



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

INVESTIGACIÓN EN MODELO HIDRÁULICO DE LA REPRESA DE LA HIDROELÉCTRICA CHIMAY

Alejandro Alfredo Herrera Paz

Piura, 17 de Noviembre de 2004

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

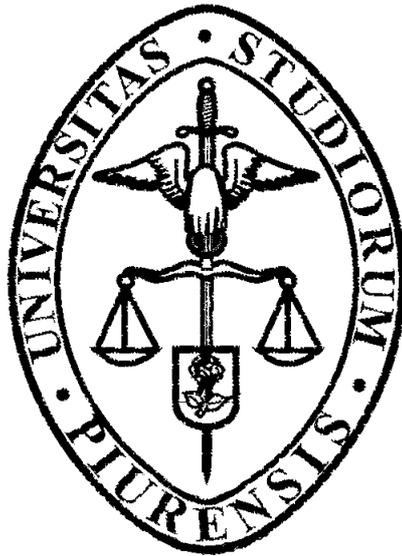
Noviembre 2004



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**



“Investigación en modelo hidráulico de la represa de la hidroeléctrica Chimay”

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

Alejandro Alfredo Herrera Paz

Asesor : Ing. Jorge Reyes Salazar

Piura, Agosto 2004

PRÓLOGO

Es de gran importancia la presa, dentro del conjunto de obras de una central hidroeléctrica, pues ella permitirá embalsar un volumen necesario de agua para su captación y posterior generación de energía. Si la presa no cumple su función adecuadamente, debido a la presencia de fenómenos hidráulicos perjudiciales, tendrían como consecuencias pérdidas económicas, disminución de vida útil, etc; dichas pérdidas no solamente serían para los administradores de ésta sino para la población que se beneficia con la energía que la central produce.

Se puede recurrir a modelos físicos para investigar diversos fenómenos hidráulicos y sedimentológicos que se originarán en las obras de derivación. El costo y el tiempo de la investigación es significativamente bajo en comparación con la construcción del prototipo, pero 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.

Por tanto, los modelos físicos son 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, hoy en día se utilizan modelos matemáticos 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. Se sabe que en hidráulica no todos los fenómenos tienen fórmulas matemáticas que describan completamente un fenómeno, especialmente aquellas que involucran la interacción con las partículas sólidas; como por ejemplo la erosión local en una estructura de forma complicada. En tal sentido, encontramos en la modelación física una herramienta para dichos 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, Hidrología e Ingeniería Sanitaria de la Universidad de Piura, por encargo de la empresa Electrowatt Engineering S.A., realizó la investigación en modelo hidráulico de la presa Chimay ubicada en el río Tulumayo. En ella se estudiaría geometría de la presa con el propósito de lograr un flujo paralelo sin vórtices en ésta, además de estudiar el fenómeno de sedimentación en la presa y su limpieza efectiva.

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

Agradezco a Dios por haberme dado luces para realizar este trabajo. Deseo extender mi agradecimiento a todos los ingenieros y amigos del Instituto de hidráulica y de la Facultad de Ingeniería de ésta Casa de Estudios, sin su apoyo y aporte no hubiera podido hacer realidad la implementación de éste trabajo. Agradezco en forma especial al Ing. Jorge Reyes Salazar, mi asesor y amigo, por sus muchas horas invertidas en mi formación profesional y por sus consejos académicos y humanas para el desarrollo de la presente tesis.

RESUMEN

La presente tesis muestra el desarrollo y resultados de una investigación realizada en modelo hidráulico de la presa Chimay ubicada en el río Tulumayo, con el fin de optimizar la geometría de la presa con el propósito de lograr un flujo paralelo sin vórtices en ésta y en estudiar el fenómeno de sedimentación en la presa y su limpieza efectiva.

La escala del modelo fue de 1:40, modelándose 200 m aguas arriba y 400 m aguas abajo del eje de la presa, entre los elementos que se construyeron se encuentran: la presa derivadora, la toma. En él se investigó el diseño original de las estructuras mencionadas. Con los resultados obtenidos, se hicieron mejoras al diseño original, investigándose en el diseño modificado permitiendo cumplir el objetivo planteado. En general los resultados obtenidos verifican el funcionamiento eficiente de la presa.

La tesis también dedica una parte significativa en explicar los fundamentos teóricos de la modelación y los procesos sedimentológicos.

ÍNDICE GENERAL

| | |
|---|-----------|
| INTRODUCCIÓN | 01 |
| CAPÍTULO 1 NOCIONES PRELIMINARES | 03 |
| 1.1 Información básica sobre la central hidroeléctrica Chimay | 03 |
| 1.1.1 Ubicación | 03 |
| 1.1.2 Descripción | 03 |
| 1.1.3 Obras civiles | 04 |
| 1.2 Características del río Tulumayo en el tramo de obras | 06 |
| 1.2.1 Morfología y sedimentología | 06 |
| 06 | |
| 1.2.2 Hidrología | 07 |
| 1.3 Estudio en modelo físico | 08 |
| 1.3.1 Descripción general del modelo reducido | 08 |
| CAPÍTULO 2 MODELACION HIDRÁULICA | 11 |
| 2.1 Generalidades | 11 |
| 2.2 Modelos hidráulicos | 11 |
| 2.3 Aporte y aplicación de los modelos hidráulicos | 12 |
| 2.4 Clasificación general de los modelos hidráulicos | 13 |
| 2.4.1 Modelo físico | 13 |
| 2.4.2 Modelo analógico | 14 |
| 2.4.3 Modelo matemático | 15 |
| 2.5 Importancia y uso de modelos físicos en una investigación | 16 |
| 2.6 Bases teóricas de modelación física | 18 |
| 2.7 Análisis adimensional | 18 |
| 2.7.1 Aplicación de las leyes de semejanza al diseño de modelos | 18 |
| 18 | |
| Físicos | |
| 2.7.2 Leyes de semejanza condicionantes del diseño | 20 |
| 2.7.2.1 Modelos a semejanza de Froude | 20 |
| 2.7.2.2 Modelos a semejanza de Reynolds | 20 |
| 2.7.2.3 Modelos a semejanza de Weber | 20 |
| 2.8 Principios de similitud en modelo físico | 21 |
| 2.8.1 Similitud geométrica | 21 |
| 2.8.2 Similitud cinemática | 22 |
| 2.8.3 Similitud dinámica | 22 |
| 2.8.4 Similitud sedimentológica | 24 |
| 2.8.4.1 Selección del material del lecho móvil | 24 |
| 2.9 Efectos de escala | 25 |
| 2.10 Calibración | 26 |

| | | |
|-------------------|---|-----------|
| CAPÍTULO 3 | CONSTRUCCIÓN DEL MODELO | 27 |
| 3.1 | Selección del modelo y escala de traslación | 27 |
| 3.2 | Descripción del modelo | 29 |
| 3.3 | Verificación del modelo | 34 |
| 3.4 | Instrumentación utilizada en el modelo | 34 |
| 3.5 | Efectos de escala | 35 |
| 3.6 | Calibración del modelo | 36 |
| | | |
| CAPÍTULO 4 | PROCESOS SEDIMENTOLOGICOS | 39 |
| 4.1 | Generalidades | 39 |
| 4.2 | Propiedades de los sólidos | 39 |
| 4.3 | Origen y clasificación de sólidos | 42 |
| 4.3.1 | Acarreos | 43 |
| 4.3.2 | Légamos | 45 |
| 4.4 | Similitud geométrica transporte de sólidos | 45 |
| 4.4.1 | Capacidad de transporte | 46 |
| 4.4.2 | Erosión y socavación | 49 |
| 4.4.2.1 | Socavación en las salidas | 50 |
| 4.4.2.2 | Erosión producida por el movimiento de los acarreos. | 55 |
| 4.5 | Determinación del caudal de rotura de la coraza | 55 |
| 4.6 | Régimen de transporte de sedimentos en el río Tulumayo de las obras. | 57 |
| 4.7 | Granulometría del lecho del río Tulumayo en las proximidades | 58 |
| | | |
| CAPÍTULO 5 | INVESTIGACION EN EL MODELO HIDRÁULICO Y RESULTADOS | 65 |
| 5.1 | Introducción | 65 |
| 5.1.1 | Principales propósitos de la investigación | 65 |
| 5.1.2 | Metodología de la investigación | 65 |
| 5.1.3 | Programa preliminar de ensayos | 66 |
| 5.2 | Programa de ensayos hidráulicos | 67 |
| 5.2.1 | Diseño original | 67 |
| 5.2.1.1 | Cauce | 67 |
| 5.2.1.2 | Compuertas de fondo y de superficie | 69 |
| 5.2.1.3 | Cuenco amortiguador | 69 |
| 5.2.1.4 | Desgravador | 72 |
| 5.2.1.5 | Ataguía | 73 |
| 5.2.1.6 | Toma | 74 |
| 5.2.1.7 | Análisis de resultados | 74 |
| 5.2.2 | Diseño modificado | 75 |
| 5.2.2.1 | Cuenco amortiguador | 75 |
| 5.2.2.2 | Toma | 77 |
| 5.2.2.3 | Desgravador | 82 |

| | | |
|--|--|-----------|
| 5.2.3 | Programa de ensayos sedimentológicos | 82 |
| 5.2.3.1 | Ensayos Grupo "A" | 82 |
| 5.2.3.2 | Ensayos Grupo "B" | 84 |
| 5.2.3.3 | Ensayos Grupo "C" | 85 |
| 5.2.3.4 | Ensayos Grupo "D" | 86 |
| CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | | 89 |
| 6.1 | De la investigación hidráulica | 89 |
| 6.2 | De la investigación sedimentológica | 91 |
| 6.2.1 | Grupo "A" | 91 |
| 6.2.1.1 | Purga con caudal de 200 m ³ /seg. | 91 |
| 6.2.2 | Grupo "B" | 92 |
| 6.2.2.1 | Purga con caudal de 200 m ³ /seg. | 92 |
| 6.2.3 | Grupo "C" | 92 |
| 6.2.3.1 | Purga con caudal de 200 m ³ /seg. | 92 |
| 6.2.4 | Grupo "D" | 93 |
| 6.2.4.1 | Purga con caudal de 200 m ³ /seg. | 93 |
| BIBLIOGRAFÍA | | 95 |
| APÉNDICE A: PLANOS | | 97 |

INTRODUCCIÓN

La presente tesis, se expone en 6 capítulos, abarcando fundamentos teóricos y los datos de partida para la investigación hidráulica física; así también la investigación propia de la presa derivadora.

El capítulo 1, Nociones Preliminares, trata de las características de la central hidroeléctrica Chimay, y de las características del río Tulumayo donde se encuentran ubicadas las obras de captación de la central. El capítulo termina con una descripción del modelo reducido estudiado.

El capítulo 2, denominado Modelación Hidráulica, se presenta 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.

La construcción, verificación y cómo se realizaron las mediciones de velocidad y caudal del modelo, se presenta en el capítulo 3.

Procesos Sedimentológicos, título del capítulo 4, muestra los procesos de transporte, erosión y socavación del lecho de los ríos, refiriéndose a su vez al caso del río Tulumayo.

En el capítulo 5 se presenta la investigación experimental del diseño original de las estructuras: detallan los ensayos respecto a la capacidad de captación, arrastre y deposición de sedimentos, así como también una revisión del diseño hidráulico de las obras. Así mismo encontraremos la investigación del diseño modificado.

En el capítulo 6, se exponen las conclusiones y recomendaciones a partir de los resultados obtenidos en el modelo físico, de las observaciones y cálculos realizados, también algunas recomendaciones para el uso de los modelos matemáticos. Por último los apéndices resumen las representaciones gráficas que complementan la investigación.

CAPITULO 1

NOCIONES PRELIMINARES

1.1 Información general sobre la CC.HH

1.1.1 Ubicación

Las obras de derivación y captación de la Central Hidroeléctrica Chimay se encuentran ubicadas sobre el río Tulumayo, en el Ande Oriental en el centro del Perú. Éste río es tributario principal del río Perené está a 1200 m.s.n.m, en la provincia de Jauja, departamento de Junín. En la Fig. 1.1 se muestra la ubicación de las obras.

El acceso a la zona es mediante la carretera asfaltada Lima-La Oroya-Tarma-San Ramón, desde la que se accede a los diferentes frentes de obra mediante la carretera vecinal que une las poblaciones de Uchubamba y Chacaybamba con la ciudad de San Ramón. La distancia entre San Ramón y el Proyecto es de 35 km, aproximadamente.

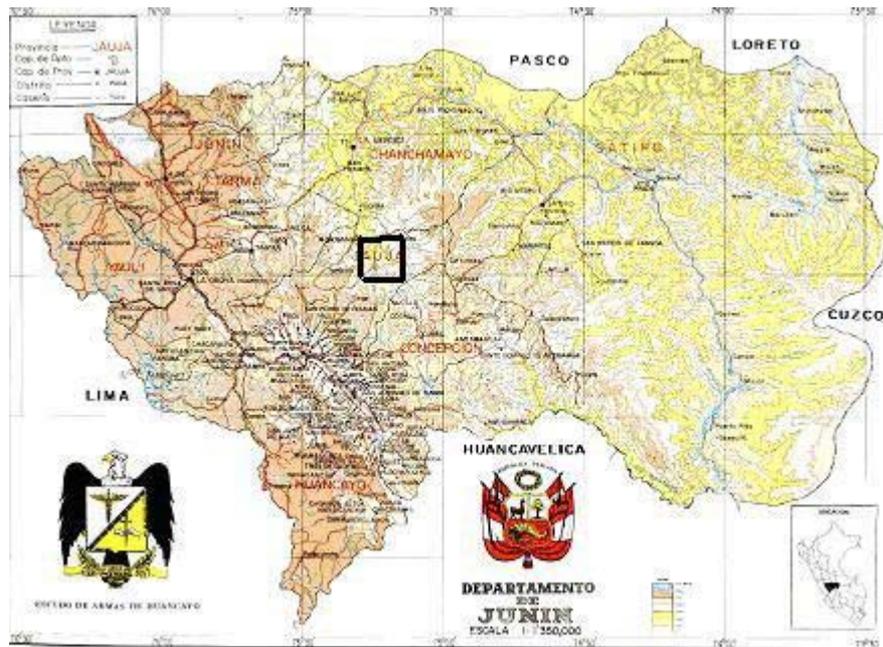


Fig 1.1.- Ubicación general de las obras de la hidroeléctrica Chimay.

1.1.2 Descripción

El dueño del proyecto es la empresa eléctrica Edegel S.A.A., y fue desarrollado por un consorcio formado por un constructor argentino y diseñadores y equipamientos europeos. El proyecto se implementó en un período de 25 meses.

La mayor estructura del proyecto es un barrage de concreto, en el área superior, de 75 m de ancho y una presa tierra de 160 m de ancho, el cual es un reservorio de regulación diaria con un volumen promedio de 1.5 millones de m³ para la generación de energía en la estación seca.

La central hidroeléctrica cuenta con una potencia instalada de 140 Mw, proporcionada por dos turbinas tipo Francis de 72 Mw cada una y un caudal de diseño de 82 m³/s.

La Central hidroeléctrica ha sido diseñada para un período de 50 años que asegura el desarrollo de la zona sur este del país.

1.1.3 Obras civiles

La presa de regulación horaria y las obras de toma se ubican en la cota 1314.00 m.s.n.m en el cauce del río Tulumayo, a unos 400 m aguas arriba de la confluencia de la quebrada Chacaybamba con el río.

Estas estructuras se colocaron en base a los planos entregados por la firma Electrowatt, en la Fig. 1.2 se muestra en planta las obras civiles modeladas.

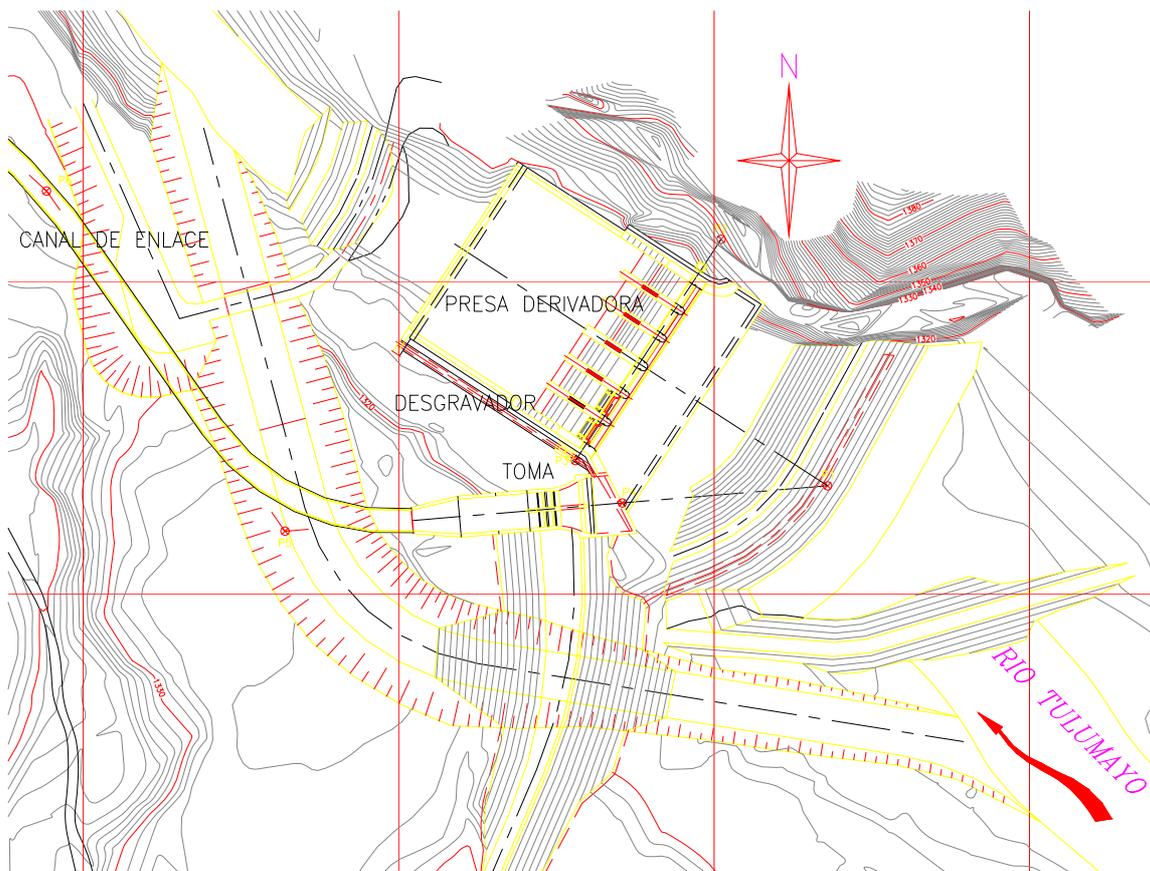


Fig 1.2.- Planta de las obras civiles.

a. LA PRESA

La presa, diseñada para la regulación diaria en el río y para derivar las aguas a las obras de conducción, está constituida por:

- Dique de concreto en el extremo izquierdo, con tres compuertas radiales de fondo de 8 m de ancho, con solera sobre los 1314.00 m.s.n.m.
- Dique en el extremo derecho, que opera como vertedero libre con compuertas radiales de superficie de 8 m de ancho, con umbral del vertedero sobre los 1323.00 m.s.n.m.
- Dos clapetas en los vanos 1 y 2, con umbral del vertedero en la cota 1327.50 m.s.n.m. de 5 m de ancho por un metro de alto cada una, para la regulación final del nivel del embalse y la eliminación de cuerpos flotantes frente a la toma.
- Losa de aproximación aguas arriba de la presa de 20 m de longitud.
- Cuenco amortiguador, aguas abajo de la presa, con cota de solera 1309.60 m.s.n.m., necesaria para reducir el efecto erosivo en el río cuando operen las compuertas.
- Umbral a la salida del cuenco amortiguador con talud 1:1 y cota máxima de 1311.00 m.s.n.m.

En los planos N° 01 y 02 del apéndice A, se pueden apreciar la planta de la presa y sus cortes, respectivamente.

b. OBRA DE TOMA

Ubicada en la margen izquierda de la presa derivadora (ver planos No 03 y 04, apéndice A.)

Para evitar, en todo lo posible, la acumulación de caudal sólido de fondo y de cuerpos flotantes frente a la toma, esta estructura consiste en:

- Muro sumergido de un ancho de 18.56 m y una altura de 4.5 m. El borde inferior del muro se encuentra en la cota 1322.30 m.s.n.m.
- Umbral de entrada con cota superior de 1317.50 m.s.n.m.
- Canal de colección del caudal sólido de fondo con un ancho promedio de 6 m y 7.8% de pendiente, evitando que el material sólido llegue hasta las compuertas de toma. El punto más bajo del canal de colección se encuentra en la entrada del desgravador (canal de purga).

