

FUNDACIÓN



PROYECTO HIDROELÉCTRICO ZIMAPÁN
"ING. FERNANDO HIRIART BALDERRAMA"

APORTACIONES A LA INGENIERIA DE PRESAS EN MÉXICO

Humberto Marengo Mogollón

26

CUADERNOS FICA

M É X I C O
1 9 9 8

Consejo Directivo de Fundación ICA.

Presidente.

Bernardo Quintana.

Vicepresidentes.

Dr. José Sarukhán Kérmez

Dr. Guillermo Soberón Acevedo

Ing. Guillermo Guerrero Villalobos

Ing. Raúl López Roldán

Director Ejecutivo.

Ing. Fernando O. Luna Rojas

Cuerpos Colegiados de los Programas Operativos.

Comité de Becas.

Ing. José Manuel Covarrubias Solís

Dr. Francisco Yeomans Reyna

Ing. Miguel Angel Parra Mena

Comité de Premios.

Dr. Luis Esteva Maraboto

M.I. Mario Ignacio Gómez Mejía

Ing. Gregorio Farias Longoria

Comité de Publicaciones.

Ing. José Iber Rojas

Dr. Oscar González Cuevas

Dr. Horacio Ramírez de Alba

Ing. Gabriel Moreno Pecero

Ing. Santiago Martínez Hernández

Comité de Investigación.

Dr. José Luis Fernández Zayas

Dr. Bonifacio Peña Pardo

Dr. Ramón Padilla Mora

Dr. Roberto Melli Piralla

FUNDACIÓN



**PROYECTO HIDROELÉCTRICO ZIMAPÁN
"ING. FERNANDO HIRIART BALDERRAMA"**

APORTACIONES A LA INGENIERIA DE PRESAS EN MÉXICO

Humberto Marengo Mogollón

26

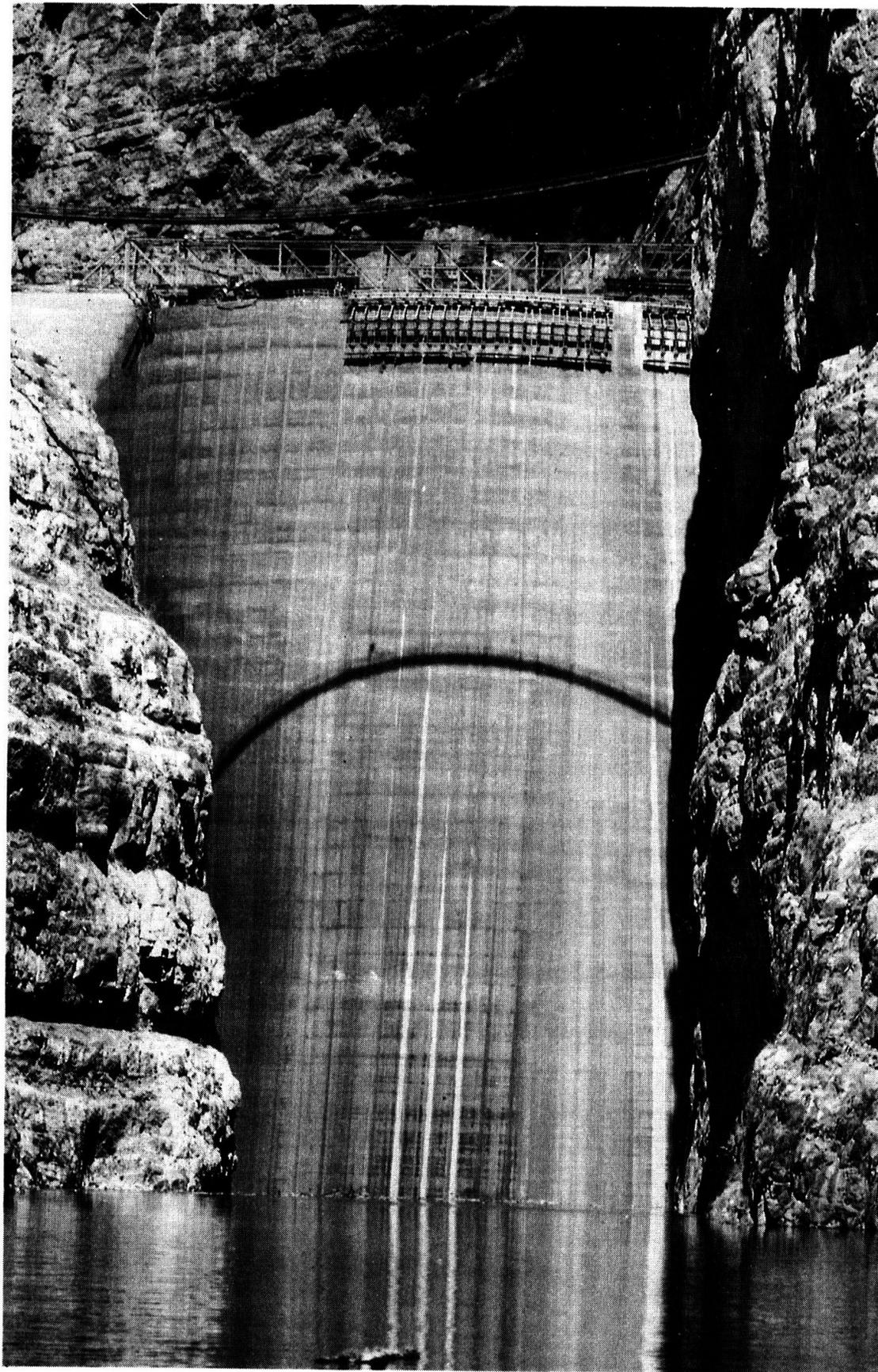
CUADERNOS FICA

**M É X I C O
1 9 9 8**

Derechos Reservados 1998
Fundación ICA, AC.
Av. del Parque 91
Colonia Nápoles.
C.P. 03810 México, D.F.
Tel. 669 39 85, 272 99 91, 272 99 15
ext. 4000-4001

ISBN 968-7508 43-4
ISSN 1405-387X

Impreso en México.



