/\text{s}$ se alcanza la mayor profundidad producida por la erosión, se destruye casi todo el enrocado y el impacto del chorro se produce mucho más alejado del canal de descarga, para el caudal máximo $420 \text{ m}^3/\text{s}$ el proceso de erosión no presenta mayores cambios con relación al de $400 \text{ m}^3/\text{s}$.

Los tiempos de ensayo han sido tales que se llegó a estabilizar las pozas de erosión, para obtener las máximas dimensiones.

La erosión producida no afectaría las estructuras de salida del túnel, pues, la poza de erosión formada para todos los casos se localiza, en el cauce en sí, bastante alejada de las cimentaciones, por lo que no representaría riesgo alguno para la estabilidad de las estructuras de descarga.

- Se ensayaron otras granulometrías para el enrocado como 1,5 – 2,0m, para el caudal de diseño, pero no se encontraron muchas mejoras en cuanto a la disminución de la erosión del cauce.
- Con bolones de 3,0m, la erosión causada es leve y es ésta una posibilidad de protección de la salida en caso de prolongar la función del túnel más allá de una obra provisional.

5.3.3 Reutilización del túnel de desvío

5.3.3.1 Introducción

Como una necesidad de aprovechar al máximo una estructura u obra construida, es frecuente que una obra concebida inicialmente como provisional pase, posteriormente, a formar parte de las obras definitivas, como sucede en el caso de las obras de desvío, donde, muchas veces, son reutilizadas en la construcción de las presas y pasan a ser desagües de fondo e incluso tomas de agua o en otros casos, las ataguías pasan a formar parte de la presa principal.

Aquí en el Perú, la reutilización de las obras de desvío no es una práctica común, por una falta de proyección en las mismas, las cuales una vez terminada su función original son eliminadas o abandonadas. A lo sumo, el material de ataguías es utilizado como relleno en otras obras.

Según se hace constar en las indicaciones de los planos de diseño, el túnel de desvío de San Gabán II, materia de estudio de los acápites anteriores, será clausurado acumulando en el portal de entrada y en el cauce de aproximación el material proveniente de la demolición de la ataguía, de acuerdo a las instrucciones que proporcione el supervisor, una vez terminada la construcción de la presa derivadora.

La idea de aprovechar el túnel de desvío, para un uso alternativo y evitar su clausura, se plantea en este capítulo, haciendo eco también de lo dicho en las recomendaciones del informe final del modelo hidráulico de las obras de derivación de la Central Hidroeléctrica San Gabán II:

“ Se recomienda tomar en consideración la posibilidad que el túnel de desvío permanezca operativo al concluir la construcción de la presa derivadora”⁸.

Lo más razonable, como ya se ha mencionado en el capítulo 1 en el acápite 8, es que desde un primer momento si se piensa en la reutilización de una estructura, ésta se proyecte desde ya, para su función más allá de una obra provisional y se le dé el tratamiento que requiere una obra permanente, con algunas modificaciones o mejoras posteriores.

En nuestro caso, como hemos visto en párrafos anteriores, el túnel no se ha construido con esta idea, pero debido al alto costo que supone la construcción de éste; además teniendo en cuenta su buen funcionamiento y su diseño estructural como estructura independiente se creyó conveniente iniciar una investigación para incorporarlo al conjunto de obras de derivación; de tal manera que se mantenga operativo, pero sin encarecer demasiado la obra.

Para tal fin, se planteará, primero, cuál será su función dentro del conjunto de obras, para luego, analizar detalladamente si es posible o no reutilizarlo, sobre la base de los resultados obtenidos en la investigación.

5.3.3.2 Situación general

En los ensayos con incorporación de sedimentos de arrastre, se ha mostrado en términos generales que la estructura de la presa derivadora no modifica el régimen de transporte de sedimentos en el cauce, salvo en su proximidad.

Y es en las inmediaciones de la presa derivadora, que se ha identificado una importante zona de sedimentos gruesos; tanto aguas arriba como aguas abajo de ésta.