- Dos vanos de entrada hacia las compuertas de regulación de un ancho de 8 m cada uno y 5 m de alto, provistos con una reja excluidora, cuya separación entre barras es de 0.10 m.
- Dos compuertas de regulación de 5 m de ancho y 4.5 m de altura.
- Cuenco amortiguador para evitar cambios del régimen de flujo en el canal de enlace.
- Transición entre el cuenco amortiguador y el canal de enlace.

c. CANAL DE ENLACE

El canal de enlace lleva el agua desde la toma, hasta la estructura del desarenador, con una sección típica de 6.50 m de ancho y 5.20 m de alto y una pendiente de 0.1%. Es de destacar que este canal fue modelado sólo en parte de su longitud.

d. DESGRAVADOR

Equipado con una compuerta deslizante que permite la purga del sistema, bajo una pendiente de 5.6% y hasta la cota de salida de 1311.25 a la altura del final del muro izquierdo del cuenco amortiguador (ver plano No 03, apéndice A.)

1.2 Características del río Tulumayo en el tramo de obras

1.2.1 Morfología y Sedimentología

El río Tulumayo, con una pendiente del cauce natural de 1.1% en promedio, nace a los 5300 m.s.n.m. en el nevado Huaytapallana con el nombre del río Huaruchaca. Otro tributario importante es el río Comas en cuyas nacientes cuenta con una serie de lagunas. Estos ríos confluyen a los 3000 m.s.n.m., en las inmediaciones del poblado Comas, donde el río se orienta hacia el NNO. En su recorrido, recibe el aporte de varios afluentes hasta llegar a los 1325 m.s.n.m. donde confluye con los ríos Marancocha y Uchubamba para, a partir de esta sección, tomar su nombre definitivo.

Las condiciones morfológicas de ésta área están controladas principalmente por la naciente del río Tulumayo a partir de la confluencia del río Comas con el río Uchubamba, 800 m, aguas arriba del eje del barraje proyectado, y la desembocadura de la quebrada Chacaybamba en la margen izquierda ubicada a 400 m, aguas abajo de dicho eje, caracterizándose por la mayor amplitud del valle con mayor sedimentación, el mismo que se angosta aguas abajo de ésta área.

La margen izquierda es una amplia terraza definida por dos conos de deyección, del río Uchubamba, aguas arriba del barraje y el de la quebrada Chacaybamba que influye en el barraje, canal y desarenador, éstos conos presentan una pendiente de 2 a 5, están limitados en el pie del talud por conos de escombros con pendientes de 15

a 20 y afloramientos rocosos de composición granítica con pendiente de 40 a 60, los primeros consisten en bloques envueltos en arenas gruesas y los macizos rocosos se presentan moderadamente alterados y fracturados, con dureza de 40 a 80 Mpa.

El cono de deyección del río Uchubamba consiste predominantemente en cantos rodados y bolonería 60% y arena gruesa 40% con algunas lentes de arena fina y gravilla.

El de la quebrada Chancaybamba, por ser de naturaleza aluviónica, tiene una composición más variable y heterogénea, consistente en intercalaciones de capas originadas por los flujos de lodo, limo arcilloso y bloques, con capas de gravilla y arena. En profundidad se han determinado horizontes de cantos rodados y arena, lo cual nos indica que la ocurrencia de los aluviones han desplazado el cauce del río Tulumayo de la margen izquierda a la margen derecha donde se le ubica actualmente, verificando ésta hipótesis en base a la interpretación de los perfiles geofísicos de refracción sísmica, resistividad, sondajes diamantinos y mapeo geológico.

En cuanto a los sedimentos de transporte de fondo, el Tulumayo es un típico río Andino de fuerte pendiente, con lecho móvil conformado por material desde arena hasta bolonería de 40 a 50 cm de diámetro.

El material de mayores dimensiones es transportado por los caudales más altos y conforme éstos disminuyen las partículas más grandes dejan de moverse, formando un acorazamiento del lecho. Este efecto impide que para caudales menores el río desarrolle toda su capacidad de transporte.

Aproximadamente a 500 metros aguas arriba de la sección de la toma, desemboca al río Tulumayo por su margen izquierda, el río Uchubamba, que es un río de menor área de cuenca, pero de mayor pendiente y fuerte aporte de sedimentos de fondo. De acuerdo a la morfología del lecho después de la confluencia se puede apreciar la presencia de terrazas en la margen derecha que pueden deberse a grandes avenidas de éste río.

1.2.2 Hidrología

La cuenca del río hasta la toma del proyecto, que se encuentra a un kilómetro aguas abajo de la confluencia del río Comas con el Uchubamba, abarca unos 2362 Km². El recorrido del río hasta este punto es de unos 78 Km de longitud.

Aguas abajo, el río Tulumayo recibe más afluentes, siendo el principal el río Monobamba, en cuyo tramo final la mina San Vicente ha construido la central hidroeléctrica que lleva el nombre de Monobamba.

No existen obras en la cuenca que alteren el régimen natural de los caudales.

Durante los períodos de estiaje, el ancho del río en la zona varía entre 30 y 50 metros, mientras que a la cota 1326 en la zona de la presa, el ancho de la sección llega a los 250 metros. El área de la cuenca involucrada es de 2364 Km².

Aguas abajo existen dos secciones de aforo, Libertad y La Florencia que tienen registros desde 1994 y 1993 respectivamente; de la información de niveles diarios, vemos:

| | Promedio | Diario máx | Excepcional | Estiaje |
|----------------------------|-----------------|-------------------|--------------------|-----------------------------|
| Caudal m ³ /seg | 200 | 500 | 800 a 1000 | 25 a 35 m ³ /seg |

1.3 Estudio en modelo físico

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

Dentro de estas obras, las más importantes para el buen funcionamiento hidráulico de toda la central hidroeléctrica, son las obras de captación. Todo ello justifica un estudio cuidadoso y de ser posible en modelo reducido de tal manera que garantice el buen funcionamiento.

Electrowatt Ingenieros Consultores S.A. y el Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria de la Universidad de Piura (IHHS) firmaron un contrato para que este último realice la investigación en modelo hidráulico de las obras de captación de la Central Hidroeléctrica Chimay, en enero de 1999 se inició la modelación.

El modelo se realizó a escala 1:40 abarcando aproximadamente 620 m del cauce, 220 m aguas arriba y 400 m aguas debajo de la presa.

1.3.1 Descripción general del modelo reducido

El modelo reducido de las obras de captación de la central hidroeléctrica Chimay, en el río Tulumayo, 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, modelo del río, modelo de las obras de captación, derivación y tanque de salida.

El modelo de río comprende 620 m de longitud en prototipo, 220 m aguas arriba y 400 m aguas abajo de la presa, esto permite representar debidamente las características del flujo en toda la influencia de la toma. Las paredes de cierre son de ladrillo y rellenas con material granular. Se sacaron de los planos del proyecto (plano topográfico) las secciones transversales perpendiculares al eje del río para reproducirlo, sin y con obras de captación. Estas secciones se conformaron con

material granular natural de acuerdo con los números de Manning estimados para las distintas zonas del modelo.

En la Fig. 1.3 se observa la disposición de las secciones a lo largo de las obras modeladas.

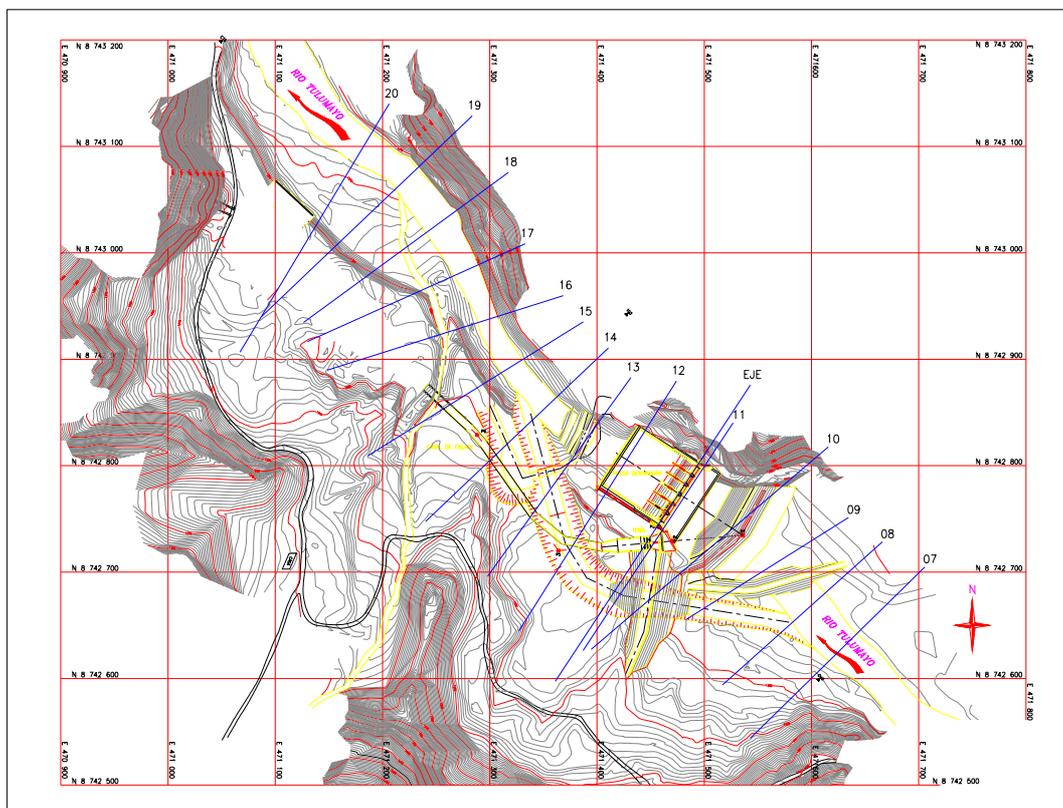


Fig 1.3.- Ubicación en planta de las secciones transversales del río Tulumayo.

CAPITULO 2

MODELACIÓN HIDRÁULICA

2.1 Generalidades

Con frecuencia, el ingeniero debe dar soluciones factibles, en base a ciertos requerimientos, a problemas ingenieriles. Debe decidir a priori el enfoque, técnicas o métodos más convenientes para cada caso en particular.

Algunas veces, estas soluciones pueden ser sencillas, debido a que están bien definidas tanto la parte técnica como la parte económica, por lo que sólo basta aplicarlas.

En otros casos, los problemas son complejos o desconocidos como es el de conocer el comportamiento hidráulico del flujo de agua al pasar por una presa derivadora y al ser captada por una toma. En estos casos, se evaluará que tipo de investigación se va a adoptar. Dicha investigación se iniciará conceptualizando y esquematizando el problema, después se seleccionará la técnica física o matemática para estudiar el problema. 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.

2.2 Modelación hidráulica

La modelación se ha desarrollado notablemente en el campo de la hidráulica, existen evidencias de estudios de diseños hidráulicos realizados desde tiempos antiguos, mediante pequeñas representaciones de estructuras y máquinas, por 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.

2.3 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, fenómenos de infiltración o tramos de ríos 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 métodos eficaces 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.

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.

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.

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.

Dichos modelos se plantearán 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.

2.4 Clasificación general de los modelos hidráulicos

2.4.1 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 ampliación, 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 simplificada 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 determinados 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.

2.4.2 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).

2.4.3 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 2.1.- 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 2.2.- 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.

2.5 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 despear 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.

2.6 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 viceversa.

2.7 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.

2.7.1 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 $Fr = 1$, 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.

2.7.2 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.

2.7.2.1 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.

2.7.2.2 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.

2.7.2.3 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.

2.8 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.

2.8.1 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:

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

Relación de áreas:

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

Relación de volúmenes:

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 2.4.1. 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.

2.8.2 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.

2.8.3 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: $M \cdot a$ 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 $Fr = 1$, 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:

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

2.8.4 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.

2.8.4.1 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/m³; γ_s peso específico del sedimento igual a 26683 N/m³; τ esfuerzo cortante N/m²; ρ densidad en Kg/m³.

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.

2.9 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 $h \geq 1,5\text{cm}$.

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.

2.10 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.

CAPITULO 3

CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

3.1 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 2.8.1 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 1:40, de manera que 1.00 metro de modelo indica 40 metros de prototipo.

La escala 1:40 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 atagüa misma.

El uso de un modelo no distorsionado, con lecho móvil permite estudiar el proceso de erosión.

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 se muestran en la tabla 3.1:

Tabla 3.1.- Escalas de traslación según la ley de Froude

| Parámetro | Símbolo | Escala |
|---------------------------|---------|------------------------|
| Longitud, ancho, altura | L, B, H | $L_r = 40$ |
| Area | A | $L_r^2 = 1600$ |
| Volumen | V | $L_r^3 = 64000$ |
| Tiempo | T | $L_r^{1/2} = 6.325$ |
| Velocidad | V | $L_r^{1/2} = 6.325$ |
| Caudal | Q | $L_r^{5/2} = 10119.29$ |
| Coefficiente de rugosidad | η | $L_r^{1/6} = 1.8493$ |
| Número de Reynolds | Re | $L_r^{3/2} = 252.98$ |

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 3.2.

Tabla 3.2.- Escala de relación modelo prototipo

| Parámetro | Relación escala | | Magnitudes | |
|-----------|-----------------|-------------------|-----------------------|----------------------|
| | Escal a | Relación numérica | Prototipo | Modelo |
| Longitud | L_r | 40 | 40 m | 1 m |
| Area | L_r^2 | 1600 | 1000 m ² | 0.625 m ² |
| Velocidad | $L_r^{1/2}$ | 6.325 | 1 m/s | 0.158 m/s |
| Descarga | $L_r^{5/2}$ | 10119.29 | 400 m ³ /s | 39.53 l/s |
| Tiempo | $L_r^{1/2}$ | 6.325 | 1 min | 9.49 s |
| rugosidad | $L_r^{1/6}$ | 1.8493 | 0.025 | 0.013 |

Como resultado de escoger una escala 1:40 entre el prototipo y el modelo, todas las dimensiones en el modelo superan los 10 cm.

El modelo tiene una capacidad para alcanzar un caudal máximo equivalente a 2000 m³/s en el río Tulumayo que corresponde en modelo a 198 l/s, esta capacidad es muy superior al caudal máximo a modelar. 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.

3.2 Descripción del modelo

El modelo a escala 1:40 de la represa de la central hidroeléctrica Chimay en el río fue construido en las instalaciones del Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria de la Universidad de Piura, como se muestra en la Fig. 3.1

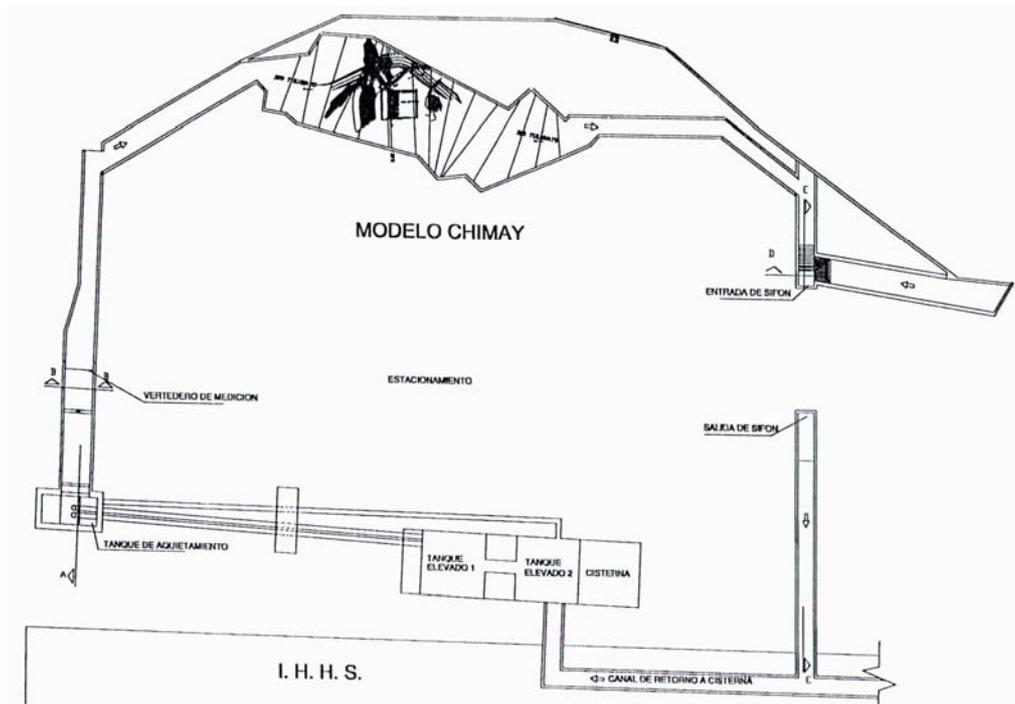


Fig. 3.1.- Ubicación del modelo hidráulico Chimay en el Instituto de Hidráulica de la Universidad de Piura.

Para reproducir con una buena precisión la topografía, se obtuvieron 14 secciones transversales del plano topográfico con curvas de nivel, distribuidas en 5 secciones aguas arriba y 9 secciones aguas abajo del eje de la toma. La ubicación de estas secciones se ha mostrado en la Fig. 1.3 del acápite 1.3.1 del capítulo 1.

- Se construyó un canal de ingreso al modelo, con capacidad suficiente para transportar el caudal máximo de ensayo.
- En la primera parte de la investigación, se contó con un vertedero trapezoidal de pared delgada, que permitió elegir el caudal que ingresa al modelo (ver Fig. 3.2 y tabla 3.3.) En la tabla 3.3 se observa que, para el caudal de $400 \text{ m}^3/\text{seg.}$ se tuvo una carga de 6.44 cm y para el caudal de $2000 \text{ m}^3/\text{seg.}$ se obtuvo una carga de 18.84 cm.

Fig. 3.2.- Vertedero Tipo Cipolletti

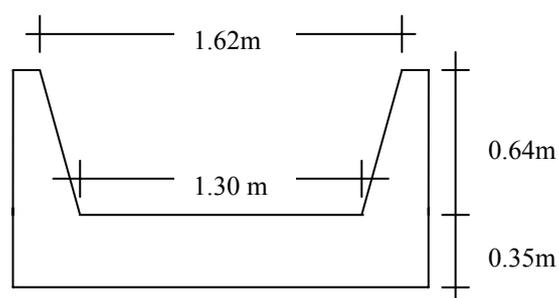


Tabla 3.3.- Vertedero Tipo Cipolletti

| H (cm) | Qmod (l/s) | Qprot (m³/s) |
|---------------|-------------------|--------------------------------|
| 2.53 | 9.88 | 100 |
| 3.35 | 14.82 | 150 |
| 4.06 | 19.76 | 200 |
| 5.32 | 29.65 | 300 |
| 6.44 | 39.53 | 400 |
| 7.48 | 49.41 | 500 |
| 7.97 | 54.35 | 550 |
| 8.44 | 59.29 | 600 |
| 9.36 | 69.17 | 700 |
| 10.23 | 79.06 | 800 |
| 11.06 | 88.94 | 900 |
| 11.87 | 98.82 | 1000 |
| 12.65 | 108.70 | 1100 |
| 13.40 | 118.58 | 1200 |
| 14.14 | 128.47 | 1300 |
| 14.85 | 138.35 | 1400 |
| 18.84 | 197.64 | 2000 |

Fuente: Informe Final CENTRAL HIDROELÉCTRICA CHIMAY - 111 MW
INVESTIGACIÓN EN MODELO HIDRÁULICO, ESCALA 1:40

En la segunda parte, se colocó un vertedero rectangular de pared delgada, que permitió medir los mismos caudales, pero con cargas mayores (ver Fig. 3.3 y tabla 3.4.) En la tabla 3.4 se observa que, para el caudal de 400 m³/seg. se obtuvo una carga de 9.99 cm.

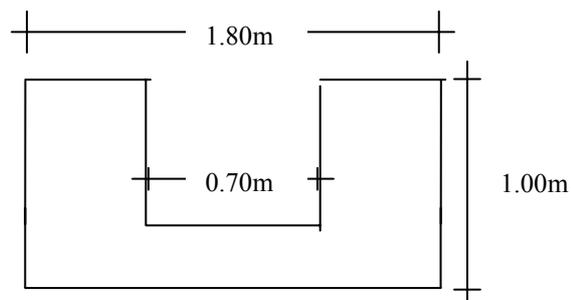
Fig. 3.3.- Vertedero Rectangular

Tabla 3.4.- Vertedero Rectangular

| H (cm) | Qmod (l/s) | Qprot (m³/s) |
|---------------|-------------------|--------------------------------|
| 5.00 | 14.19 | 143.64 |
| 6.25 | 19.76 | 200.00 |
| 7.00 | 23.38 | 236.56 |
| 8.00 | 28.48 | 288.18 |
| 9.00 | 33.88 | 342.86 |
| 9.99 | 39.53 | 400.00 |
| 11.00 | 45.51 | 460.56 |
| 12.00 | 51.71 | 523.22 |
| 13.00 | 58.13 | 588.22 |
| 14.00 | 64.77 | 655.43 |
| 14.65 | 69.18 | 700.00 |
| 15.00 | 71.62 | 724.74 |
| 16.00 | 78.66 | 796.02 |
| 16.50 | 82.26 | 832.38 |
| 18.73 | 98.82 | 1000.00 |
| 22.50 | 128.63 | 1301.62 |
| 24.85 | 148.23 | 1500.00 |
| 28.50 | 180.01 | 1821.57 |
| 30.46 | 197.64 | 2000.00 |
| 35.00 | 240.03 | 2428.90 |
| 40.00 | 288.60 | 2920.45 |

Fuente: Informe Final CENTRAL HIDROELÉCTRICA CHIMAY - 111 MW
 INVESTIGACIÓN EN MODELO HIDRÁULICO, ESCALA 1:40

- 02 tanques elevados conectados, con una capacidad total de 47 m³, para el suministro de la carga hidráulica.
- Sistema de recirculación, conformado principalmente por una cisterna de 150 m³ de capacidad.
- Gaviones colocados al inicio del cauce modelado que permitieron el aquietamiento y distribución uniforme del ingreso de agua, (foto 3.1.).



Foto N° 3.1:
 Se puede apreciar la colocación de gaviones en la entrada del modelo.

- Se construyó un tanque volumétrico de medición, situado en la sección final modelada del canal de enlace de la toma.
- Se colocó un vertedero triangular para la medición de los caudales de captación de la toma. (Ver Fig. 3.4 y tabla 3.5).

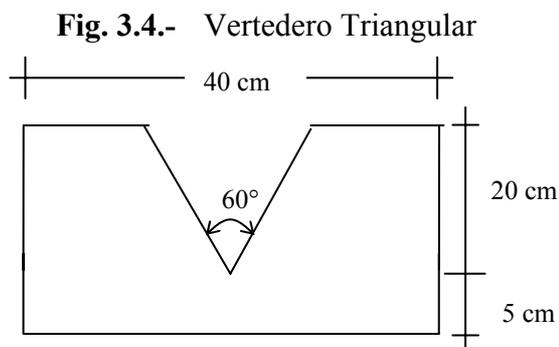


Tabla 3.5.- Vvertedero Triangular

| H (cm) | Q_{mod} (l/s) | Q_{prot} (m³/s) |
|---------------|------------------------------|---|
| 9.00 | 2.02 | 20.48 |
| 9.50 | 2.31 | 23.41 |
| 10.00 | 2.63 | 26.57 |
| 10.50 | 2.96 | 29.98 |
| 11.00 | 3.32 | 33.63 |
| 11.50 | 3.71 | 37.53 |
| 12.00 | 4.12 | 41.69 |
| 12.50 | 4.56 | 46.11 |
| 13.00 | 5.02 | 50.80 |
| 13.50 | 5.51 | 55.77 |
| 14.00 | 6.03 | 61.01 |
| 14.50 | 6.57 | 66.53 |
| 15.00 | 7.15 | 72.34 |
| 15.50 | 7.75 | 78.45 |
| 15.78 | 8.10 | 82.00 |
| 16.00 | 8.38 | 84.85 |
| 16.50 | 9.05 | 91.55 |
| 17.00 | 9.74 | 98.55 |
| 17.50 | 10.46 | 105.87 |

Fuente: Informe Final CENTRAL HIDROELÉCTRICA CHIMAY - 111 MW
INVESTIGACIÓN EN MODELO HIDRÁULICO, ESCALA 1:40

La zona modelada consiste de una superficie impermeabilizante de la masa de arena fina que sirvió de relleno entre los muros perimetrales del modelo. Sobre esta superficie se colocó una mezcla de grava y arena que simuló el aluvión existente *in situ*, en una profundidad de 12 m en prototipo.

Dicha zona se eligió de tal manera que permitiera representar debidamente las características del flujo en toda la influencia de la toma.

Es importante recalcar que, en el modelo no existen influencias importantes por representar sólo un tramo del cauce, pues en la fase de calibración se obtuvieron valores de tirantes correspondientes en el modelo con los del prototipo.

En cauces con fuerte pendiente y flujos supercríticos, la calibración se efectúa en base a la rugosidad, debido a que no pueden disponerse obstáculos al final del modelo para ajustar las curvas de gasto como consecuencia de un cierto remanso producido, cosa que sí se puede hacer para el caso de cauces con flujo subcrítico.

Se ha modelado:

Longitud del cauce aguas arriba 220 metros.

Longitud del cauce aguas abajo 400 metros.

Ancho del modelo: Gobernado por la cota 1329 m.s.n.m., en la zona más ancha, es de 8 metros.

3.3 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.

3.4 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.

El nivel de ingeniero y la mira milimétrica sirven 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.

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. 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 papel picado cumple una función similar a la del colorante, sólo que restringida a la superficie del agua.

3.5 Efectos de escala

Entre los efectos que podrían tener las dimensiones de ciertas partes de la obra, reproducida sin distorsión en la escala geométrica, en primer lugar, se encuentra la estructura de captación de agua.

Varias de sus dimensiones mínimas son de ≈ 5 m prototipo que, reproducidas en escala geométrica, superan los 10 cm. Esto da lugar a que en el prototipo se presente una adecuada reproducción de las capacidades en el modelo.

En el caso de la rejilla, el principal criterio de modelación se basa en el área obstruida. Debemos tener en cuenta que el funcionamiento de la rejilla es totalmente sumergida, de tal manera que, ciertos fenómenos que se presentan a superficie libre, ya no se tienen.

La obstrucción del área puede realizarse uniformemente distribuida (actuales rejillas) o sólo en la parte superior, ya que en esa zona se acumularán los obstáculos.

También se estudiará la modelación de rejillas a través de criterios de energía, para lo cual se tendrá cuidado de respetar las separaciones mínimas entre barrotes, a fin de eliminar los efectos por tensión superficial.

Para caudales muy bajos (≤ 200 m³/s en el prototipo) los tirantes menores obtenidos en el cauce modelado, quedaron muy por encima de los 15 mm, considerado como el mínimo tirante no afectado por la influencia de la tensión superficial y la capilaridad. En el modelo para el caso de 200 m³/s, el tirante mínimo registrado fue de 60 mm.

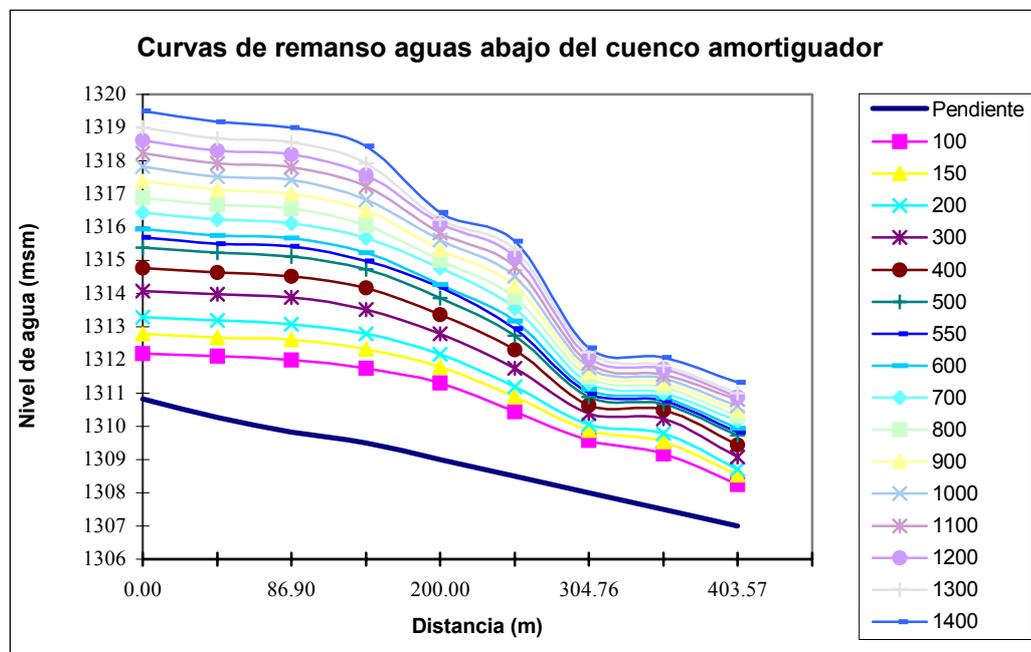
En cuanto a otros aspectos de la investigación hidráulica, no existieron mayores impedimentos en la traslación de los resultados del modelo al prototipo.

3.6 Calibración del modelo

La calibración es una fase muy importante en la investigación del modelo hidráulico. Se realiza sin haber colocado las estructuras y consiste en comparar tirantes correspondientes en el modelo y prototipo al pasar caudales correspondientes de modelo con los de prototipo.

Para efectuar la calibración, se ha ensayado con los caudales de 400 y 1000 m³/seg., (comparando con la Fig. 3.5) y teniendo el cauce calibrado se han pasado 2000 m³/seg. para registrar el perfil longitudinal, ver fotos 3.2 y 3.3.

Fig. 3.5.- Curvas de remanso en el cuenco amortiguador



Fuente: Informe Final CENTRAL HIDROELÉCTRICA CHIMAY - 111 MW INVESTIGACIÓN EN MODELO HIDRÁULICO, ESCALA 1:40



Foto N° 3.2:
Calibración del cauce.
El modelo se calibró para los caudales de 400, 1000 y 2000 m³/s. Esta etapa se realizó sin estructuras.



Foto N° 3.3:
Calibración del
cauce. Se muestra
la sección de
calibración.

Criterios

- 1) En la información básica, figuran las curvas de remanso, aguas abajo del cuenco amortiguador para caudales entre 100 y 1400 m³/seg. (Fig. 3.5.) Debemos manifestar que este gráfico ha sido calculado con las obras en funcionamiento; sin embargo, al solicitarle curvas de remanso al cliente para el cauce natural, indicó no contar con dicha información.

De este gráfico se han tomado los niveles 300 metros aguas abajo, sección en la que se considera que la presa ya no influye sobre ellos y, por tanto, son útiles para efectuar la calibración.

- 2) Por ser un río, en el tramo modelado, con pendiente fuerte y con régimen supercrítico, se calibró mediante la rugosidad del cauce, debido a que no pueden colocarse barreras en la última sección para provocar los tirantes deseados ya que éstas no tendrían influencia hacia aguas arriba.
- 3) Para los fines de la investigación, todo el cauce se ha modelado con la rugosidad adecuada. Se colocó la mezcla de grava y arena que simula el aluvión existente in situ, en una profundidad de 12 m (valor prototipo.) Este material reposa sobre la superficie impermeabilizante de la masa de arena fina que sirvió de relleno entre los muros perimetrales del modelo.

El registro fotográfico y de vídeo, tomado durante la visita de profesionales del Instituto al campo, sirvió para reproducir, en el modelo, la topografía existente del cauce.

La medición de los caudales que ingresaban al modelo en la investigación se realizó mediante un vertedero trapezoidal de pared delgada al inicio del modelo, primera parte de la investigación (ver Fig. 3.2); posteriormente, en la segunda parte de la investigación, se realizaron con un vertedero rectangular (ver Fig. 3.3.)

Los caudales en la toma se midieron, inicialmente, en forma volumétrica en una poza y en la segunda fase de la investigación, haciendo uso de un vertedero triangular de 60° (ver Fig. 3.4.)

Se tomó la sección N° 17 como sección principal de calibración (aguas arriba del eje de la presa), por tener un espejo de agua casi horizontal, también porque ésta sección se encuentra sin influencia de las obras.

Resultados de la Calibración

Para efectuar la calibración, se ensayó con los caudales de 400 y 1000 m³/seg. (comparando con la Fig. 3.5) y una vez calibrado el cauce se pasaron 2000 m³/seg. para registrar el perfil longitudinal.

Se presenta a continuación la tabla 3.6, la cual muestra los niveles de agua en la sección N° 17 :

Tabla 3.6.- Calibración - Niveles en la sección N° 17

| CAUDAL m ³ /seg. | NIVEL DE AGUA MODELO (m.s.n.m) | NIVEL TEÓRICO m.s.n.m |
|--------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| 400 | 1312.70 | 1312.86 |
| 1000 | 1315.84 | 1315.05 |
| 2000 | 1318.88 | No se tienen registros |

Fuente: Informe Final CENTRAL HIDROELÉCTRICA CHIMAY - 111 MW INVESTIGACIÓN EN MODELO HIDRÁULICO, ESCALA 1:40

Luego de la calibración se procedió a la construcción de la represa, toma y parte del canal de enlace, ver fotos 3.4 y 3.5.



Foto N° 3.4:
Aquí se puede apreciar la construcción de las estructuras que conforman la presa Chimay, a escala 1:40.



Foto N° 3.5: La construcción del modelo está terminada y listo para el inicio de la investigación.

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 sólidos

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 | Rango de tamaños |
|-------------------------|------------------|
| | Milímetros |
| 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 gruesa | 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.

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

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 lógramos o sedimentos, que son trasladados a grandes distancias en suspensión en el agua y se sedimentan cuando la velocidad de la corriente disminuye, en la figura 4.1 se muestra las diferentes formas de transporte de las partículas sólidas. Además el agua puede transportar hielo y cuerpos flotantes, sobretodo hojarasca, hierbas y madera.

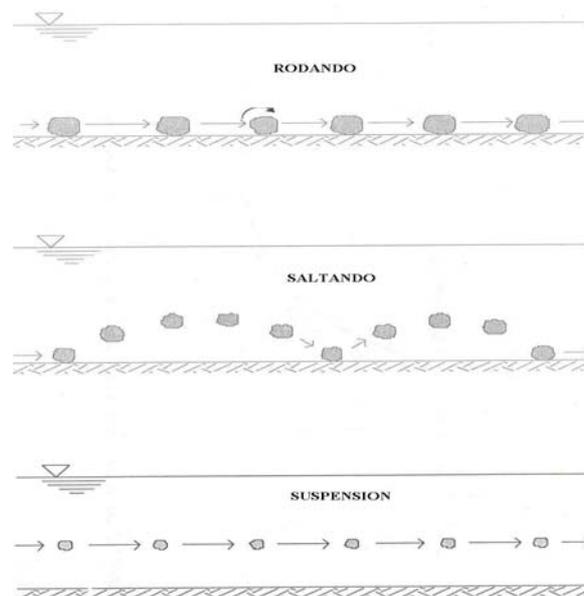


Fig. 4.1 .- Partículas sólidas que se mueven en el fondo ya sea rodando, saltando o en suspensión.

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 acarreoos 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 Fig. 4.2 da una idea de la variación de la granulometría en una curva de un río; se han trazado las líneas donde los acarreoos tienen la misma característica. Por la curva A del cauce circulaban acarreoos gruesos de una cierta característica; por la curva B, acarreoos finos. Se observa que en la orilla, lado exterior donde se forma una hoya, se sedimentan los acarreoos 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 acarreoos 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 desciende y sube en la orilla interior. Los acarreoos que llegan con esta corriente se desvían hacia la orilla interior, los finos más que los gruesos. Los acarreoos 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 acarreoos 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 reestablece la mezcla original.

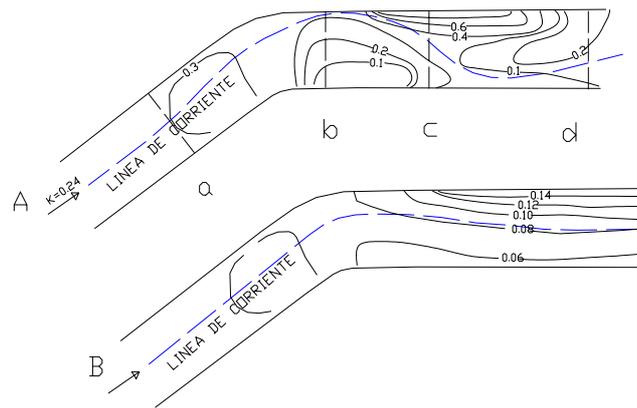


Fig. 4.2.- Distribución de la granulometría del acarreo grueso y fino en curvas.

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 acarreos en la curva, y que por ejemplo, si a la salida de la barra de una hoya quedan acarreos 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 acarreos sólidos o de captarlos para su posterior eliminación.

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

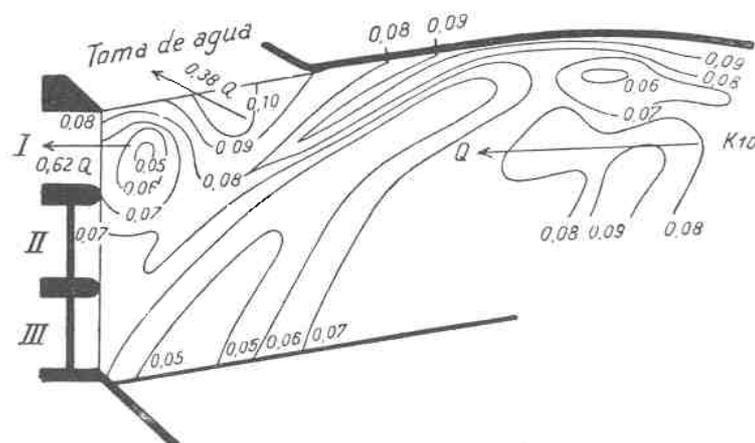


Fig. 4.3.- Clasificación de los acarreos aguas arriba de una presa, en la proximidad de la toma.

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 légameos, 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 | Material sólido de fondo |
|--------------------------------------|--|
| Desde arcilla fina a arena muy fina | Desde arena fina a peñones muy grandes |

4.4 Similitud geométrica 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 (légameos).

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 es un 85 – 90% mayor que el gasto sólido de fondo, sin embargo 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 lógamos 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:

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

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 Fig. 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 .

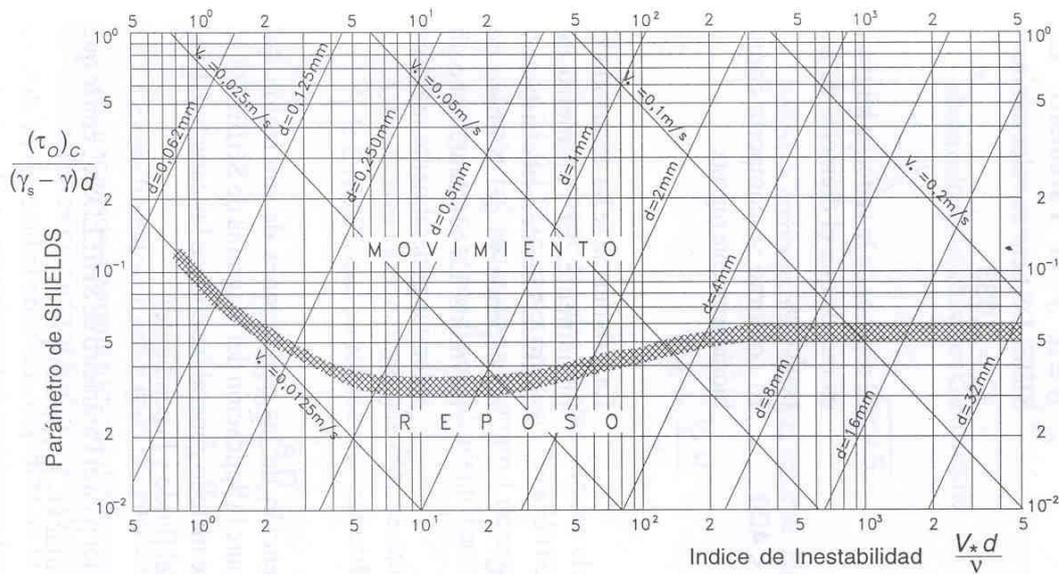


Fig. 4.4.- Diagrama de Shields para partículas de cuarzo.

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 $\gamma_s = 2650 \text{ Kg/m}^3$; 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/s^2 ; 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 hidráulicas 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 Fig. 4.5 se aprecia 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.

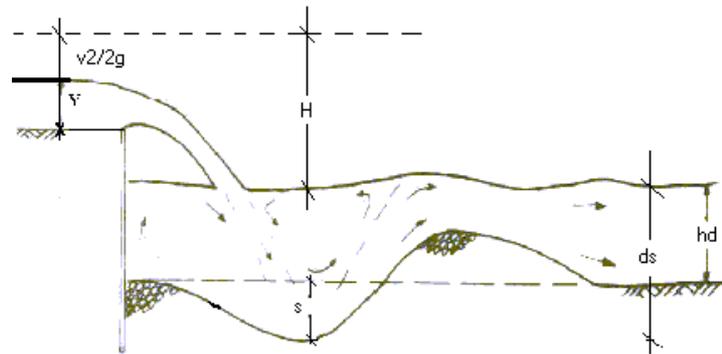


Fig. 4.5.- Esquema de socavación aguas abajo de una estructura de descarga

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. (Ver Fig. 4.6).