A pesar de las modificaciones hechas, entre las que figuran, las modificaciones al delantal frente al aliviadero, las modificaciones hechas al fondo frente a la toma; no se consigue superar los inconvenientes de la gran deposición de sedimentos frente a éstos. Donde la cantidad de piedras de gran tamaño forman cuerpos de sedimentos muy difíciles de evacuar, incluso para caudales de avenidas $Q \geq 300 \text{ m}^3/\text{s}$, ya que el tiempo de duración de éstas, resultan insuficientes para lavar grandes y permanentes formaciones de depósitos aguas arriba; logrando eliminar algo de los depósitos, pero que no llegan a ser trasladados aguas abajo

⁸ Investigación en modelo hidráulico ataguía y túnel de desvío central hidroeléctrica San Gabán II”

de la segunda curva en el cauce. Aguas abajo de la presa se forma un nivel de sedimentos mayor que el deseado.

La limpieza de sedimentos con el aliviadero de compuertas es parcial ya que no se extiende a una distancia mayor de 10m en forma cónica, lo cual no es suficiente para evacuar todos los sedimentos que se sitúan en la zona de remanso.

La captación debe ser vigilada estrictamente para detectar y limpiar los bolones que circunstancialmente lleguen a la zona de toma y presa, con la consiguiente perturbación de las trayectorias del flujo aguas arriba de las zonas mencionadas; lo que requiere el uso de la fuerza para romperlos en trozos de menor tamaño para poder evacuarlos y evitar serios daños.

Las circunstancias variables de nivel y ubicación de los depósitos de sedimentos hacen difícil la tarea de definir el nivel de captación en las cercanías de los aliviaderos, ejerciendo influencia en las reglas de operación de éstos.

En cuanto a lo que se refiere a los depósitos frente a la toma, éstos podrían ser evacuados por el desgravador o por la compuerta n° 4 del aliviadero y eliminando los bolones con un mecanismo tambor, cable y anzuelo de tres puntos, ubicado frente a la compuerta n° 4 desde la cota 2097.

Por lo demás, todo parece funcionar satisfactoriamente.

Ante esta situación se hace urgente la eliminación de los sedimentos de arrastre depositados en las inmediaciones de la presa. Es por ello, que se analizará cuáles son los aportes que podría prestar el túnel de desvío al problema que se presenta.

Por otro lado, la presencia de avenidas obliga a suspender la captación, por lo que de funcionar el túnel de desvío sería beneficioso en tales circunstancias porque incrementaría el paso de caudales por el cauce antes de interrumpir la captación.

5.3.3.3 Investigación en modelo físico

El propósito principal de la investigación es analizar si el túnel de desvío puede ser aprovechado una vez concluida la construcción de la presa derivadora, para ello se investigará lo siguiente:

El comportamiento hidráulico general:

- Las características del flujo de agua en el cauce del río sin ataguía y con el túnel y presa derivadora operativos.

- La distribución del flujo de agua hacia el túnel y hacia la presa derivadora y el punto de bifurcación.
- La capacidad de evacuación por el túnel en condiciones que se mantienen operativas las obras de derivación.
- Los fenómenos locales como vórtices, efectos erosivos en el enrocado de protección al inicio de las obras de desvío y al final del mismo, etc.

El régimen de transporte de sedimentos

- Ingreso de sedimentos al canal de aproximación o de entrada al túnel.

Análisis de alternativas de uso: se han planteado tres posibles alternativas de uso que podrían darse de ser satisfactorias las características que se presenten y éstas son:

- El túnel de desvío como desagüe de fondo. De la situación general de la presa derivadora, se hace evidente la regulación del régimen de transporte de sedimentos de arrastre. Se investigará si a través del túnel y con las nuevas condiciones impuestas se pueden evacuar los sedimentos gruesos evitando así la formación de grandes depósitos de sedimentos frente a la presa derivadora.
- La evacuación del exceso de agua por el túnel. Realmente la evacuación de excedencias se realiza satisfactoriamente a través de los aliviaderos fijos y de compuertas. Se analizará qué tan factible hubiera sido evacuar las excedencias por el túnel ya que esto hubiera constituido un gran alivio para la presa derivadora de haberse previsto desde el principio.
- El desvío del flujo de agua por el túnel, esporádicamente. Cuando se haga algún tipo de mantenimiento o limpieza en el cauce del río que no requiera la presencia de agua.

Se investigará las condiciones en las que podría realizarse estas operaciones.

Algunas modificaciones pueden ser introducidas para lograr el aprovechamiento del túnel de desvío y el funcionamiento óptimo del conjunto de obras, si se llega a la conclusión de que es factible la reutilización del túnel.

Evaluación del comportamiento hidráulico del río con el túnel de desvío operativo

Antes de iniciar los ensayos de investigación fue necesario adecuar la zona de estudio. En esta parte, el túnel de desvío pasaría a desempeñar otra función dentro del conjunto de obras de derivación de la Central Hidroeléctrica San Gabán II. Para lograr el objetivo se procedió a retirar la ataguía ubicada en el cauce del río y que en su momento facilitaba el desvío de las aguas hacia el túnel.

El cauce y el enrocado de protección que abarcaba la zona de entrada al canal de aproximación y todo el ancho del cauce, se han mantenido según lo indicado en los planos de las obras de desvío, vale decir, respetando las cotas y el tipo de granulometría.

Para una mejor apreciación de la erosión en el cauce en las inmediaciones de la presa, se dispuso la construcción de lecho móvil en la parte que corresponde al cauce, y se mantuvo rígido el resto del cauce y entrada al canal de aproximación.

En el resto del cauce y estructuras, no se ha realizado ninguna modificación.

Una vez eliminada la ataguía y acondicionado el cauce se consigue la distribución del flujo que circula por el cauce del río. Se tendría entonces un caudal Q_1 que ingresa al túnel y un caudal Q_2 que circula por el cauce hacia la presa derivadora. De esta manera se procede a realizar los ensayos con caudales equivalentes en prototipo que va desde los $20 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta $815 \text{ m}^3/\text{s}$, observándose las características del flujo para las diferentes condiciones hidrológicas creadas en las secciones del cauce y túnel y realizando las mediciones correspondientes.

Comportamiento general del flujo

La introducción del túnel de desvío como parte del conjunto de obras de la presa derivadora; es decir, de no ser clausurado una vez cumplida su función, ha influenciado parcialmente sobre el flujo del río. A continuación se describe el comportamiento generado:

- Se puede observar, claramente, cómo el túnel de desvío, ubicado en la margen izquierda impone un cambio natural de una parte del flujo que circula por el cauce dando paso a la existencia de dos brazos; uno, que continúa por el cauce natural hacia la presa derivadora y otro, que se dirige hacia el túnel.
- La bifurcación del flujo tiene su punto de inicio aguas arriba de la zona de entrada al túnel de desvío cerca de la sección SCA 270. (Ver Gráfico N° 22, 23, 24, 25, 26, 27) y se acerca cada vez más a dicha sección a medida que el caudal aumenta.
- La corriente principal que circula por el río a medida que aumenta el caudal va desplazándose a lo ancho del cauce de izquierda a

derecha. Esto hace que: para caudales inferiores a $Q < 200 \text{ m}^3/\text{s}$ en el río, la corriente circula más allá del centro hacia la margen izquierda, por lo que el túnel recibe mayor aporte de caudal.

A medida que el caudal aumenta en el río $Q > 200 \text{ m}^3/\text{s}$, la corriente principal va acercándose a la margen derecha, por lo que logra pasar mayor cantidad de caudal a través del cauce natural hacia la presa derivadora.

- Por lo general para caudales menores en el río a $300 \text{ m}^3/\text{s}$, con las nuevas condiciones que impone el túnel de desvío y sobretodo debido al ensanchamiento del cauce en la zona de entrada al túnel, el flujo de agua es mucho más tranquilo y presenta una superficie de agua horizontal, libre de picos excesivos o valles, dentro de una misma sección.
- En el cauce natural el nivel máximo de agua no supera los 6 m, para la gama de caudales ensayados desde $20 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta $815 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Para caudales de avenida $Q > 300 \text{ m}^3/\text{s}$, en el tramo comprendido entre la entrada al túnel y la presa derivadora, el cauce empieza a recuperar sus condiciones iniciales (sin obras de desvío), sobretodo a medida que se aproxima a $Q \cong 600 \text{ m}^3/\text{s}$. La mayor cantidad de caudal que circula hacia la presa derivadora acentúa la forma original del cauce.
- El régimen de transporte de sedimentos se ha visto ligeramente afectado de lo que se registró anteriormente. Para caudales pequeños, los sedimentos en su mayoría, finos (arenas y gravas) que llegan al canal de aproximación son fácilmente evacuados por el túnel; algunos son depositados en la zona D (Ver Gráfico N° 24) sobre el enrocado de protección, limite entre el cauce del río y la zona de entrada al túnel, que se caracteriza por ser una zona de bajas velocidades; otros pocos continúan viajando por el cauce y son depositados en el tramo entre las dos curvas, donde se ubica la presa derivadora.