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.

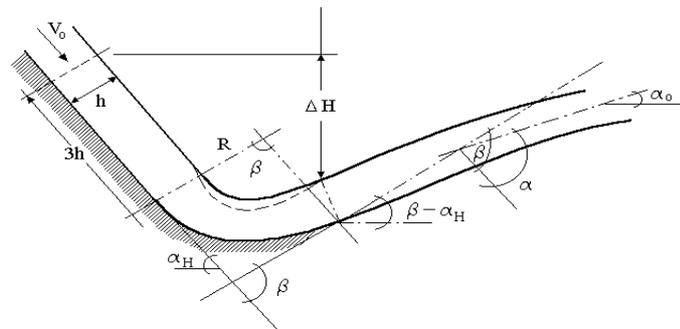


Fig. 4.6 - Esquema de disipación por dispersión del flujo

- 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

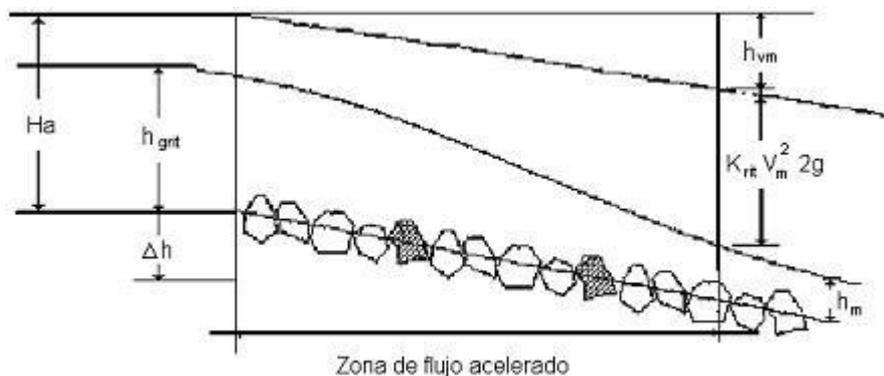


Fig. 4.7 - Rápida con bloques de gran rugosidad

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", ver Fig. 4.8.

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.

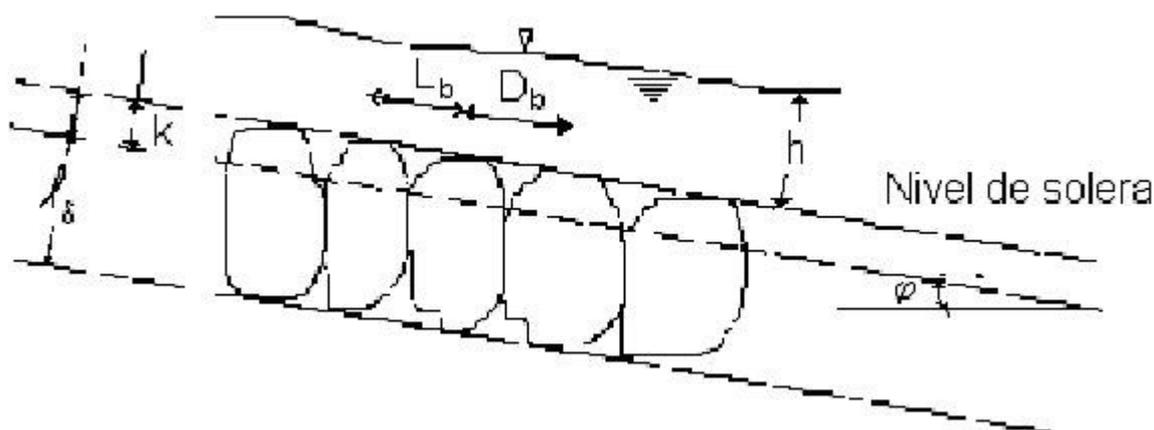


Fig.4.8.- Relaciones geométricas de los bloques de una rápida rugosa.

- 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

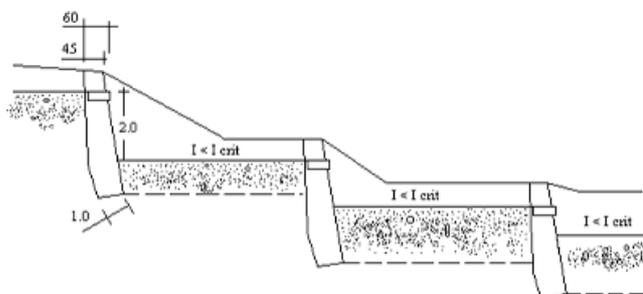


Fig. 4.9.- Estructuras transversales para reducción de pendiente

La reducción de la pendiente se materializa por medio de estructuras transversales a manera de vertederos de cresta ancha, como se muestra la Fig. 4.9. 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 Fig. 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 si 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.

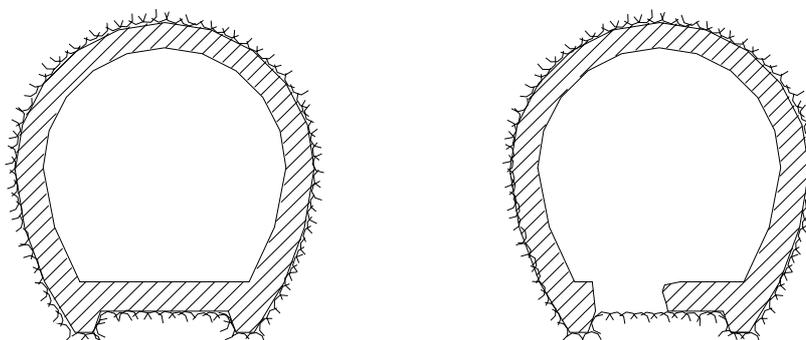


Fig.- 4.10.- Desgaste en el túnel de desvío del dique Mollaro en el río Noce. Julio de 1927 a Febrero de 1929. Velocidad máxima hasta 12 m/s.

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 Fig. 4.10. La velocidad en el túnel alcanzó hasta 12 m/s.

4.5 Determinación del caudal de rotura de la coraza.

Por lo mencionado en el numeral anterior, hizo que el IHHS a decidiera utilizar la metodología propuesta por Gessler con la finalidad de representar en la medida de lo posible los fenómenos que se producirían. Para entender bien la filosofía del método, es necesario tener en consideración los siguientes conceptos:

– Proceso de acorazamiento:

Una de las características más importantes de los materiales no cohesivos y de granulometría extendida, es la capacidad que tienen para desarrollar una coraza o armadura en la superficie del lecho, algo así como un empedrado, al ser sometidos a un flujo de agua que le imprime una cierta tensión de corte. Esto se produce

principalmente porque las partículas pequeñas, incapaces de soportar las tensiones de corte de flujo, son lavadas o arrastradas por la corriente, dando lugar a que las partículas de mayor tamaño, que sí pueden resistir el flujo de agua, afloren hacia la superficie. Esta permanencia de partículas gruesas en el fondo, es la que va formando la coraza; ésta a su vez protege de ser lavado el material fino que se encuentra por debajo de la armadura.

Por la forma en que se va desarrollando el proceso, está claro que éste es un problema de inicio de arrastre y transporte de sedimentos. Puesto que la granulometría es no uniforme y extendida, no se tiene una condición única o promedio de arrastre. Si las partículas de diámetro menor están a punto de ser movidas por la corriente, nos encontramos en el punto inferior del arrastre de sedimentos, por el contrario, si las partículas de mayor tamaño son las que están a punto de ser movidas, estamos hablando del punto superior del arrastre.

El proceso de acorazamiento se encuentra entonces entre el punto inferior y superior del transporte incipiente de sedimentos, dependiendo de las características del flujo y de las de material del cauce. Por consiguiente, podrían darse distintos grados de acorazamiento dependiendo de los tamaños de las partículas que permanezcan formando la armadura del cauce.

– Probabilidad de que un grano forme la coraza:

Si consideramos además la aleatoriedad de la turbulencia en el flujo, cualquier grano, por más grande que sea, tiene la posibilidad de ser movido por la corriente. Está claro que mientras el grano sea más grande, la probabilidad de que éste sea arrastrado es menor, y por lo mismo, la probabilidad de que forme parte de la coraza es mayor. Gessler, en 1970, determinó experimentalmente el valor de dicha probabilidad, analizando el material erosionado y el que formaba la coraza, encontrando que la variable aleatoria τ_c/τ_0 seguía una distribución normal de probabilidad, con media $\mu=1$ y desviación standard $\sigma=0.57$. Presentó un gráfico, en el que muestra la probabilidad de que una partícula con un valor de τ_c/τ_0 correspondiente, no sea movida y forme parte de la coraza.

Si estandarizamos la variable aleatoria τ_c/τ_0 , podemos estimar la probabilidad "q" con una tabla de distribución normal de la variable aleatoria Z con $\mu=0$ y $\sigma=1$, donde:

$$Z = \frac{\frac{\tau_c}{\tau_0} - 1}{0.57}$$

– Variación del diámetro de coraza y tensión de corte crítica:

El problema se presenta ahora en estimar la tensión crítica o máxima de corte que podría llegar a soportar el cauce. Es razonable pensar que la granulometría de la coraza depende de:

- La granulometría del material original (ver Fig. 4.11),
- Las características del flujo y
- Las propiedades del fluido.

Por lo tanto, el esfuerzo cortante máximo que puede resistir un material de granulometría no uniforme y extendida es aquel que corresponde a la condición del flujo que deja en la superficie del lecho un material de distribución granulométrica cuyo diámetro medio es el máximo.

Si bien existe transporte de sedimentos en el proceso de acorazamiento, éste prácticamente no produce ninguna erosión del fondo ni modificación de la pendiente del cauce, por lo que se dice que el estado de acorazamiento produce un cauce estable. Sin embargo, si se superan las condiciones de flujo con tensión cortante crítica, el cauce deja de ser estable, pues todo el material de la superficie del cauce estará en movimiento.

En resumen, el estudio del fenómeno de acorazamiento se reduce a estimar el esfuerzo cortante crítico que puede resistir un material no cohesivo de granulometría no uniforme y extendida. Sobre esto, diversos autores han desarrollado modelos matemáticos que permiten representar el fenómeno.

En todos los ensayos, tanto para la colmatación como para la purga, se ha utilizado el caudal sólido correspondiente a cada caudal líquido, según la información extraída del informe de transporte de sólidos alcanzado por Electrowatt.

El material de aporte para cada caudal, tendrá una curva granulométrica semejante a la del material de arrastre en prototipo (ver Figs. 4.12 y 4.13); teniendo en cuenta esto, el IHHS, en conformidad con la supervisión, evaluó la granulometría del material de arrastre correspondiente a cada caudal, los mismos que serían utilizados en los ensayos respectivos.

4.6 Régimen de transporte de sedimentos en el río Tulumayo

En cuanto a los sedimentos de transporte de fondo, el río Tulumayo es un típico río andino de fuerte pendiente, con lecho móvil, conformado por material que va desde arena hasta bolonería de 40 a 50cm. de diámetro

Aproximadamente 500 m aguas arriba de la sección de toma, desemboca al río Tulumayo por su margen izquierda, el río Uchubamba, río de fuerte pendiente que constituye un fuerte aporte de sedimentos de fondo al río Tulumayo.

El río Tulumayo tiene una capacidad de transporte del material de fondo que se ve fuertemente influenciada por la presencia de caudales altos o bajos; teniendo así: que el material de mayores dimensiones es transportado por los caudales más altos y conforme estos disminuyen, las partículas más grandes dejan de moverse formando lo que se denomina un acorazamiento de lecho. Este efecto impide que para caudales menores el río desarrolle toda su capacidad de transporte.

Por otro lado, los registros indican que el arrastre de sedimentos en suspensión en el río Tulumayo es relativamente escaso, lo cual se debe a que cuenta con una cuenca de amplia cobertura vegetal. Con concentraciones en estiaje muy reducidas o inferiores a 0.01gr./l y en avenidas, concentraciones normalmente inferiores a 0.20 gr./l, lo que significa que el transporte anual debería ser del orden de unas 300,000 TM/año.

4.7 Granulometría del lecho del río Tulumayo en las proximidades de las obras

Analizando las características del río Tulumayo, podemos afirmar que tiene todas las condiciones para la formación del fenómeno de acorazamiento. Siendo las características que favorecen el acorazamiento la fuerte pendiente, características del hidrograma de avenidas, material granular con granulometría extendida.

En la Fig. 4.11, se muestran las curvas granulométricas correspondientes al material de fondo del lecho del río Tulumayo.

UNIVERSIDAD DE PIURA
INSTITUTO DE HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA E INGENIERIA SANITARIA

MODELO HIDRÁULICO DE LA REPRESA DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA CHIMAY

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
CURVA GRANULOMÉTRICA DEL MATERIAL DE FONDO DEL TULUMAYO

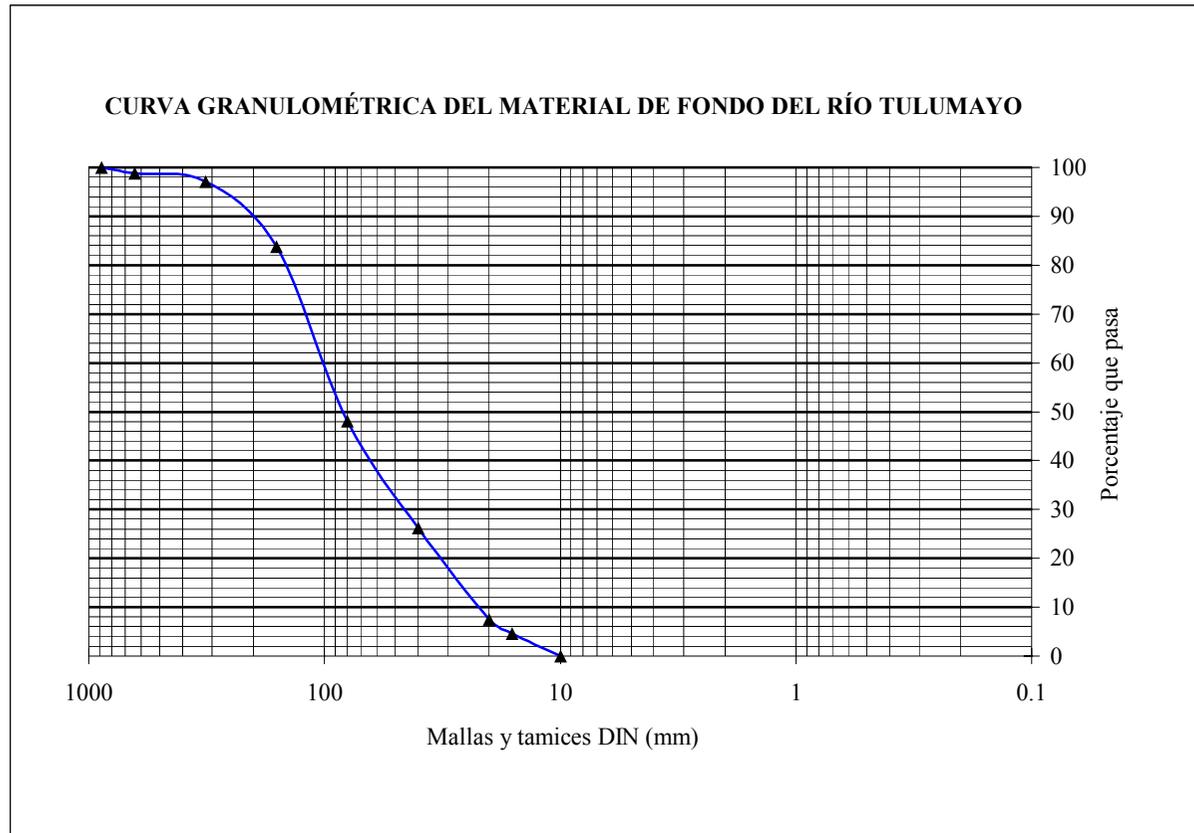


Fig. 4.11.- Curva granulométrica del material del cauce del río Tulumayo.

UNIVERSIDAD DE PIURA
INSTITUTO DE HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA E INGENIERIA SANITARIA

MODELO HIDRÁULICO DE LA REPRESA DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA CHIMAY

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
CURVA GRANULOMÉTRICA DEL MATERIAL DE ARRASTRE PARA $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$

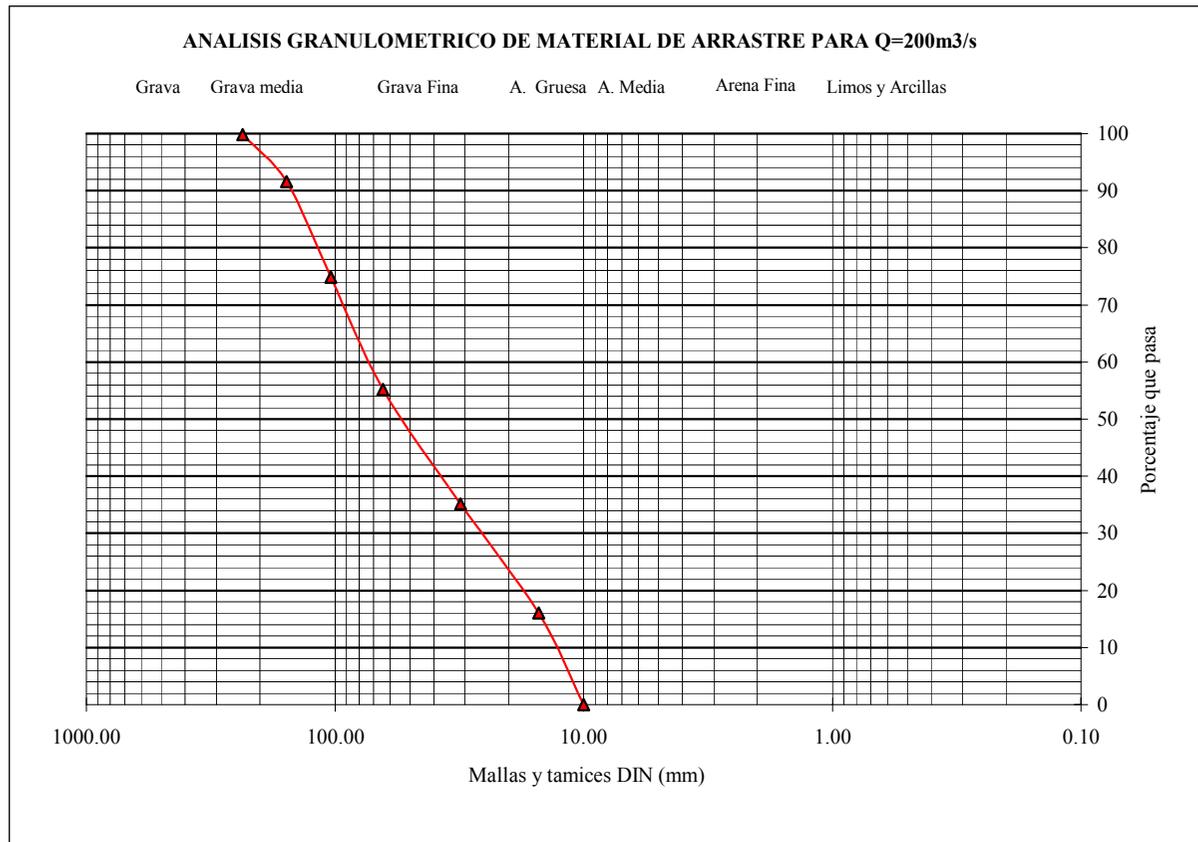


Fig. 4.12.- Curva granulométrica del material de arrastre (coraza) del río Tulumayo Q = 200 m³/s.