Los sedimentos gruesos, de arrastre que son en su mayoría empujados por caudales mayores a $300 \text{ m}^3/\text{s}$, no logran ingresar al túnel, sino que más bien siguen el cauce y llegan a depositarse en la zona D y otros se alinean a lo largo de la corriente principal que llega frente a la zona de la compuerta N° 3 del aliviadero.

- Para caudales próximos en el río a $Q \cong 600 \text{ m}^3/\text{s}$, los efectos erosivos producidos por la corriente se hacen notar arrastrando corriente abajo sedimentos de gran tamaño; a medida que los caudales se incrementan $Q \cong 805 \text{ m}^3/\text{s}$, el flujo erosiona el cauce y lo aproxima a su condición natural. Para dicha condición no existe captación, todas las compuertas de la presa se encuentran abiertas.

Parte del talud derecho cerca de la toma de captación se ve afectado por caudales $Q \geq 800 \text{ m}^3/\text{s}$ que logran remover parte de éste y llegan a ingresar sedimentos gruesos a la zona de captación.

- En lo que respecta al túnel, su función es satisfactoria, no se produce acumulación de sedimentos en su interior y las características de flujo no varía con respecto a las estudiadas en el capítulo V. Los caudales que circulan por él son menores a $200 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que no afecta en nada al enrocado de protección a la salida del mismo, donde se disipa la energía de las aguas vertidas al río. (El enrocado se conservó con la granulometría propuesta en planos de diseño).

Capacidad de evacuación del túnel de desvío

Es necesario conocer la capacidad operativa que tiene el túnel de desvío, cuando éste forma parte del conjunto de obras de derivación, para determinar si es significativa o no su participación.

De acuerdo con los ensayos realizados en el modelo hidráulico con caudales en el río, equivalentes en prototipo a $20 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta $815 \text{ m}^3/\text{s}$, se ha determinado la capacidad del túnel de mantenerse operativo y la correspondiente distribución entre dicho túnel y la presa derivadora.

Para ello, se han medido los niveles de agua para los diferentes caudales, en las secciones A1', 0+18,88 (canal de aproximación); en la sección de control 0+40.86 (túnel de desvío), en 12A (cauce del río). Con las respectivas curvas de gasto obtenidas en el capítulo anterior (Ver Gráfico N° 20, Apéndice B), se puede determinar qué cantidad de caudal circula por el túnel cuando en el río se dan ciertas características hidrológicas.

La tabla siguiente corresponde a las mediciones hechas en las secciones antes mencionadas cuando el conjunto de obras está operativo y en el río circula un caudal Q.

Tabla 5.20.- Registro de niveles cuando el conjunto de obras está operativo.
Nivel normal de operación en la presa derivadora 2095.10 m.s.n.m.

Q (m ³ /s)	A1' (canal)	0+18.8 (canal)	0+ 040.86 (túnel)	12A (cauce)
50	2099.15	2099.15	2098.76	2099.29
100	2100.01	2100.01	2099.48	2100.35
150	2100.68	2100.68	2099.94	2101.10
200	2101.15	2101.15	2100.22	2101.62
350	2101.86	2101.78	2100.72	2102.43
470	2102.16	2102.05	2100.89	2102.75
630	2101.69	2102.52	2101.20	2103.25
730	2102.77	2102.59	2101.25	2103.46

Tabla 5.21.- Registro de nivel máximo. Compuertas de presa derivadora totalmente abiertas. (No hay captación)

Q (m ³ /s)	A1' (canal)	0+18.8 (canal)	0+ 040.86 (túnel)	12A (cauce)
815	2102.87	2102.68	2101.32	2103.66

Cabe destacar que cuando por el río circulan 815 m³/s, la presa derivadora se encuentra con todas sus compuertas abiertas y no hay captación.

Con los niveles medidos en las diferentes secciones y con las curvas de gasto de las respectivas secciones, se puede conocer el caudal que circula por el túnel y el caudal que circula hacia la presa derivadora.

Específicamente con la curva de gasto para la sección de control en el túnel de desvío se puede determinar el caudal que en ese momento circula por el túnel y por diferencia, el caudal que circula hacia la presa derivadora. A continuación en la tabla 5.22 se muestra la distribución de caudales. (Ver gráfico N° 20, Apéndice B).

Tabla 5.22.- Distribución del caudal total entre el túnel y la presa derivadora.

Q _{RIO} (m ³ /s)	Q Túnel Secc. Control 0+040.86	Q Presa	% Q Túnel	% Q Presa
50	27.5	22.5	55.0	45.0
100	55.0	45.0	55.0	45.0
150	78.8	71.2	52.5	47.5
200	100.0	100.0	50.0	50.0
350	135.0	215.0	38.6	61.4
470	150.0	320.0	31.9	68.1

630	176.0	454.0	27.9	72.1
730	180	550.0	24.7	75.3
815	185.0	630.0	22.7	77.3

De acuerdo con la tabla 5.22 el túnel captaría un caudal máximo de 185 m³/s el mismo que se registra cuando el río transporta 815 m³/s, lo que representa 22.7 % del caudal total; es de destacar que en tales circunstancias circulan hacia la presa derivadora 630 m³/s, siendo éste el caudal de diseño de la presa derivadora.

Para caudales en el río menores de 200 m³/s, el mayor aporte del caudal lo recibe el túnel de desvío no así la presa derivadora; para Q = 200 m³/s la distribución es uniforme y para Q > 200 m³/s el mayor aporte lo recibe la presa derivadora.

Sabemos que el túnel de desvío tiene una capacidad de 420 m³/s, sin peligro de un cambio repentino de flujo o taponamiento, es decir, sin cambios alternativos de flujo libre a presión y viceversa, sino sólo trabajando a flujo libre, lo cual es ideal.

Por lo que un caudal Q= 185 m³/s en el túnel de desvío equivale al 44 % de su capacidad.

Como parte de los estudios se incluyó la situación de tener todas las compuertas de la presa derivadora abiertas y el túnel de desvío operativo. Los resultados se exponen a continuación

Tabla 5.23.- Registro de niveles cuando el conjunto de obras está operativo. Las compuertas de la presa totalmente abiertas y no existe captación.

Q_{Río} (m³/s)	0+040.86 (m.s.n.m)
20	2098.45
30	2098.53
50	2098.69
100	2098.99
150	2099.23
350	2100.02

En estas condiciones los niveles de agua alcanzados en el túnel de desvío son menores comparados con los medidos cuando la presa derivadora se encuentra operativa con nivel normal de operación 2095.10 m.s.n.m, esto hace suponer que la captación por el túnel disminuye.

De acuerdo a los niveles obtenidos en los ensayos en modelo físico y a la curva de gasto de la sección de control 0+040.86 del túnel de desvío (Ver Gráfico N° 29), se puede obtener la capacidad del túnel para los niveles medidos según la tabla 5.24, y por diferencia el caudal circulante hacia la presa derivadora.

Tabla 5.24.- Distribución del caudal total entre el túnel y la presa derivadora. Las compuertas de la presa totalmente abiertas y no existe captación.

$Q_{\text{Río}}$ (m^3/s)	$Q_{\text{Túnel}}$ Sec 0+ 040.86 (m^3/s)	Q_{Presa} (m^3/s)	$Q_{\text{Túnel}}$ (%)	Q_{Presa} (%)
20	17.5	2.5	87.5	12.5
30	20	10	67.7	33.3
50	25	25	50.0	50.0
100	35	65	35.0	65.0
150	44	106	29.3	70.7
350	85	265	24.3	75.7

Según los resultados obtenidos y que se tabulan en la tabla 5.24, para caudales menores de $50\text{m}^3/\text{s}$, el mayor aporte del caudal lo recibe el túnel de desvío, no así la presa derivadora; para $Q = 50\text{m}^3/\text{s}$ la distribución es uniforme y para $Q > 50\text{m}^3/\text{s}$ el mayor aporte lo recibe la presa derivadora.

Efectivamente, en estas condiciones el caudal que fluye por el túnel es menor comparado con el que circula cuando la presa derivadora opera con el nivel normal 2095.10 m.s.n.m. es menor.

5.3.3.4 Análisis de los resultados

De los resultados obtenidos con los ensayos realizados: características del flujo, capacidad del túnel, régimen de transporte de sedimentos, distribución del caudal, etc., podemos determinar si el túnel de desvío puede ser aprovechado o no, para mejorar o aliviar, en cierto modo, a las obras de derivación.

Ventajas y desventajas

- De acuerdo con las estrategias que imponen las obras de desvío, se consigue una mayor capacidad de evacuación con el conjunto de obras; es decir presa derivadora y túnel de desvío.