UNIVERSIDAD DE PIURA
INSTITUTO DE HIDRÁULICA, HIDROLOGÍA E INGENIERIA SANITARIA

MODELO HIDRÁULICO DE LA REPRESA DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA CHIMAY

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
 CURVA GRANULOMÉTRICA DEL MATERIAL DE ARRASTRE PARA $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$

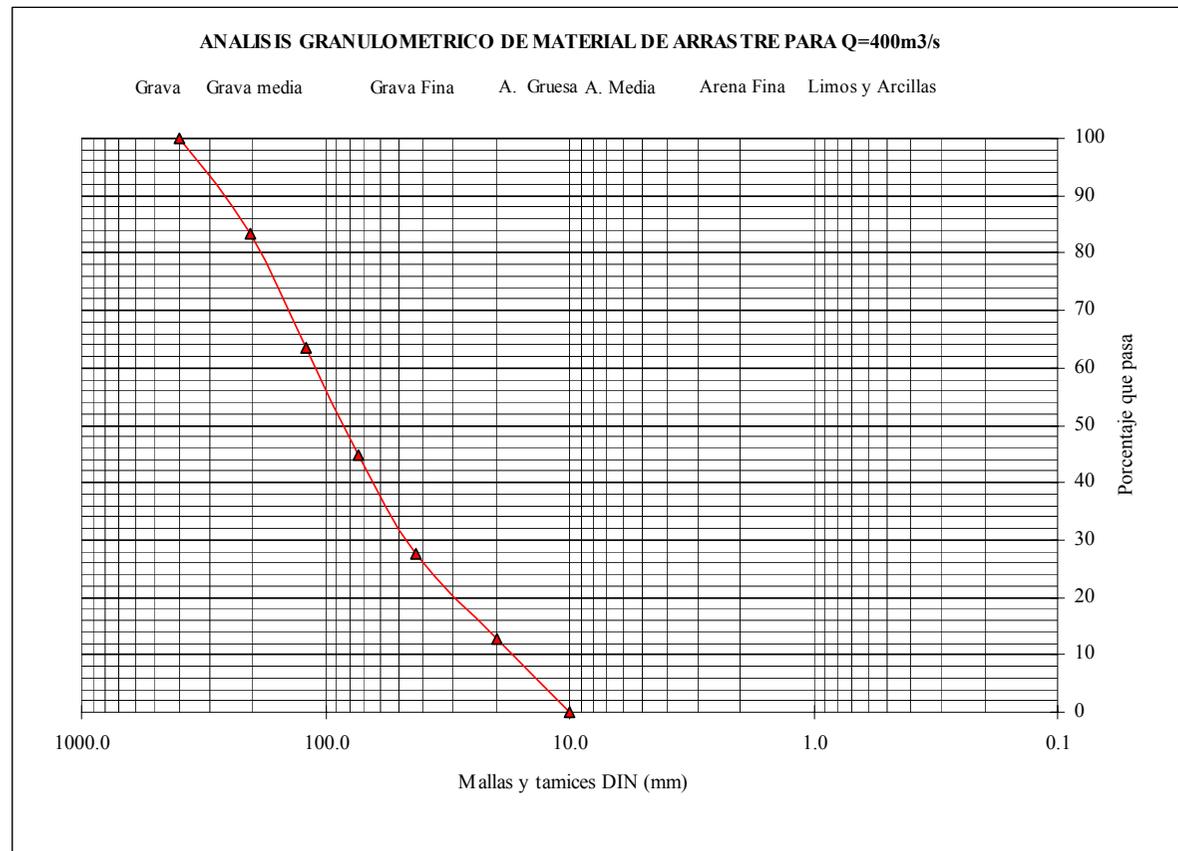


Fig. 4.13.- Curva granulométrica del material de arrastre (coraza) del río Tulumayo $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$.

CAPITULO 5

INVESTIGACION EN EL MODELO HIDRAULICO Y RESULTADOS

5.1 Introducción

Es de gran importancia la presa, dentro del conjunto de obras de la central hidroeléctrica Chimay, pues ella permitirá embalsar un volumen necesario de agua para su captación y posterior generación de energía. Si la presa no cumple su función adecuadamente, debido a la presencia de fenómenos hidráulicos perjudiciales, tendría como consecuencias pérdidas económicas, disminución de vida útil, etc; dichas pérdidas no solamente serían para los administradores de ésta sino para la población que se beneficia con la energía que la central produce.

Estos fenómenos hidráulicos y sedimentológicos se han estudiado en el modelo que se a descrito.

Cabe resaltar que el costo y el tiempo de la investigación fueron significativamente bajos en comparación con la construcción del prototipo, pero supuso 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 consiguió.

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. Se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Niveles de agua, aguas arriba y aguas abajo de la presa.
- Condiciones de flujo, aguas arriba y aguas abajo de la presa, detectando zonas de turbulencia, vórtices y distribución no uniforme del flujo.
- Magnitud y distribución de las velocidades en los perfiles seleccionados, aguas arriba y abajo de la presa.
- Capacidad de las estructuras (embalse, toma, compuertas de fondo y de superficie.)

5.1.2 Metodología de la investigación

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

Según el diseño original de las estructuras de derivación y captación, se inició la investigación en el modelo, evaluando el comportamiento del cauce y de cada una de las estructuras para los caudales de 200, 400, 700, 1500 y 2000 m³/seg.; determinando:

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 d

eterminar 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 detalle en el acápite 3.4, del capítulo 3.

La captación, permite determinar si la toma tiene la capacidad suficiente para transportar el caudal de diseño; así como conocer la capacidad máxima de dicha estructura. Esta etapa también se investiga la capacidad de transporte del desgravador.

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.

El objetivo de realizar estos ensayos, es hacer un análisis comparativo a fin de determinar o no la necesidad de incluir una cuarta compuerta de fondo. Para esto, el IHHS, a solicitud del Electrowatt, creyó conveniente realizar un ensayo preliminar con la finalidad de observar la capacidad de colmatación y purga de sedimentos en el modelo, pues estos requerimientos cambiarían sustancialmente el objeto del mismo y el marco inicial de la investigación.

5.1.3 Programa preliminar de ensayos

Una vez realizada la calibración del modelo y para conseguir los propósitos de la investigación se estableció, un programa preliminar de ensayos que consta de ~~dos~~ [tres](#) etapas:

En la etapa inicial, se investigó en base al diseño original donde se determinó 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 Tulumayo](#).

La segunda etapa, y teniendo en cuenta los resultados obtenidos en la primera etapa, se investigó sobre el diseño modificado, en el cual se determinó las características del flujo, capacidad y funcionamiento hidráulico para diferentes caudales.

En la tercera etapa se realizaron los ensayos sedimentológicos, el cual consistió en la colmatación del embalse con diferentes caudales y luego se purgaba.

5.2 Programa de ensayos hidráulicos

5.2.1 Diseño original

En la Fig. 5.1 se puede apreciar el diseño original de las estructuras, las cuales fueron modeladas.

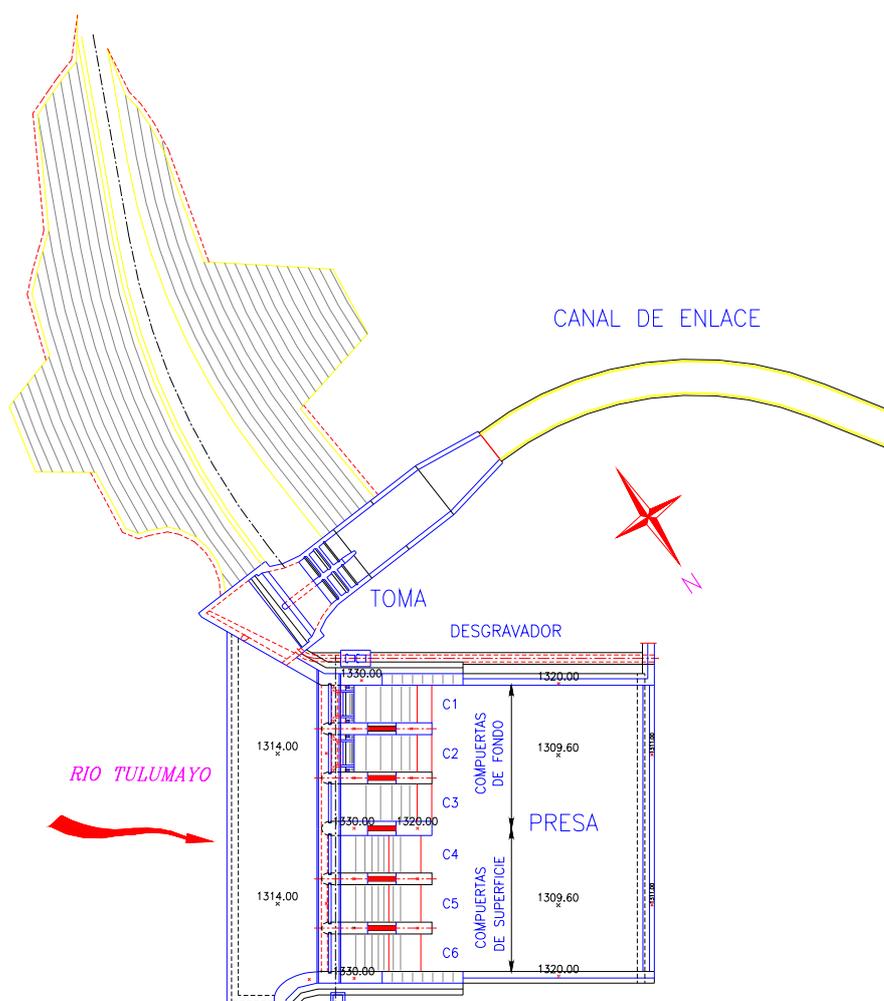


Fig. 5.1: Vista en planta de las estructuras modeladas en su diseño original.

5.2.1.1 Cauce

Se ha ensayado con caudales de 200, 400, 700, 1000, 1500 y 2000 m³/seg., registrándose para 2000 m³/seg., un nivel de agua máximo en la zona del embalse de 1328.92 m.s.n.m. En todos los casos los niveles se han medido sin captación y todas las compuertas totalmente abiertas.

En la tabla 5.1 siguiente, se muestran los niveles de agua medidos en la zona del embalse:

Tabla 5.1.- Niveles de agua en la zona del embalse

| Caudal m³/seg. | Nivel de agua m.s.n.m. |
|--------------------------------------|-----------------------------------|
| 200 | 1316.90 |
| 400 | 1319.06 |
| 700 | 1320.78 |
| 1000 | 1324.08 |
| 1500 | 1327.08 |
| 2000 | 1328.92 |

Nota: Los niveles del embalse han sido medidos en el muro derecho a la entrada de la presa derivadora.

El flujo se encuentra concentrado en la zona de las compuertas de fondo, antes de que se inicie el vertimiento por el dique derecho de cota 1323 m.s.n.m.

Las velocidades, aguas arriba en la zona del embalse, son bastante bajas, excepto en la zona próxima a las compuertas 1, 2 y 3 donde empiezan a incrementarse.

Aguas abajo de la presa, en la zona del cauce, no existe mayor diferencia entre los niveles de la izquierda y derecha, salvo en la zona de curvas pronunciadas.

Las velocidades en la sección 17 van desde 3.32 m/seg. para un caudal de 200 m³/seg. hasta 5.41 m/seg. para 2000 m³/seg.

En las tablas 5.2 y 5.3 se muestran los niveles de agua y las velocidades en las secciones del modelo, respectivamente.

Tabla 5.2.- Niveles de superficie de agua en las secciones

| ITEM | SECCIÓN | CAUDAL (m³/seg.) | | | | | |
|-------------|----------------|------------------------------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|
| | | 200 | 400 | 700 | 1000 | 1500 | 2000 |

| | | | | | | | |
|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | 8 – 8 | 1316.94 | 1319.10 | 1320.66 | 1324.00 | 1327.12 | 1328.94 |
| 2 | 10 – 10 | 1316.86 | 1318.98 | 1320.68 | 1324.00 | 1327.08 | 1328.90 |
| 3 | 13 – 13 | 1312.64 | 1314.10 | 1316.50 | 1317.02 | 1319.12 | 1320.26 |
| 4 | 14 – 14 | 1312.50 | 1314.34 | 1315.58 | 1316.80 | 1318.48 | 1320.06 |
| 5 | 15 – 15 | 1312.48 | 1314.26 | 1315.66 | 1316.96 | 1318.44 | 1319.62 |
| 6 | 16 – 16 | 1312.26 | 1313.90 | 1315.18 | 1316.54 | 1318.26 | 1319.06 |
| 7 | 17 – 17 | 1311.78 | 1313.50 | 1314.70 | 1315.76 | 1317.59 | 1318.94 |
| 8 | 18 – 18 | 1311.18 | 1312.14 | 1313.58 | 1314.28 | 1315.72 | 1316.66 |
| 9 | 19 – 19 | 1309.34 | 1310.46 | 1311.58 | 1311.92 | 1313.24 | 1315.06 |
| 10 | 20 – 20 | 1308.62 | 1309.74 | 1310.50 | 1311.52 | 1313.40 | 1314.46 |

Nota: Los niveles han sido medidos en el eje longitudinal del río.

Tabla 5.3.- Velocidades promedio (m/seg.)

| ITEM | SECCIÓN | CAUDAL (m ³ /seg.) | | | | | |
|------|---------|-------------------------------|------|------|------|-------|------|
| | | 200 | 400 | 700 | 1000 | 1500 | 2000 |
| 1 | 8 – 8 | 1.19 | 1.42 | 1.05 | 0.77 | 1.01 | 1.30 |
| 2 | 10 – 10 | 0.94 | 0.91 | 1.12 | 1.15 | 1.27 | 1.41 |
| 3 | 13 – 13 | 2.80 | 3.60 | 3.85 | 5.88 | 5.24 | 4.69 |
| 4 | 14 – 14 | 2.81 | 3.48 | 3.57 | 3.48 | 4.97 | 4.76 |
| 5 | 15 – 15 | 2.45 | 2.77 | 3.20 | 3.53 | 4.35 | 4.96 |
| 6 | 16 – 16 | 3.07 | 3.86 | 4.14 | 4.61 | 5.25 | 5.41 |
| 7 | 17 – 17 | 3.39 | 4.19 | 4.73 | 5.37 | 5.36 | 5.41 |
| 8 | 18 – 18 | 5.57 | 6.50 | 6.28 | 7.48 | 8.34 | 7.57 |
| 9 | 19 – 19 | 6.92 | 7.96 | 8.40 | 9.93 | 9.98 | 9.41 |
| 10 | 20 – 20 | | 7.39 | 9.07 | 9.83 | 10.97 | 9.52 |

5.2.1.2 Compuertas de fondo y de superficie

La máxima capacidad de las compuertas de fondo, sin tener captación en la toma, es de 880 m³/seg. Para este caudal no se produce vertimiento por las compuertas de superficie (nivel del embalse 1323.0 m.s.n.m.)

Aguas arriba de la compuerta N° 3, se presenta un vórtice horizontal con succión, pegado a la cara lateral izquierda del pilar que divide las compuertas de fondo de las de superficie.

Para ningún caudal los orificios de las compuertas de fondo quedan sumergidos y el nivel de agua no supera el eje de éstas.

5.2.1.3 Cuenco amortiguador

En la medida que el caudal se aproxima a los $880 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y se encuentran totalmente abiertas las compuertas de fondo (1, 2 y 3), en el cuenco amortiguador se presentan dos zonas bien diferenciadas, una con flujo bastante turbulento, aguas abajo de dichas compuertas; otra con flujo de retorno no turbulento formando un vórtice horizontal frente a las compuertas de superficie (4, 5 y 6), el cual se extiende hasta invadir la zona aguas abajo de las compuertas de fondo y se alarga hasta salir fuera del cuenco (ver Fig. 5.2). Es de destacar que el flujo en estas zonas se invierte cuando dejan de funcionar las compuertas de fondo para dar paso al funcionamiento de las compuertas de superficie, que será como funcionarán normalmente.

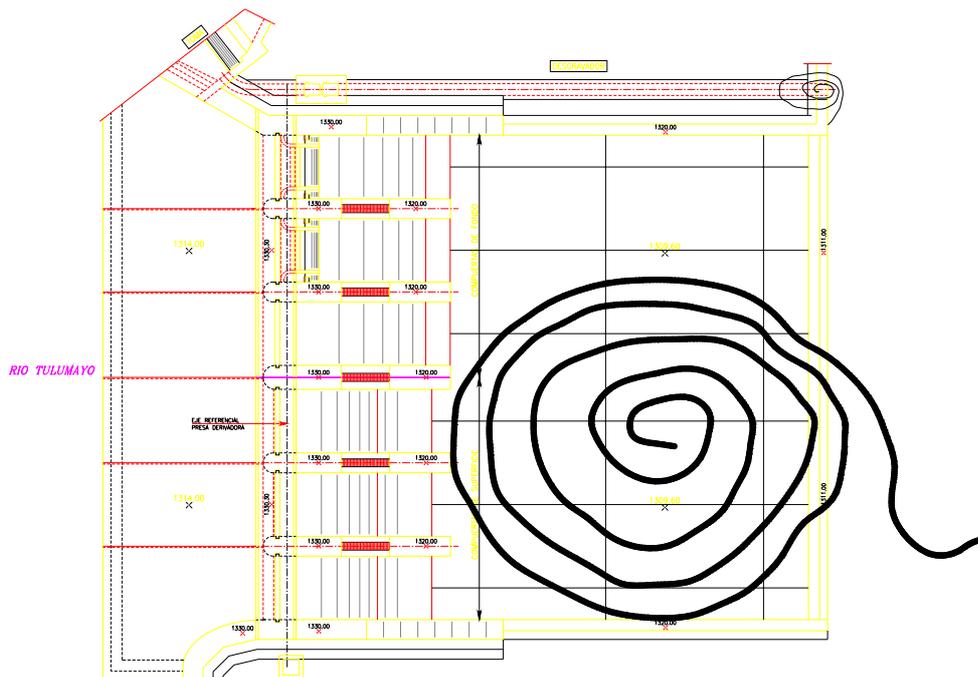


Fig. 5.2: Vista en planta de los vórtices en el cuenco amortiguador y en la salida del desgravador.

Esta diferencia de flujos hace que se forme un vórtice helicoidal que parte desde el vértice izquierdo, al final del muro central, desarrollándose en diagonal hasta frente al muro que limita las compuertas 2 y 3.

El resalto hidráulico a la salida de las compuertas, permanece ahogado; por otro lado, el salto que se forma al final del cuenco amortiguador se prolonga fuera de éste, llegando hasta una distancia aproximada de 20 m medidos desde el final del cuenco, ocasionando erosión en esta zona.

Para caudales que superan los $880 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y con todas las compuertas en funcionamiento, se presentan también dos zonas con diferentes características de flujo: flujo bastante turbulento aguas abajo de las compuertas de fondo y flujo de retorno turbulento, con presencia de vórtices verticales, frente a las compuertas superficiales; el vórtice helicoidal, que parte desde el vértice izquierdo al final del muro central, se presenta en forma más atenuada hasta caudales muy próximos a

los 1000 m³/seg. Para caudales mayores a éstos, el vórtice desaparece. En estos casos, el resalto hidráulico a la salida de las compuertas permanece ahogado y el salto que se forma al final del cuenco va atenuándose hasta desaparecer para caudales próximos a 1500 m³/seg.

Para caudales superiores a 1500 m³/seg., las olas del agua superan la cota de corona del muro izquierdo del cuenco amortiguador y para caudales muy próximos a los 2000 m³/seg., quedan sumergidos los dos muros de éste.

En la tabla 5.4 se muestra los niveles de agua medidos en el cuenco amortiguador:

Tabla 5.4.- Niveles de agua en cuenco amortiguador

| Caudal m³/seg. | Nivel de agua m.s.n.m. |
|--------------------------------------|-----------------------------------|
| 200 | 1312.92 |
| 400 | 1315.14 |
| 700 | 1316.14 |
| 1000 | 1317.52 |
| 1500 | 1319.32 |
| 2000 | 1320.06 |

Las velocidades registradas en la zona del cuenco, son bastante altas, llegando a alcanzar valores de hasta aproximadamente 14 m/seg. en la salida de las compuertas y valores de 7 m/seg. después del resalto hidráulico. En la tabla 5.5 se presenta las velocidades en el inicio del cuenco (salidas de las compuertas), en el centro del cuenco y al final del cuenco (cerca al umbral del cuenco.)

Tabla 5.5.- Velocidades (m/s) en el cuenco amortiguador

| COMPUERTA | CUENCO | CAUDAL (m3/s) | | | |
|------------------|---------------|----------------------|------------|-------------|-------------|
| | | 200 | 400 | 1500 | 2000 |
| C 1 | Inicio | 4.93 | 10.45 | 11.40 | 11.36 |
| | Centro | 3.10 | 3.67 | 5.59 | 5.75 |
| | Final | 2.36 | 3.51 | 5.98 | 5.36 |
| C 2 | Inicio | 5.44 | 11.28 | 11.22 | 11.25 |
| | Centro | 3.11 | 5.25 | 5.72 | 6.12 |
| | Final | 2.13 | 4.52 | 5.82 | 5.64 |
| C 3 | Inicio | 5.56 | 10.09 | 10.60 | 10.80 |
| | Centro | 1.75 | 1.71 | 4.87 | 5.61 |
| | Final | 2.78 | 2.55 | 5.09 | 4.30 |
| C 4 | Inicio | 1.36 | 1.97 | 4.65 | 10.27 |
| | Centro | 0.00 | 0.53 | 3.95 | 5.80 |
| | Final | 0.89 | 0.71 | 1.24 | 3.34 |
| | Inicio | 1.01 | 1.49 | 2.88 | 5.68 |

| | | | | | |
|-----|--------|------|------|------|------|
| C 5 | Centro | 0.42 | 0.93 | 4.09 | 4.41 |
| | Final | 0.67 | 0.81 | 1.12 | 3.00 |
| C 6 | Inicio | 0.00 | 0.32 | 3.15 | 6.07 |
| | Centro | 1.61 | 1.95 | 2.93 | 4.86 |
| | Final | 1.59 | 2.31 | 1.26 | 3.45 |

En la zona del vórtice horizontal, las velocidades son bajas, produciéndose deposición de material sólido en el fondo del cuenco.

5.2.1.4 Desgravador

Para caudales mayores a 200 m³/seg., los niveles en la zona del desgravador alcanzan valores mayores al nivel superior del mismo 1313.05 m.s.n.m, trabajando éste en condiciones de sumergencia.

En la tabla 5.6 se muestran los niveles de agua medidos a la salida del desgravador:

Tabla 5.6.- Niveles de agua en el desgravador

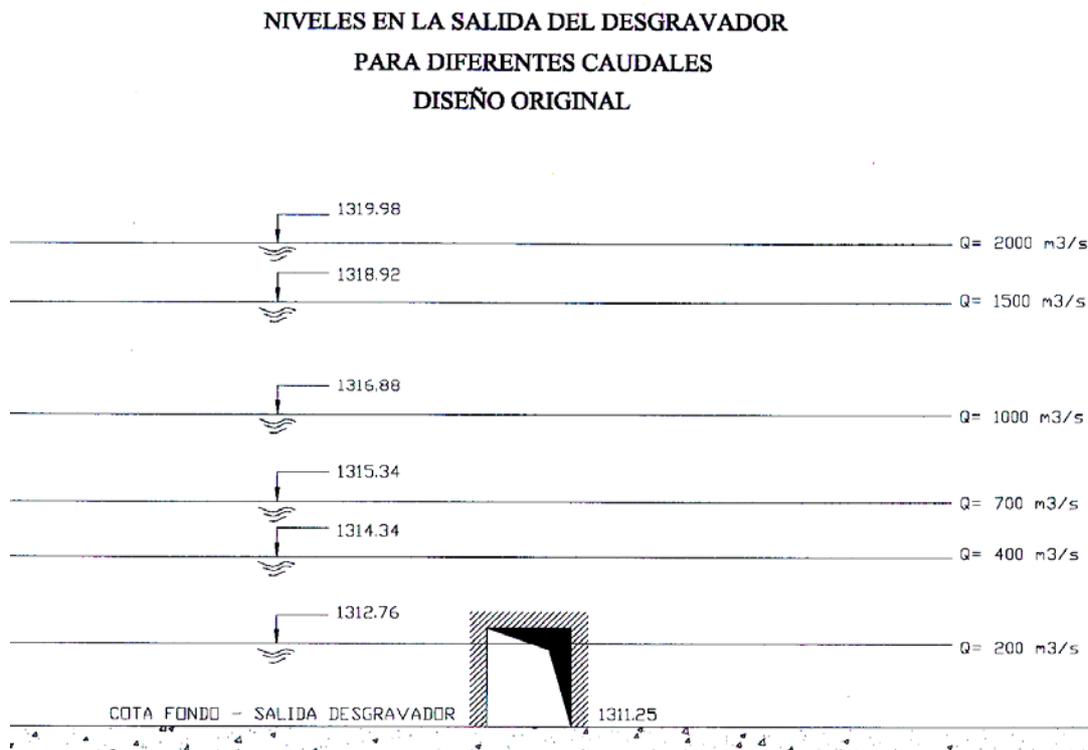
| Caudal m³/seg. | Nivel de agua m.s.n.m. |
|--------------------------------------|-----------------------------------|
| 200 | 1312.76 |
| 400 | 1314.34 |
| 700 | 1315.34 |
| 1000 | 1316.88 |
| 1500 | 1318.92 |
| 2000 | 1319.98 |

Esta situación hace que el desgravador disminuya, y para los caudales en el río mayores a 300 m³/s anule, su capacidad de transporte y eficiencia.

Sin embargo, debe recalarse que para esta situación, el desgravador debería estar cerrado, por lo que esta circunstancia no sería perjudicial (Ver Fig. 5.3)

En estas condiciones, el desgravador descarga en una zona de mucha turbulencia con presencia de vórtices.

Fig. 5.3.- Niveles de agua en la salida del desgravador



5.2.1.5 Ataguía

En ningún caso los niveles de agua superan la cota de la corona de la ataguía 1331.50 m.s.n.m., pues el máximo nivel registrado, correspondiente a un caudal de 2000 m³/seg., es de 1328.94 m.s.n.m.

Según los datos proporcionados por la empresa Electrowatt, en su visita al modelo hidráulico, la cota superior del núcleo impermeable de la ataguía es 1330.50 superior a los 1328.94 m.s.n.m. alcanzados con el máximo caudal ensayado. En la tabla 5.7 se muestra los niveles de agua medidos en la ataguía:

Tabla 5.7.- Niveles de agua en la ataguía

| Caudal m ³ /seg. | Nivel de agua m.s.n.m. |
|--------------------------------|---------------------------|
| 200 | 1316.86 |
| 400 | 1318.98 |
| 700 | 1320.70 |

| | |
|------|---------|
| 1000 | 1323.96 |
| 1500 | 1327.08 |
| 2000 | 1328.90 |

Nota: Los niveles se han medido manteniendo la toma cerrada, ver gráfico 5.4.

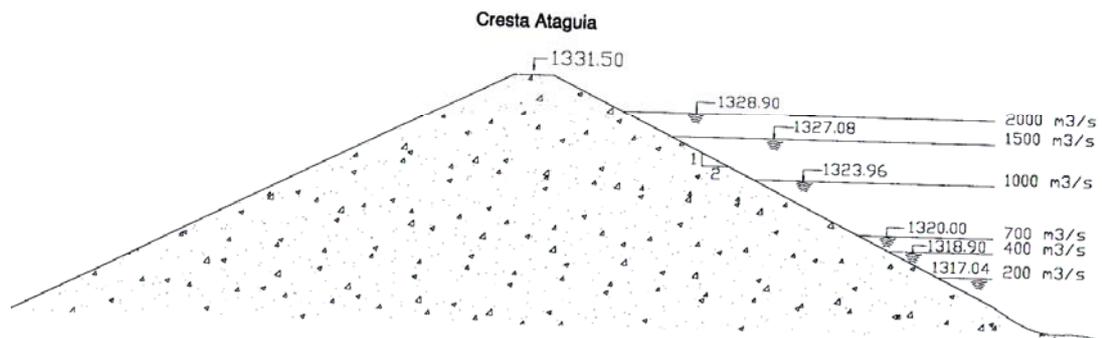


Fig. 5.4.- Niveles de agua en la ataguía

5.2.1.6 Toma

Se verificó que se puede captar un caudal de 82 m³/seg. en la toma. Para niveles muy cercanos a 1323.0 m.s.n.m. en el embalse, el caudal de captación de la toma es de 74 m³/seg. aproximadamente. Si se desea obtener el caudal máximo de captación en la toma, el nivel del embalse deberá estar por los 1323.50 m.s.n.m. aproximadamente.

5.2.1.7 Análisis de resultados

Luego de analizar los resultados obtenidos de la investigación con el diseño original y luego de realizar varios ensayos, con el fin de optimizar el funcionamiento hidráulico del conjunto de la presa derivadora, se hicieron las siguientes modificaciones:

- El muro central que divide las compuertas de fondo de las compuertas de superficie, en la zona del cuenco amortiguador, debía prolongarse en una longitud de aprox. 16 m y con una altura no menor de 6.50 m.
- La losa de aproximación funciona eficientemente con una pendiente mayor o igual a 3%.
- Disminuir la pendiente del desgravador, de tal forma que descargue en un punto que no se encuentre sumergido como puede ser la cota 1313.57

m.s.n.m. la misma que para caudales de hasta $300 \text{ m}^3/\text{seg.}$ permanece a pelo libre.

- El muro que separa las compuertas de fondo N° 1 y N° 2, debería prolongarse aguas arriba y paralelo a la toma, lo que permitirá la formación de un canal que facilite la operación de limpia frente a ésta. Para la limpieza de los sedimentos acumulados frente a la toma, es de destacar que hay una mayor eficiencia si el nivel en el embalse es muy próximo al nivel de corona del muro frente a ésta, obteniéndose muy buenos resultados con un muro de nivel de corona 1323 m.s.n.m. , logrando limpiar la zona frente a la toma en 25 min.
- Se protegería la zona aguas abajo del cuenco amortiguador, contra la erosión que podría producirse.

En la Fig. 5.5 se aprecia los cambios que se realizaron como consecuencia de los análisis de resultados en la investigación del diseño original.

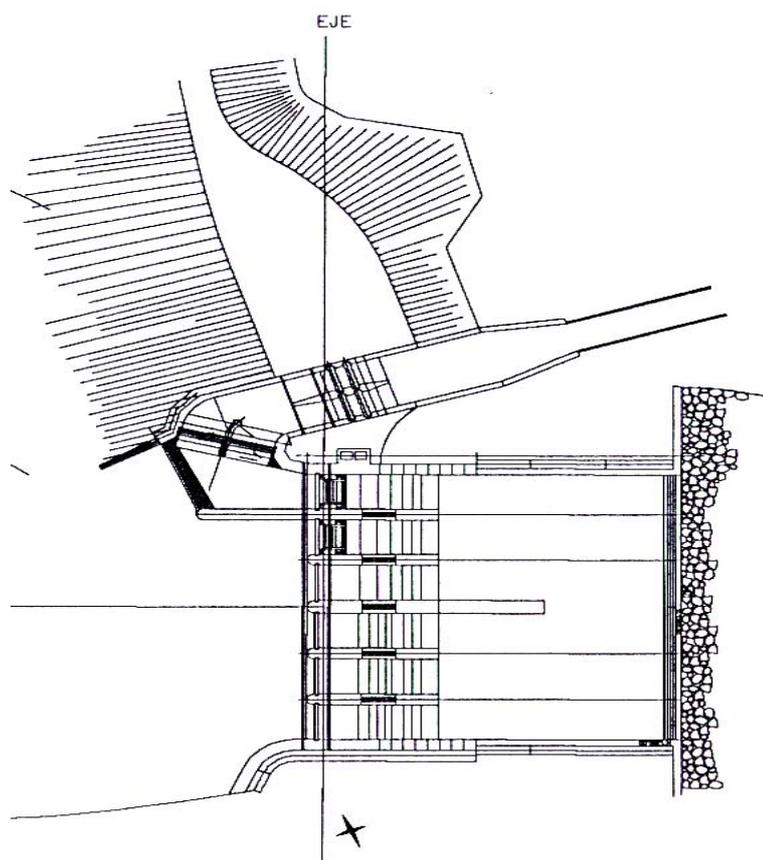


Fig. 5.5.- Vista en planta con los cambios realizados.

5.2.2 Diseño modificado

5.2.2.1 Cuenco amortiguador

En la tabla 5.8 se muestra los resultados de los ensayos realizados para determinar una adecuada la regla de operación de las compuertas de fondo y de superficie, estas estuvieron basadas en las reglas de operación preliminares alcanzadas por Electrowatt:

Tabla 5.8.- Resultados de la regla de operación de las compuertas

| Caudal m ³ /s | Nivel | Clapetas | Superficie | | Fondo | Observaciones |
|-----------------------------|-------|----------|------------|---|-------|--|
| | | | n° | m | n° | |
| 45.82 | 1329 | 2 | 1 | 1 | - | .Vórtice helicoidal que separa las compuertas C4 y C5. . Vórtice de eje vertical frente a C5 y C6 .Salto sumergido frente a las compuertas. .No hay mayor problema con los vórtices puesto que son pequeños e inofensivos. |
| 283.32 | 1329 | 2 | 3 | 1 | - | .No existe presencia de vórtices .No hay erosión al final del cuenco .Se logra disipar la energía en el cuenco amortiguador. .Salto ahogado frente a las compuertas. |
| 416.00 | 1329 | 2 | 3 | 3 | - | .Flujo bastante turbulento que se prolonga aguas abajo del cuenco frente a C4, C5 y C6 . |
| 783.80 | 1329 | 2 | 3 | 6 | - | .Flujo bastante turbulento que se prolonga aguas abajo del cuenco frente a C4,C5 yC6 .Vórtice aguas abajo en la zona cercana al desgravador. |
| 1168 | 1329 | 2 | 3 | 6 | 1 | .Flujo turbulento frente a C1,C4,C5 y C6. . Se forma un vórtice de eje vertical frente al muro central dentro del cuenco. .Salto a la salida de C1,C4,C5 y C6 sumergido. |
| 1549.02 | 1329 | 2 | 3 | | 2 | .Flujo bastante turbulento frente a 1 y 2 .Salto ahogado frente a todas las compuertas .Vórtice helicoidal que divide las compuertas C2 y C3 .Si se abre C1 y C3 en vez de C1 y C2 se elimina el vórtice helicoidal y disminuye la turbulencia. .Muro derecho del cuenco es superado por el nivel de agua en esa zona. |
| 1765.82 | 1329 | 2 | 3 | | 3 | .Salto ahogado frente a todas las compuertas. .Los muros laterales y central del cuenco son superados por el nivel de agua. |

De los ensayos en el cuenco se puede observar, que los vórtices en el mismo desaparecen, persistiendo algunos pero inofensivos.

El salto hidráulico, aguas abajo de las compuertas de fondo y superficie, se encuentra sumergido para todos los casos

Para caudales superiores a 1500 m³/seg., los muros laterales del cuenco amortiguador son superados por el nivel de agua.

Se presenta en la tabla 5.9 los niveles de superficie de agua y niveles de energía tomados en el cuenco amortiguador para caudales de 200 y 300 m³/seg. en condiciones que el embalse se mantenía en la cota 1324 y se regulaba con la compuerta C2.

Tabla 5.9.- Niveles de agua y de energía en el cuenco amortiguador

| Q (m³/s) | Descripción | Nivel Superf. | Velocidad (m/seg.) | Nivel Energía |
|--------------------------------|--------------------|----------------------|-------------------------------|----------------------|
| 200 | Inicio del cuenco | 1313.20 | 7.40 | 1325.58 |
| | Mitad del cuenco | 1314.22 | 4.25 | 1318.30 |
| | Fin de cuenco | 1314.28 | 2.62 | 1315.83 |
| | Sección 13 – 13 | 1313.90 | 2.07 | 1314.87 |
| 300 | Inicio del cuenco | 1313.35 | 9.98 | 1335.84 |
| | Mitad del cuenco | 1314.32 | 9.38 | 1334.18 |
| | Fin de cuenco | 1314.90 | 5.24 | 1321.09 |
| | Sección 13 - 13 | 1314.70 | 3.98 | 1318.27 |

Nota.- Las medidas han sido tomadas en el eje de la compuerta C2.

La energía disipada en el cuenco es aprox. 90% y 80% para 200 m³/seg. y 300 m³/seg. respectivamente, por lo que resta disipar una cierta energía, la misma que hace necesario un enrocado aguas abajo del cuenco que proteja dicha zona.

Los ensayos realizados permitieron determinar la necesidad de un enrocado de D= 0.80m, dispuesto aguas abajo del cuenco amortiguador, en una longitud de 12 m, capaz de proteger esta zona contra la erosión en condiciones normales de operación. En caso de tener condiciones de operación adversa, es decir, apertura repentina de una compuerta, concentrando todo el flujo en una sola zona, este deberá ser de 1.30 m de diámetro.

5.2.2.2 Toma

De acuerdo a la operación de la central, se necesita tener en el embalse unos determinados niveles, que garanticen la seguridad de la instalación; esto, sumado a una adecuada operación de las compuertas de toma permitirá la captación requerida.

Los ensayos en el modelo, han contemplado los niveles 1323, 1324, 1329 en el embalse, así como y los niveles que se establecen para diferentes caudales que circulan por el río, teniendo en operación sólo las tres compuertas de superficie. Para estos niveles y diferentes aberturas en la compuerta de toma, se ha

determinado el caudal captado. Los niveles se han registrado en una zona muy próxima a la entrada de la toma.

A continuación, se muestran las tablas 5.10 a 5.14 donde se registran los valores obtenidos en los ensayos en donde la abertura corresponde a la apertura de las compuertas de toma en metros, el caudal es el captado a través de las dos compuertas y el tirante es el normal en el canal de enlace.

Tabla 5.10.- Captación manteniendo el desgravador cerrado y controlando el nivel del embalse en 1323 m.s.n.m.:

| Nivel en el embalse 1323 m.s.n.m. | | |
|--|--|------------------------|
| Abertura (m) | caudal (m³/seg.) | Tirante (m) |
| 0.90 | 37.97 | 2.28 |
| 1.20 | 45.84 | 2.60 |
| 3.80 | 77.52 | 3.87 |
| 4.50 | 84.00 | 4.12 |

Tabla 5.11.- Captación manteniendo el desgravador cerrado y controlando el nivel del embalse en 1324 m.s.n.m.:

| Nivel en el embalse 1324 m.s.n.m. | | |
|--|--|------------------------|
| Abertura (m) | caudal (m³/seg.) | Tirante (m) |
| 1.20 | 60.55 | 3.21 |
| 1.60 | 78.42 | 3.91 |
| 2.40 | 84.55 | 4.14 |
| 3.20 | 95.40 | 4.55 |

Tabla 5.12.- Captación manteniendo el desgravador cerrado y controlando el nivel del embalse en 1329 m.s.n.m.:

| Nivel en el embalse 1329 m.s.n.m. | | |
|--|-------------------------------------|------------------------|
| Abertura (m) | caudal (m³/s) | Tirante (m) |
| 0.80 | 68.50 | 3.52 |
| 0.90 | 70.58 | 3.60 |
| 1.00 | 84.05 | 4.12 |
| 1.40 | 97.00 | 4.64 |
| 1.60 | 113.00 | 5.20 |

Tabla 5.13.- Captación manteniendo el desgravador abierto y controlando el nivel del embalse en 1324 m.s.n.m.:

| Nivel en el embalse 1324 msnm | | |
|-------------------------------|----------------------------------|----------------|
| Abertura (m) | caudal (m ³ /seg.) | Tirante (m) |
| 1.60 | 59.09 | 3.15 |
| 2.36 | 82.00 | 4.04 |
| 2.40 | 83.71 | 4.11 |
| 2.80 | 90.74 | 4.37 |
| 3.20 | 93.45 | 4.47 |

Tabla 5.14.- Captación manteniendo sólo las tres compuertas de superficie abiertas:

| Qrío | Niv. Embalse m.s.n.m | Toma | | Opera desgravador |
|------|----------------------|----------------------------|--------|-------------------|
| | | Qcapt m ³ /s | a m | |
| 100 | 1323.88 | 82 | 2.4 | No |
| 100 | 1323.02 | 68.28 | 4.5 | Si |
| 108 | 1323.74 | 82 | 4.5 | Si |
| 200 | 1324.95 | 82 | 1.56 | No |
| 200 | 1324.76 | 82 | 1.88 | Si |
| 300 | 1325.94 | 82 | 1.12 | No |
| 300 | 1325.73 | 82 | 1.16 | Si |
| 500 | 1327.74 | 82 | 1.08 | No |
| 500 | 1327.54 | 82 | 1.12 | Si |

Nota: “a” es la abertura de las compuertas de toma en metros.

Se verificó que efectivamente se puede captar un caudal de 82 m³/seg. si es que se garantizan las siguientes condiciones, tabla 5.15:

Tabla 5.15.- Regla de operación de la toma para captar 82 m³/seg

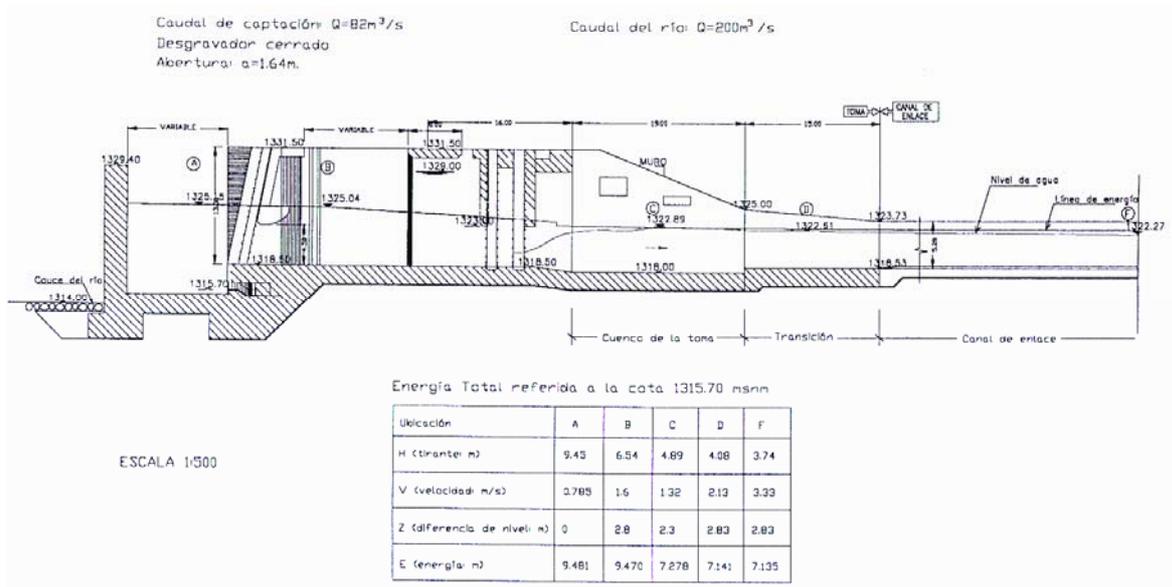
| NIVEL EN EL EMBALSE m.s.n.m. | ABERTURA DE COMPUERTAS DE TOMA m | SITUACIÓN DEL DESGRAVADOR | CAPTACIÓN EN LA TOMA m ³ /seg. |
|------------------------------------|--|------------------------------|---|
| 1329 | 0.95 | CERRADO | 82 |
| 1324 | 2.20 | CERRADO | 82 |
| 1324 | 2.36 | ABIERTO | 82 |
| 1323 | 4.30 | CERRADO | 82 |

Para caudales mayores o iguales a los 108 m³/seg. se puede operar conjuntamente la toma y el desgravador sin disminuir la máxima capacidad de captación (82 m³/seg).