Sabemos que para caudales en la presa derivadora mayores a $550 \text{ m}^3/\text{s}$, se suspende la captación; dicha situación se alcanza cuando por el río circulan $730 \text{ m}^3/\text{s}$, de los cuales $180 \text{ m}^3/\text{s}$ circulan por el túnel y $550 \text{ m}^3/\text{s}$ lo hace por la presa; en tales circunstancias el conjunto de obras representa un aumento de la capacidad de evacuación del 25% aproximadamente antes de dejar de operar, con respecto a la situación en la que sólo se encontraba operando la presa derivadora.

- El túnel de desvío presenta gran capacidad de transporte de sedimentos, transportando gran variedad de tamaños desde finos hasta grandes bolones, debido a las altas velocidades que se registran en él.

Sin embargo, para que ello suceda los sedimentos deberían ingresar hasta el túnel mismo a través del canal de aproximación.

Teniendo en cuenta que para caudales menores a $200 \text{ m}^3/\text{s}$ el mayor aporte lo recibe el túnel, correspondientemente la mayor cantidad de sedimentos circulará por el túnel, siendo los sedimentos como arenas, areniscas los que ingresan a través del canal de aproximación y llegan a ser fácilmente evacuados por el túnel.

Los sedimentos de mayor tamaño como los acarreo gruesos son transportados por caudales mayores y en dicha situación el mayor aporte lo recibe la presa derivadora, con una corriente principal dirigida hacia la presa, por lo que es imposible que los sedimentos gruesos lleguen a la zona de entrada e ingresen al canal y sean evacuados por el túnel.

Los sedimentos de arrastre más gruesos, prácticamente se colocan sobre la zona D tapan la entrada al túnel y en menor cantidad se depositan frente a las compuertas N° 3 y N° 2 del aliviadero de compuertas, siguiendo el mismo patrón establecido según ensayos detallados en los acápites anteriores.

La zona de depósitos en D se produce por el efecto de la curva en el río, denominado como curva A. Donde en su margen interna (zona D) se van depositando en el fondo los sedimentos más finos y en la superficie los sedimentos más gruesos que llegan a tener diámetros mayores de 1m. En tales condiciones no existe mayor problema de ocurrencia de corrientes secundarias que dificultan la captación.

- El problema de los sedimentos más gruesos no se vería resuelto, por la baja capacidad de transporte en la zona de entrada al canal de aproximación para caudales menores a $100 \text{ m}^3/\text{s}$, que sería el caudal máximo que circularía por el túnel.
- Si analizamos lo que ocurre en el túnel mismo, podríamos decir que su funcionamiento hidráulico es satisfactorio, ya que logra evacuar los sedimentos que llegan a él y los caudales por transportar, en general, serían menores a $185 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que representa una operatividad máxima aproximada del 44 % de su capacidad. Pero uno de los inconvenientes

más grandes que se presentaría es en cuanto al transporte de sedimentos dentro del túnel, lo que podría resultar en una severa erosión de las paredes, sobretodo, en las zonas de las curvas donde el impacto de las partículas que se desplazan a velocidades generalmente grandes del orden de los 10 m³/s, terminaría por dañar no sólo el revestimiento sino la estructura en sí, lo que se tendría que prever, en caso el túnel se mantuviera operativo.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De los resultados obtenidos en el modelo físico a escala reducida de las obras de desvío del río San Gabán, además de las observaciones realizadas en los apartados anteriores en que se discuten el comportamiento hidráulico de los experimentos en laboratorio realizados en el Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria de la Universidad de Piura, se desprenden las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- El túnel tal como está proyectado satisface la capacidad de diseño $Q=350 \text{ m}^3/\text{s}$, inclusive para la rugosidad prevista por el diseño, manteniéndose siempre sin obstrucción el libre espacio de circulación del aire entre el espejo de la superficie libre de agua y el techo del túnel.
- La cresta de la ataguía principal debe fijarse en la elevación 2107 m.s.n.m. Con dicha altura puede trabajar satisfactoriamente para todas las descargas hasta $450 \text{ m}^3/\text{s}$ después del cual los efectos de viento y otros harían que se inicie el rebose.
- Según lo anterior no es necesario el uso de gaviones en la corona de la ataguía principal.
- El conjunto de obras de desvío ataguía de altura 9 m y túnel de 7m de diámetro pueden desviar un caudal máximo de $420 \text{ m}^3/\text{s}$, superando en un 20 % el caudal de diseño de $350 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El flujo de agua tiene un buen comportamiento hidrodinámico a lo largo de las estructuras principales: canal de aproximación o de entrada, túnel, canal de salida para todas las descargas ensayadas. En el canal de entrada se observa un flujo de agua que se acelera de forma gradual a lo largo de toda su longitud hasta alcanzar el túnel. En el túnel el flujo también se presenta gradualmente variado con elevaciones y depresiones pero sin mayor problema de taponamiento del túnel.
- Para descargas superiores a los $420 \text{ m}^3/\text{s}$ el túnel trabaja como un orificio sumergido y para esas condiciones habría que elevar los muros del canal de entrada, así como elevar la corona de la ataguía.
- En el tramo comprendido entre el túnel de desvío, a lo largo de los últimos 70 m, desde la progresiva 0+070.60 hasta el final del canal de salida 0+162.88, se presentan velocidades y niveles que lo colocan en un estado de cavitación del orden de 1.3 en promedio, las velocidades son del orden de los 14 m/s y niveles entre 3.6 m y 2.5 m, para el caudal de diseño; por lo que se espera tener el fenómeno de cavitación y erosión en zonas donde ocurre la intrusión (piezas de forma angular sobresalidas) al flujo de agua.