Cuando opera el desgravador, disminuye el nivel en el embalse, por lo que si se quiere seguir captando $82 \text{ m}^3/\text{seg}$. se tendría que aumentar la apertura de las compuertas de toma.

En las Figs. del 5.6 al 5.9, se muestran los valores registrados en la toma, cuenco amortiguador, transición y canal de enlace de los niveles de agua para los caudales de 200 y $500 \text{ m}^3/\text{seg}$ en el río, cuando se está captando en la toma $82 \text{ m}^3/\text{seg}$.

**Gráfico 5.6.- Perfil longitudinal del nivel de agua y línea de energía en la toma modificada. $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$.
Abertura de desgravador $a = 1.64 \text{ m}$.**



**Gráfico 5.7.- Perfil longitudinal del nivel de agua y línea de energía en la toma modificada. $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$.
Abertura de desgravador $a = 1.88 \text{ m}$.**

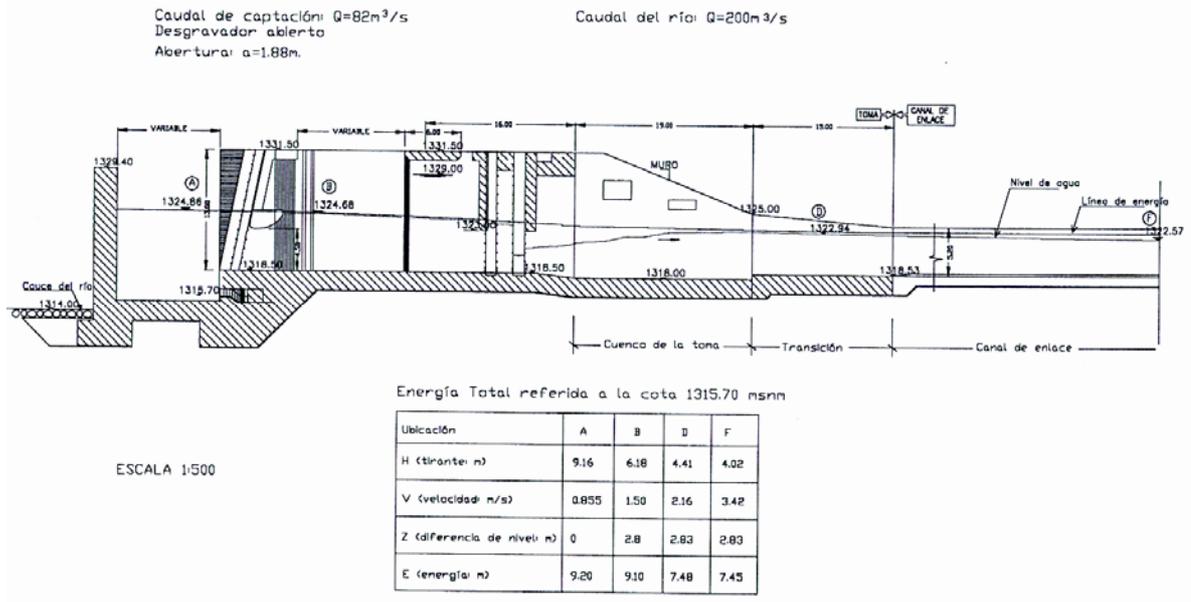


Gráfico 5.8.- Perfil longitudinal del nivel de agua y línea de energía en la toma modificada. $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$. Abertura de desgravador $a = 1.08 \text{ m}$.

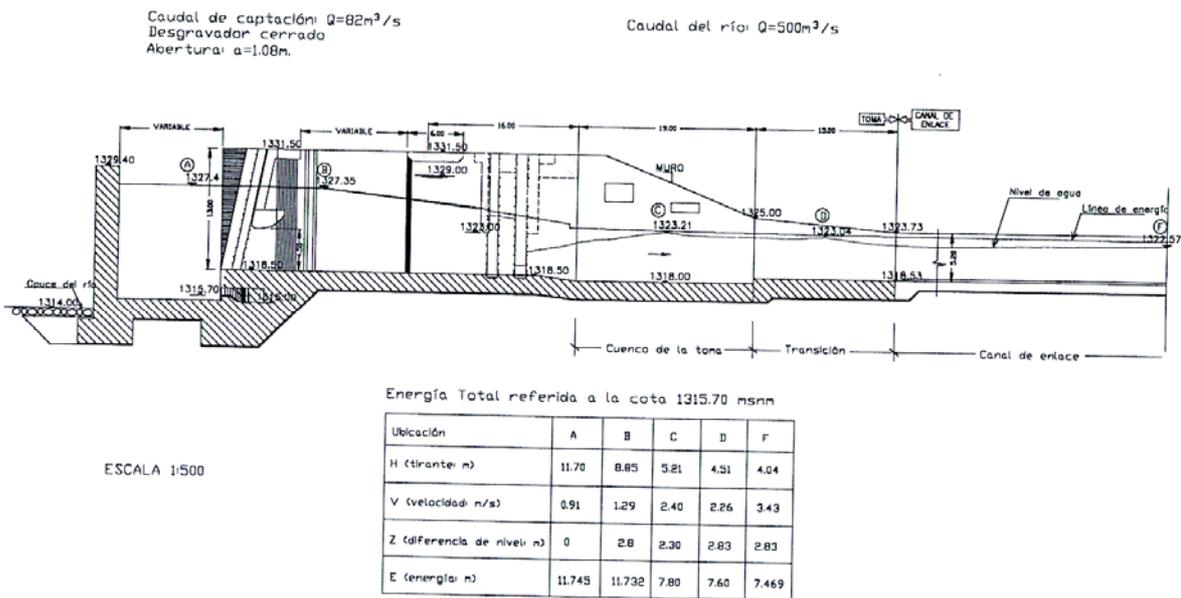
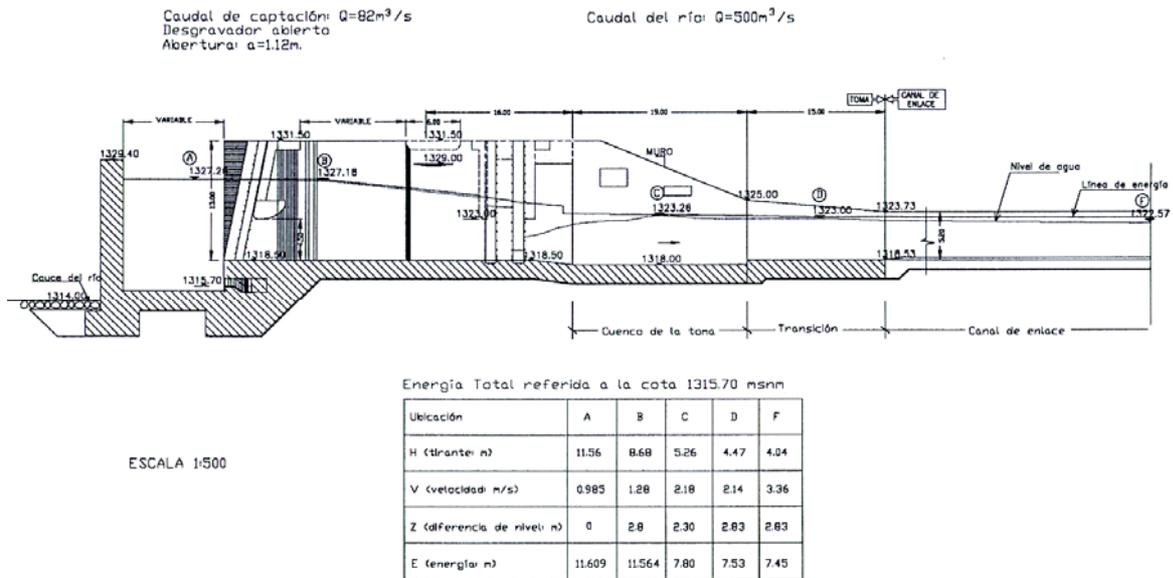


Gráfico 5.9.- Perfil longitudinal del nivel de agua y línea de energía en la toma modificada. $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$. Abertura de desgravador $a = 1.12 \text{ m}$.



El salto hidráulico, producido aguas abajo de las compuertas de toma, se encuentra sumergido disipándose gran parte de la energía en el cuenco amortiguador de la toma.

El tirante normal formado en el canal de enlace para $82\text{ m}^3/\text{seg.}$ es 4.04 m , con formación de olas hasta de 0.40 m , por lo que se recomienda, si se supera este caudal, tener en cuenta esta situación.

5.2.2.3 Desgravador

Para determinar la eficiencia del desgravador se realizaron ensayos incorporando diferentes granulometrías cerca de la entrada del mismo.

Los ensayos se hicieron para diferentes caudales en el río, manteniendo la cota del embalse en 1324 m.s.n.m. y con captación en la toma. La tabla 5.16 muestra los diámetros máximos del material granular evacuado por el desgravador.

Tabla 5.16- Diámetros evacuados por el desgravador

| Q m^3/s | 100 | 200 | 300 |
|-------------------------------|-----|-----|-----|
| $\phi_{\text{máx. evacuado}}$ | 1m | 1m | 1m |

De los resultados, se puede constatar que el desgravador puede evacuar fácilmente la máxima bolonería existente en la zona $\phi=0.50\text{ m}$.

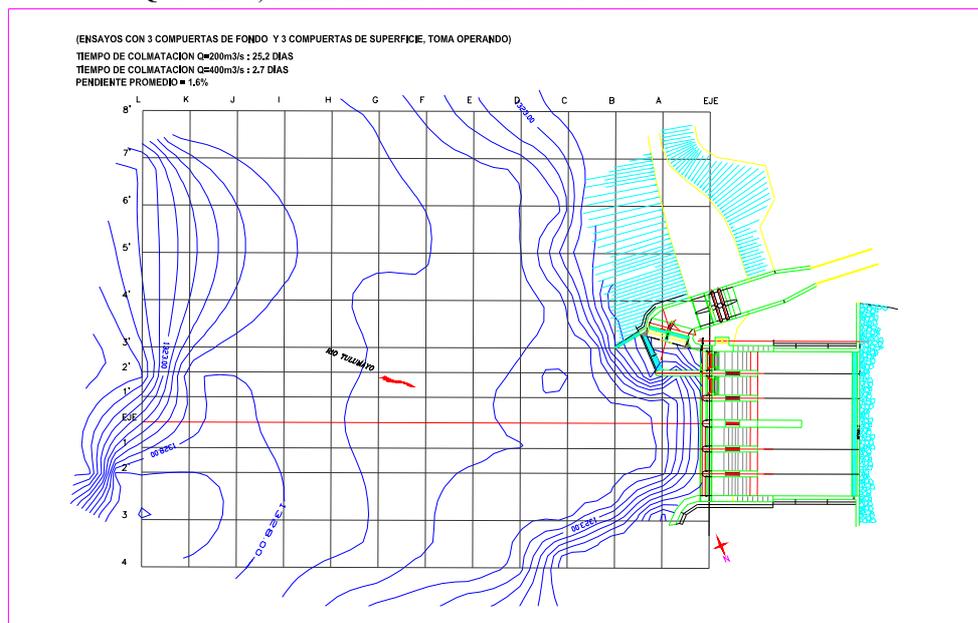
El factor de forma promedio del material evacuado es 0.65 y la densidad del material 2565 Kg/m³.

5.2.3 Programa de ensayos sedimentológicos

5.2.3.1 Ensayos Grupo "A"

- **Condiciones de colmatación (ver Fig. 5.10)**
 - Toma en operación y tres compuertas de superficie abiertas.
 - Compuertas de fondo cerradas.
 - Desgravador cerrado.
 - Incorporación de caudal sólido correspondiente a un caudal líquido de 200 m³/seg., durante un tiempo de 25.2 días en prototipo
 - Incorporación de caudal sólido correspondiente a un caudal líquido de 400 m³/seg., durante un tiempo de 2.7 días en prototipo.

Fig. 5.10.- SITUACION FINAL LUEGO DE LA COLMATACION CON Q=200m³/s Y Q=400m³/s; PARA ENSAYOS DEL GRUPO "A"



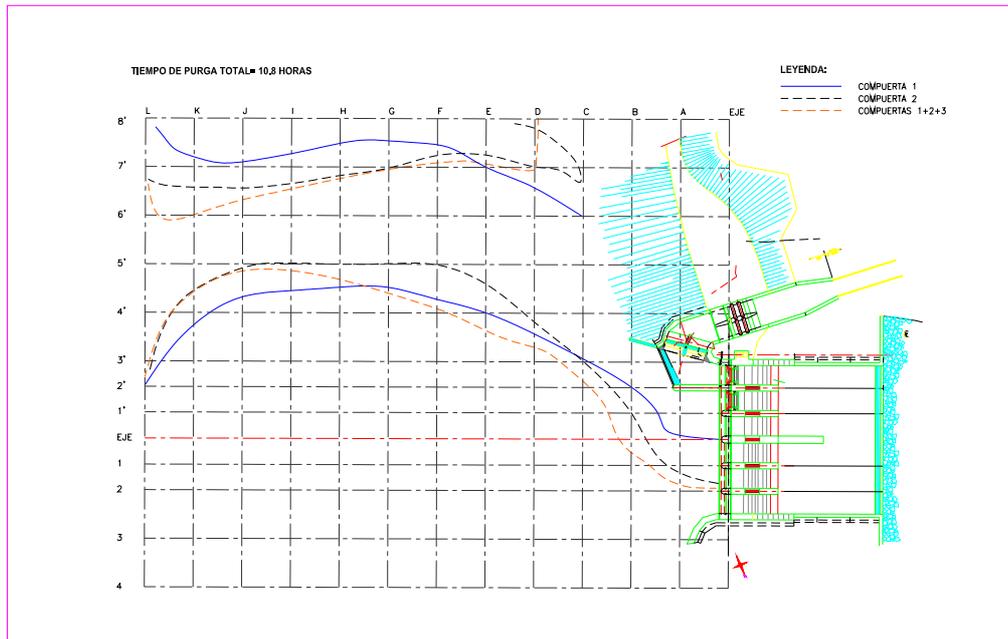
- **Condiciones de purga**

Caudal de 200 m³/seg. (ver Fig. 5.11)

Secuencialmente, se realizó la purga con aporte de caudal sólido y operando de la siguiente manera:

- Purga teniendo sólo la compuerta N° 1 completamente abierta por un tiempo de 5 horas en prototipo.
- Purga teniendo sólo la compuerta N° 2 completamente abierta por un tiempo de 3.7 horas prototipo.
- Purga teniendo las tres compuertas de fondo completamente abiertas por un tiempo de 2.1 horas.

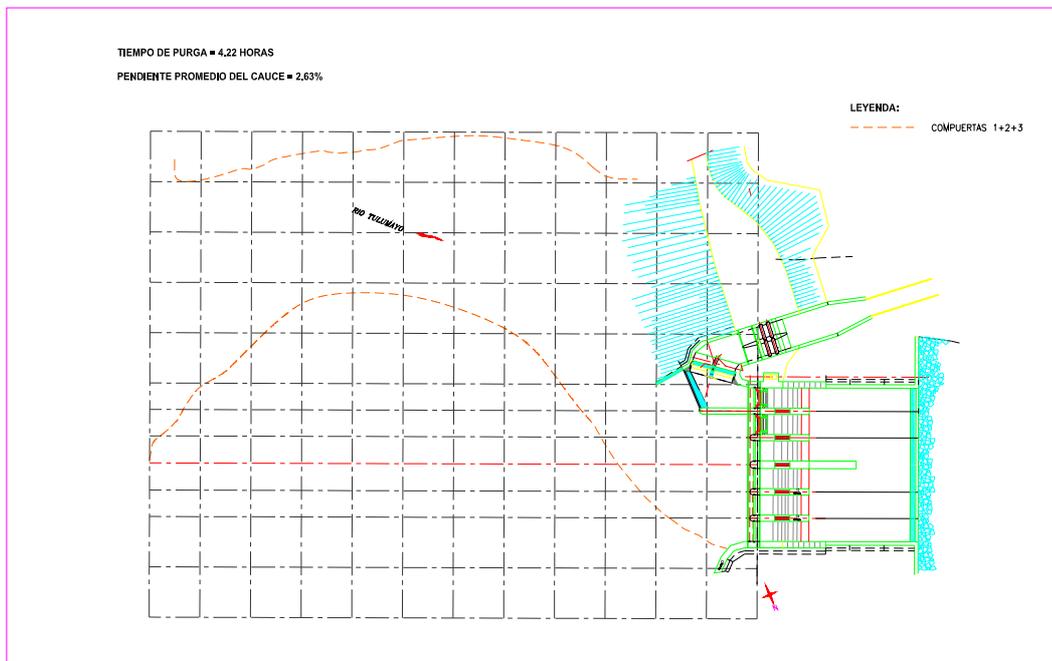
Fig. 5.11.- SITUACION LUEGO DE LA PURGA CON $Q=200\text{m}^3/\text{s}$; PARA ENSAYOS GRUPO "A"



Caudal de $400\text{ m}^3/\text{seg.}$ (ver Fig. 12)

Luego de efectuar la secuencia con un caudal de $200\text{ m}^3/\text{seg.}$, se purgó con un caudal de $400\text{ m}^3/\text{seg.}$ con tres compuertas de fondo totalmente abiertas, por un tiempo de 4.2 horas.

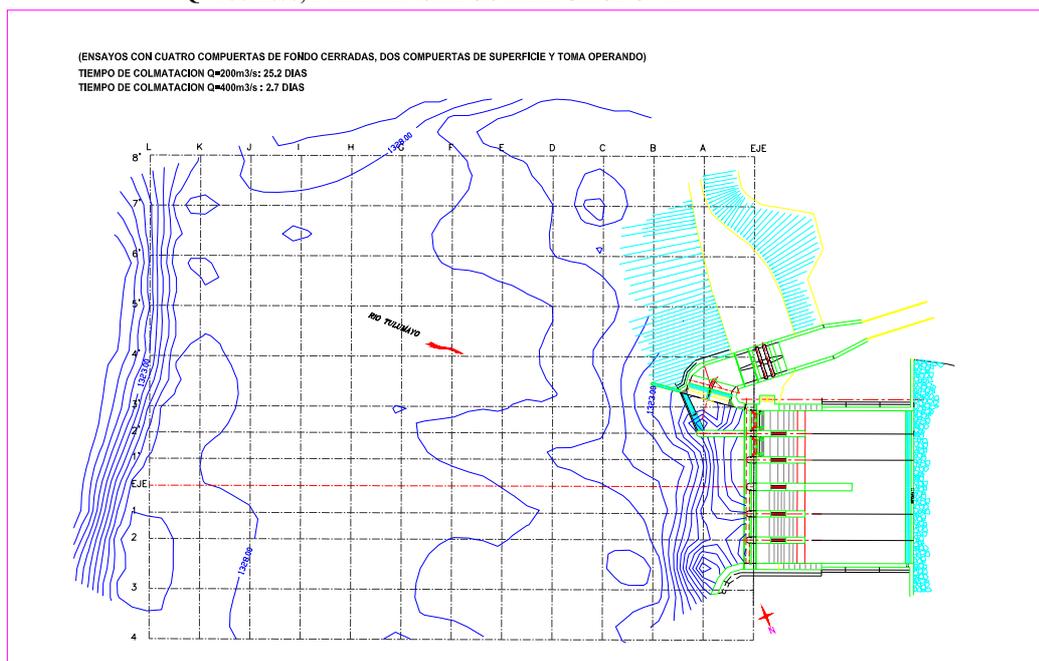
Fig. 5.12.- SITUACION LUEGO DE LA PURGA CON $Q=400\text{m}^3/\text{s}$; PARA ENSAYOS GRUPO "A"



5.2.3.2 Ensayos Grupo "B"

- **Condiciones de colmatación (ver Fig. 5.13)**

Fig. 5.13.- SITUACION FINAL LUEGO DE LA COLMATACION CON $Q=200\text{m}^3/\text{s}$ Y $Q=400\text{m}^3/\text{s}$; PARA ENSAYOS DEL GRUPO "B"

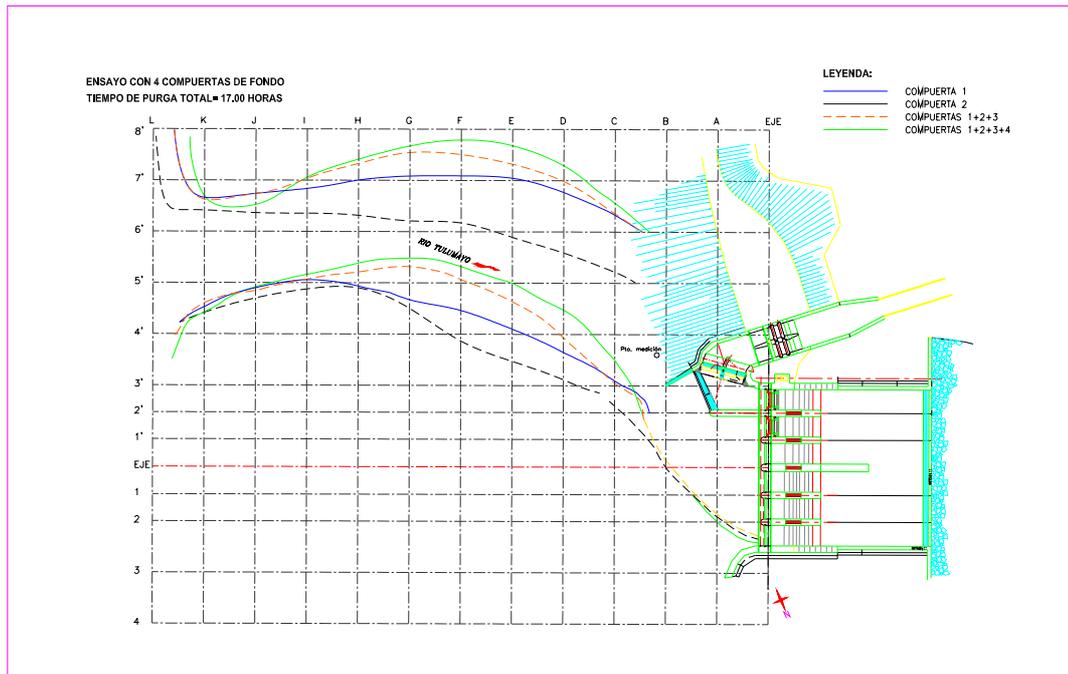


- Toma en operación y dos compuertas de superficie abiertas.
- Compuertas de fondo cerradas.
- Desgravador cerrado.
- Incorporación de caudal sólido correspondiente a un caudal líquido de $200\text{ m}^3/\text{seg.}$, durante un tiempo de 25.2 días en prototipo.
- Incorporación de caudal sólido correspondiente a un caudal líquido de $400\text{ m}^3/\text{seg.}$, durante un tiempo de 2.7 días en prototipo.

▪ **Condiciones de purga**

Caudal de $200\text{ m}^3/\text{seg.}$ (ver Fig. 5.14)

Fig. 5.14.- SITUACION LUEGO DE LA PURGA CON ENSAYOS GRUPO B, (ABERTURA SECUENCIAL DE LAS COMPUERTAS)



Secuencialmente, se realizó la purga con aporte de caudal sólido, operando tal como se detalla a continuación:

- Purga teniendo sólo la compuerta N° 1 completamente abierta, por un tiempo de 5 horas en prototipo.
- Purga teniendo sólo la compuerta N° 2 completamente abierta, por un tiempo de 3.7 horas prototipo.
- Purga teniendo las tres compuertas de fondo completamente abiertas, por un tiempo de 2.1 horas prototipo.
- Purga abriendo las cuatro compuertas de fondo completamente, por un tiempo de 6.3 horas prototipo.

5.2.3.3 Ensayos Grupo "C"

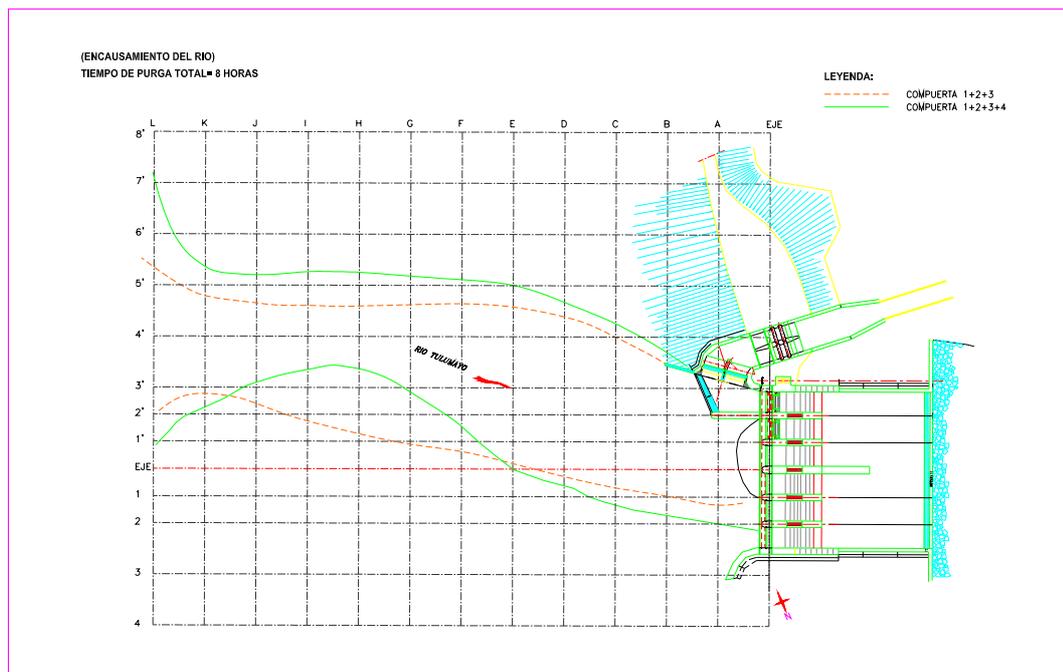
▪ Condiciones de colmatación

- Se rellenó artificialmente el embalse hasta la cota 1325, aproximadamente.

▪ Condiciones de purga

Caudal de 200 m³/seg. (ver Fig. 5.15)

Fig. 5.15.- SITUACION LUEGO DE LA PURGA CON Q=200 m³/s ; PARA ENSAYOS GRUPO "C "



Secuencialmente se realizó la purga con aporte de caudal sólido, operando tal como se detalla a continuación:

- Se indujo el flujo, para que discurra por el centro. Es decir, se simuló la presencia de espigones.
- Purga teniendo tres compuertas de fondo completamente abiertas por un tiempo de 3.7 horas.
- Purga teniendo cuatro compuertas de fondo completamente abiertas por un tiempo 4.2 horas.

Para esta condición de purga, se pudo observar que al abrir la compuerta N°4, la N° 2 pierde efectividad en forma notable, recuperándola cuando se vuelve a cerrar N° 4.

5.2.3.4 Ensayos Grupo "D"

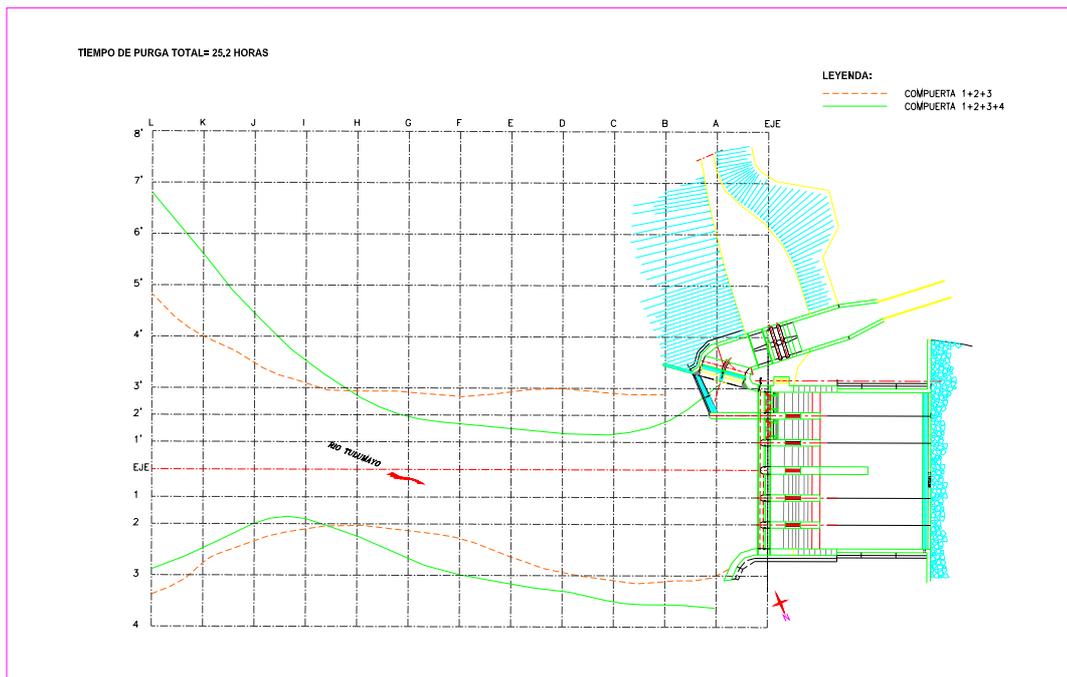
▪ Condiciones de colmatación

- Toma en operación y dos compuertas de superficie abiertas.
- Compuertas de fondo cerradas.
- Desgravador cerrado.
- Incorporación de caudal sólido correspondiente un caudal líquido de 200 m³/seg., durante un tiempo de 25.2 días en prototipo.
- Incorporación de caudal sólido correspondiente un caudal líquido de 400 m³/seg., durante un tiempo de 2.7 días en prototipo.
- Reposición del material erosionado luego de la purga con 3 compuertas de fondo completamente abiertas, previo a la purga con 4 compuertas de fondo.

▪ Condiciones de purga

Caudal de 400 m³/seg. (ver Fig. 5.16)

Fig. 5.16.- SITUACION LUEGO DE LA PURGA CON $Q=400 \text{ m}^3/\text{s}$; PARA ENSAYOS GRUPO "D"



- Purga teniendo tres compuertas de fondo completamente abiertas por un tiempo de 12.6 horas.
- Purga teniendo cuatro compuertas de fondo completamente abiertas por un tiempo 12.6 horas.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 De la investigación hidráulica

Las conclusiones obtenidas de la investigación en modelo hidráulico, responden a los objetivos del presente trabajo.

- El funcionamiento hidráulico de las obras de captación está garantizado, al haberse efectuado optimizaciones al diseño original. Las modificaciones que se han producido han sido coordinadas permanentemente con Electrowatt, de tal manera que se han podido ensayar alternativas en forma interactiva.
- La toma tiene la capacidad de captación requerida por la central hidroeléctrica y es de 82 m³/s.
- Los niveles de operación se pueden obtener con una eficiente operación de las compuertas de fondo.
- La losa de aproximación, situada aguas arriba del eje de la presa, debe tener pendiente longitudinal para permitir su limpieza, esta pendiente es de 3%.
- Se determinó la necesidad de prolongar el pilar que divide las compuertas de fondo N° 1 y N° 2 para permitir la limpieza de la zona cercana a la toma, cuando se abra la compuerta N° 1. El pilar debe prolongarse 15.50 m
- Es necesario introducir al diseño original, un muro central que divida las compuertas de fondo de las compuertas de superficie, en la zona del cuenco amortiguador. Este muro elimina la presencia de un vórtice de eje vertical que impedía la correcta disipación de energía del cuenco amortiguador y por lo tanto, provocaban erosiones en el cauce y flujos no deseados en el mismo cuenco. Este muro se prolongará una distancia de 18.50 m.
- La salida del desgravador originalmente quedaba sumergida, por lo que se recomendó colocar su sección final en la cota en la cota 1313.57 m.s.n.m. para evitar este inconveniente. Electrowatt solicitó ensayar con la cota 1312.93 m.s.n.m., para lo cual se determinó que a pesar de actuar sumergida la salida del desgravador, éste tenía capacidad suficiente para arrastrar bolones de 0.5 m, cuya presencia es improbable. Para este caso, se registraron velocidades en el desgravador de aproximadamente 10 m/seg. para caudales de 100 m³/seg. en el río.

Las partículas utilizadas para probar la eficiencia del desgravador, tienen un factor de forma de 0.65.

- Se ha constatado el riesgo de formación de vórtice tipo herradura aguas arriba del pilar N° 2, durante las operaciones de purga, por lo que se recomienda considerar darle una forma más hidrodinámica a la cara, aguas arriba de dichos pilares.
- La ataguía situada en la margen izquierda tiene una cota de umbral suficiente, incluso para avenidas de 2000 m³/seg.
- Espigones:

A pesar de que, en forma natural, el cauce principal se encuentra en el centro, debido a la operación de la toma en forma casi permanente se genera un llamado hacia la margen izquierda, en forma meándrica.

La consecuencia negativa de este meandro es que en algún momento llega a inutilizar las compuertas N°1 y N°2.

Se han efectuado ensayos simulando la presencia de espigones que permitan la formación de un canal central, lo que produjo una mejor eficiencia de las compuertas de fondo.

- Se analizó la posibilidad de introducir una cuarta compuerta de fondo y se hicieron pruebas comparativas de los efectos en la purga, llegándose a la conclusión de que no introduce mejoras significativas.
- Respecto al transporte de sedimentos, se efectuaron ensayos utilizando la curva granulométrica de fondo debidamente transformada, primeramente por efectos de acorazamiento para los caudales de 200 y 400 m³/seg. y luego trasladándola a modelo en base al análisis de semejanza.
- Si se desea investigar cuantitativamente la operación de purga del embalse, debería tenerse modelada una mayor longitud que la actual.
- El colchón disipador de energía de la toma cumple su función, porque logra disipar la energía total, entregando al canal de enlace una energía similar a la que le corresponde a su flujo normal, además el salto hidráulico se produce dentro de él.

Se realizaron medidas de tirantes y velocidades que permitieron calcular las energías totales y encontrar la disipación de energía para cada tramo.

- El colchón disipador de energía, aguas abajo de las compuertas de superficie y de compuertas de fondo, cumple con eficiencia su función, pues el salto hidráulico se produce dentro de él y también porque entrega al río una energía total ligeramente mayor que la energía normal del río, por lo que se hace necesaria la colocación de un enrocado aguas abajo de su última sección.
- Se recomienda operar el embalse en la menor cota posible, con la finalidad de reducir la sedimentación en cotas altas, que posteriormente será imposible purgarlas por medios hidráulicos. Esta cota podría ser la 1324 m.s.n.m.,

conclusión a la que se llegó luego de efectuar los 4 grupos de ensayos sedimentológicos solicitados por el cliente.

- La operación de las compuertas de fondo debe ser lo más simétrica posible.
- El desgravador puede comenzar a operar para caudales del río iguales o mayores a $108 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- Cuando se efectúe la purga del embalse, conviene abrir las tres compuertas de fondo y luego de 30 minutos prototipo, se pueden cerrar 2 de ellas. Esta operación tiene la finalidad de evitar altas concentraciones de flujo en una sola compuerta, lo que traería como consecuencia principal, un ataque del cauce, aguas abajo del cuenco amortiguador.

Se han efectuado pruebas en situaciones extremas de funcionamiento (abertura de una sola compuerta y el embalse en la cota 1329 ms.n.m.) y se ha obtenido que se necesitarían bloques cúbicos de 1.30 metros para evitar erosiones, aguas abajo del cuenco.

De operarse eficientemente, el enrocado pueden ser de cubos de concreto armado de 0.80 metros de lado o rocas con su equivalente en peso.

6.2 De la investigación sedimentológica

Se deberá contemplar en el diseño, la modificación del muro de la margen izquierda, junto a la toma, que acompaña el talud de la ataguía, pues en el modelo, se pudo observar que la ubicación actual es desfavorable para el comportamiento de las compuertas N° 1 y 2.

El criterio para decidir el tiempo de purga para cada caso, fue el de observar que ya no se presenten variaciones en planta del cauce formado por la purga, aunque se siga profundizando. Por esta razón, es importante analizar la variación del área formada en cada condición de purga para todos los ensayos, pues los volúmenes purgados dependerán del tiempo de limpieza.

6.2.1 GRUPO "A"

6.2.1.1 Purga con caudal de $200 \text{ m}^3/\text{seg}$.

➤ Compuerta N° 1 abierta:

En la cercanía de la presa derivadora, sobre la margen derecha, la erosión llega hasta el eje de ésta.

➤ Compuerta N° 2 abierta:

La limpieza en la zona cercana a la presa, llega hasta el pilar divisorio de las compuertas de superficie N° 2 y 3.

➤ **Compuertas N° 1, 2 y 3 abiertas:**

Al abrir las tres compuertas, sobre la margen derecha se observa un mayor avance en la zona cercana a la presa.

Se visualiza que el cauce principal se desplaza hacia la derecha, respecto al formado teniendo sólo la compuerta N° 2 abierta, ganándose una superficie de limpieza.

Como resultado de todo lo anterior, se puede concluir que es más conveniente efectuar la limpieza abriendo secuencialmente las compuertas y no todas en simultáneo.

➤ **Aumento del caudal a 400 m³/seg.:**

La superficie de limpieza aumenta notablemente y como consecuencia, los volúmenes de sedimentos evacuados son mayores.

6.2.2 GRUPO "B"

6.2.2.1 Purga con caudal de 200 m³/seg.:

- El ancho del cauce sobre la margen derecha y en la cercanía de la presa, es ligeramente mayor para el caso de cuatro compuertas de fondo.

Hacia aguas arriba cambia la configuración del cauce, pero no aumenta la superficie o volumen evacuado, puesto que la diferencia de área entre la que corresponde a la purga con 3 compuertas con la de 4, es de 150 m², lo que supone un 1% de variación.

- Se puede concluir que la presencia de la compuerta N° 4, no aporta beneficio significativo.
- Al abrir la compuerta N° 4, se pudo observar que las compuertas N° 2 y 3 disminuyen su capacidad de transporte, especialmente la N° 2 que prácticamente queda obstruida.

6.2.3 GRUPO "C"

6.2.3.1 Purga con caudal de 200 m³/seg.:

- La compuerta N°4 favorece la limpieza sólo en la cercanía de la presa, pues en esta zona se incrementa en 8 m el ancho del cauce formado por la purga en esta condición.

- Se puede observar que la configuración en planta cambia pero la variación en área y volumen no es significativa.

6.2.4 GRUPO "D"

6.2.4.1 Purga con caudal de 400 m³/seg.:

- Al comparar las áreas de influencia de para la purga con 3 y 4 compuertas de fondo, se concluye que son similares y sólo se incrementa en 1400 m² en el caso de la purga con 4 compuertas, que supone un incremento del 9%.

Bibliografía

1. LAJOS, Ivicsics. *Hidraulics Models*. Budapest: Research Institute for Water Ressources Development, 1975.
2. LÓPEZ CARDENAS DE LLANO, F. *Hidráulica*. Madrid: Fundación Conde del Valle de Salazar, 1983.
3. MATAIX, Claudio. *Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas*. Ediciones del Castillo, 1970.
4. ROCHA FELICES, Arturo. *Modelos hidráulicos: realidad y fantasía*. Santiago: Universidad de Chile, 1985.
5. ROCHA FELICES, Arturo. *Transporte de sedimentos aplicado al diseño de estructuras hidráulicas*. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil, 1990.
6. SCHOKLITSCH, Armim. *Construcciones hidráulicas, tomo I*. Tercera edición. Barcelona: Gustavo Gil, 1968.
7. SIMÓN, Andrew L. *Hidráulica Básica*. México, DF: Limusa, 1983.
8. SOTELO AVILA, Gilberto. *Hidráulica General Vol. I*. México, DF: Limusa, 1974.
9. TORRES HERRERA, Francisco. *Obras hidráulicas*. México, DF: Limusa, 1983.
10. VALLARMO, Eugenio. *Obras hidráulicas*. Madrid: ETS de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, 1980.
11. VEN TE, Chow. *Hidráulica de canales abiertos*. México, DF: Diana, 1986.