Al ser un estado de cavitación incipiente cabe esperar problemas graves, sin embargo se recomienda eliminar y/o evitar todas las asperezas e imperfecciones que puedan quedar de

la construcción de las paredes en dicho tramo, en el caso del túnel se recomienda colocar las cimbras con precisión para evitarlas en lo posible. Es importante evitar en este tramo, y en un entorno de 10 metros aguas arriba del mismo, salientes de 2 cm.

- El flujo en el tramo en curva no presenta problemas en cuanto a ondas cruzadas, la relación anchura radio de curvatura es suficientemente pequeño para que estas ondas sean de baja magnitud. Lo confirma el valor del número de curva que es del orden de 0.78, menor que el límite para el rango de curvas del tipo débil, y también las observaciones realizadas en el modelo físico.
- Para un mejor control de los parámetros en el túnel debe preverse una sección de control de fácil acceso que permita conocer el caudal que circula por el túnel, dicha sección según resultados en el modelo hidráulico se establece en la progresiva 0+040.86 m en el canal de aproximación cuya curva de gasto se muestra en el gráfico N° 28, Apéndice B.
- El túnel funcionará con valores de número de Froude comprendidos entre 1.7 y 2.57 para la rugosidad de diseño. De acuerdo a la teoría hidráulica acerca de el desvío de ríos en túneles indica que el flujo debe ser rápido con números de Froude alrededor de 1.5. Este valor de número de Froude permite por tanto que el flujo que se establece en el túnel sea estable.
- La cota de coronación de la ataguía secundaria se determinó en 2090.00 m.s.n.m siendo dicha cota suficiente para retener el caudal de hasta 420 m³/s, que por retroceso pudiera inundar las obras.
- La erosión que se produce a la salida del túnel no representaría riesgo alguno para la estabilidad de las estructuras de descarga, pues la poza de erosión formada para todos los caudales se localiza, en el cauce mismo, bastante alejada de las cimentaciones a una distancia promedio de 14 m medidos desde el punto de descarga.

Para caudales menores a 150 m/s la disipación de energía se produce satisfactoriamente sin causar erosión. Se concluye también que para estos caudales el enrocado de 1.0 a 1,5 m colocado en la zona de descarga es suficiente para soportar los vertidos durante la etapa de desvío.

Para caudales iguales mayores a 200 m³/s se destruye parcialmente la rampa de enrocado, con presencia de pozas en el cauce.

Caudal (m ³ /s)	Profundidad máxima de erosión (m)
200	4.45
350	5.18
400	5.6
420	5.79

Para enrocados de 2 m de diámetro no se presentan mejoras sustanciales. Con bolones de 3,0m, la erosión causada es leve y es ésta una posibilidad de protección de la salida en caso de prolongar la función del túnel más allá de una obra provisional.

- Con los resultados de modelo se confirma que la pendiente de 3.18% adoptada para el túnel es capaz de evacuar el material que penetra en el canal de entrada desde el río hacia el túnel, existiendo poca probabilidad que el material se deposite, pues será arrastrado por la fuerza de la propia corriente, tal como se ha demostrado con los ensayos en modelo. Pudiendo transportar incluso bolones mayores de 3m

De los cálculos teóricos tenemos que el transporte de material sólido para el caudal de diseño alcanza valores de 966.87 Kg/s material que penetraría en la embocadura del túnel y sería evacuado.

- El caudal de rotura de la coraza que se forma en el cauce del río supera el caudal de diseño de las obras de desvío ($Q_{rot} = 400 \text{ m}^3/\text{s}$), por lo que es poco probable la ocurrencia de la rotura de la coraza en el periodo de desvío.
- En cuanto a la reutilización del túnel, tenemos que la disposición del túnel no logra evitar la acumulación de sedimentos gruesos en la zona proyectada de las obras de derivación; ni tampoco sería útil introducir algunos dispositivos que ayuden la evacuación de sedimentos de arrastre hacia el túnel, ya que serían varios por la poca capacidad de transporte de sedimentos gruesos en la zona. Cualquier otra modificación no reflejaría una mejora sustancial en lo concerniente a los sedimentos, lo que sería el mayor reto por solucionar, ya que por lo demás las obras están ya diseñadas.
- Una de las principales bondades del conjunto operativo es el aumento de capacidad de evacuación, que se incrementa hasta en un 25 %, según esto podría llegar a utilizarse el túnel para evacuar parte del caudal del río y disminuir el caudal que circula por la presa derivadora; pero con el consiguiente mantenimiento periódico del túnel de desvío, lo que a largo plazo podría resultar poco económico.
- En condiciones que la presa derivadora se encuentre fuera de operación, por limpieza de sedimentos en época de caudales bajos, el túnel operativo reduciría la presencia de flujo de agua con una mejor eficiencia para realizar los trabajos de limpia mecánica. En ese caso en el inicio del canal de entrada debe proveerse con una compuerta. Así podría servir durante la operación de la obra para desviar el flujo muy cargado de sedimentos en suspensión antes que este llegue a la toma o a evacuar excedencias de caudal.

- De los cálculos teóricos se determinó que el par ataguía de 10 m, túnel de 6.5 m es el más económico además de cumplir con las exigencias hidráulicas. Sin embargo por una diferencia de 5% en costos se puede tener el par ataguía 9 m, túnel 7 m con capacidad como ya se ha mencionado de hasta 420 m³/s.
- Es importante determinar que los valores obtenidos por formulaciones teóricas en muchos de los casos han sido menores que los encontrados en el modelo. Siendo recomendable utilizarlas pero con datos determinados a partir de los resultados en modelo hidráulico.
- En problemas concretos de proyectos de obras e intervenciones fluviales, el modelo reducido, aunque puede ser algo costoso y necesita un tiempo de construcción y ensayo, supone un ahorro mucho mayor gracias a las mejoras introducidas, a la corrección de defectos que hubieran obligado a obras futuras de reparación, al mejor conocimiento y a la mayor seguridad que se consigue. La tranquilidad para todos los actores de la obra (proyectista, administración, ciudadanos) y el poder de convicción del ensayo experimental son valores añadidos del modelo reducido.

Bibliografía

Falvey, H. (1990). *Cavitación in chutes and spillways*. Denver Colorado United States: Department of the interior Bureau of Reclamation.

Camargo, J., Franco, V. (1989). *Diseño y funcionamiento de cubetas deflectoras*. México: Series DF del instituto de ingeniería UNAM.

Horace, W. (1980). *Hidráulica*. México D.F: Trillas.

Lajos, I., *Hidraulic Models*. (1980). Colorado USA: Water resources publications.

Echavez, G. (1979). *Cavitación en vertedores*. México: Instituto de ingeniería. Universidad nacional autónoma de México.

Aguirre Pe, J. (1980). *Hidráulica de los sedimentos*. Venezuela: Universidad de los Andes Facultad de Ingeniería.

Torres, F. (1983). *Obras hidráulicas*. México: LIMUSA.

Rocha, A. (1998). *Introducción a la hidráulica fluvial*. Perú: Facultad de ingeniería civil. Universidad Nacional de Ingeniería.

Schoklitsch, A. (1968). *Construcciones hidráulicas tomo I y II*. España: Editorial Gustavo Gili, S.A.

Simons, D. (1977). *Sediment transport technology*. USA: Water resources Publications.