Humberto Marengo Mogollón.

Obtuvo el título de ingeniero civil, la maestría y el doctorado en ingeniería con especialidad en hidráulica en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, donde se hizo acreedor al reconocimiento de la investidura doctoral y a la Medalla Gabino Barreda que otorga la UNAM a los mejores promedios.

En 1974 ingresa a CIEPS ingenieros proyectistas como proyectista de obras hidráulicas, en 1978 a la Comisión del Plan Nacional Hidráulico como analista y de 1980 a la fecha en la Comisión Federal de Electricidad, donde ha ocupado los siguientes cargos :

- **Jefe del Centro de Proyectos Hidroeléctricos del Sureste en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas.**
- **Jefe de la disciplina de normalización civil y proyectos especiales.**
- **Jefe del proyecto hidroeléctrico ampliación Temascal, Oaxaca.**
- **Jefe del proyecto hidroeléctrico Agua Prieta, Jalisco.**
- **Jefe del proyecto hidroeléctrico Zimapán, Hidalgo.**

Fundó la Maestría en Ingeniería Hidráulica en la Universidad Juárez Autónoma de Tabasco donde fue profesor e investigador, también ha sido profesor en la Universidad Autónoma de Chiapas, en el Instituto Tecnológico de Estudios Superiores de Monterrey (Campus Chiapas) y en la División de Estudios Profesionales de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, actualmente es profesor por asignatura de la Universidad Iberoamericana y de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, donde también funge como Coordinador General del Diplomado de Actualización en el Proyecto y Construcción de Obras Hidráulicas.

Ha publicado numerosos artículos técnicos y ponencias en revistas especializadas y en congresos nacionales e internacionales, y ha dictado más de 60 conferencias acerca de presas, proyectos hidroeléctricos y temas afines.

Su principal actividad en más de 23 años de ejercicio profesional se ha enfocado a diversas actividades del diseño, proyecto y construcción de presas interviniendo en los proyectos Comedero y Bacurato, Sin., Chicoasen, Peñitas, e Itzantun Chis., Temascal Oax., Caracol Gro., Aguaprieta Jal. , Aguamilpa Nay., y Zimapán Hgo.

Ha participado en diversos estudios de los proyectos Villita e Infiernillo Mich., Huites Sin., y en proyectos en el extranjero como Fortuna y Estí en la República de Panamá.

Actualmente funge como Gerente Técnico de Proyectos Hidroeléctricos en la Comisión Federal de Electricidad, donde se elaboran los estudios de planeación, la ingeniería básica, conceptual y la ingeniería de detalle así como el seguimiento y apoyo en la construcción, montaje y puesta en servicio de los proyectos hidroeléctricos de México.

Es miembro del Colegio de Ingenieros Civiles de México, de la Asociación Mexicana de Hidráulica, de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, de la Sociedad de Exalumnos de la Facultad de Ingeniería de la UNAM y fue el Director de Conferencias y Publicaciones en la Asociación Mexicana de Túneles y Obras Subterráneas.

Resumen: La Central Hidroeléctrica Zimapán “Ing. Fernando Hiriart Balderrama” en el Estado de Hidalgo, se construyó en México entre 1990 y 1995; en este documento se muestra el esquema general del mismo y se señalan los conceptos o elementos innovadores que se presentaron durante su diseño y su construcción, indicándose también como mejoran estos elementos la práctica profesional, con lo que se pretende mostrar la aportación a la ingeniería de presas en México.

Contenido.

I. Descripción de las obras

I.1. Generalidades.

- I.1.1. Introducción.**
- I.1.2. Generación de electricidad.**
- I.1.3. Beneficios adicionales.**

I.2. Estudios previos.

I.3. Información hidrometeorológica.

I.4. Hidrología.

I.5. Régimen del escurrimiento.

I.6. Descripción de las obras.

- 1.6.1. Obra de desvío.**
- I.6.2. Obra de contención.**
- I.6.3. Obra de excedencias.**
- I.6.4. Obras de generación.**

I.7. Geología y geotecnia.

- I.7.1. Geología regional.**
- I.7.2. Tectónica.**
- I.7.3. Sismicidad.**
- I.7.4. Aspectos geológicos en las obras civiles.**

I.8. Cronograma.

II. Conceptos o elementos innovadores.

- II.1. Obra de contención.**
- II.2. Obra de excedencias.**
- II.3. Túnel de conducción.**

III. Como mejoran estos elementos la práctica profesional.

III.1. Obra de contención.

III.2. Obra de excedencias

III.3. Túnel de conducción.

I. Descripción de las obras.

I.1. Generalidades.

I.1.1 Introducción.

De acuerdo con la política de diversificación de fuentes de energía del Gobierno Federal, la Comisión Federal de Electricidad ha realizado, y está próxima a poner en servicio, la Central Hidroeléctrica Ing. Fernando Hiriart Balderrama (Zimapán), localizada en el límite de los estados de Hidalgo y Querétaro, cuya finalidad principal es generar energía eléctrica aprovechando el potencial del río Moctezuma, el cual forma parte del sistema hidrológico del río Pánuco (figura 1).

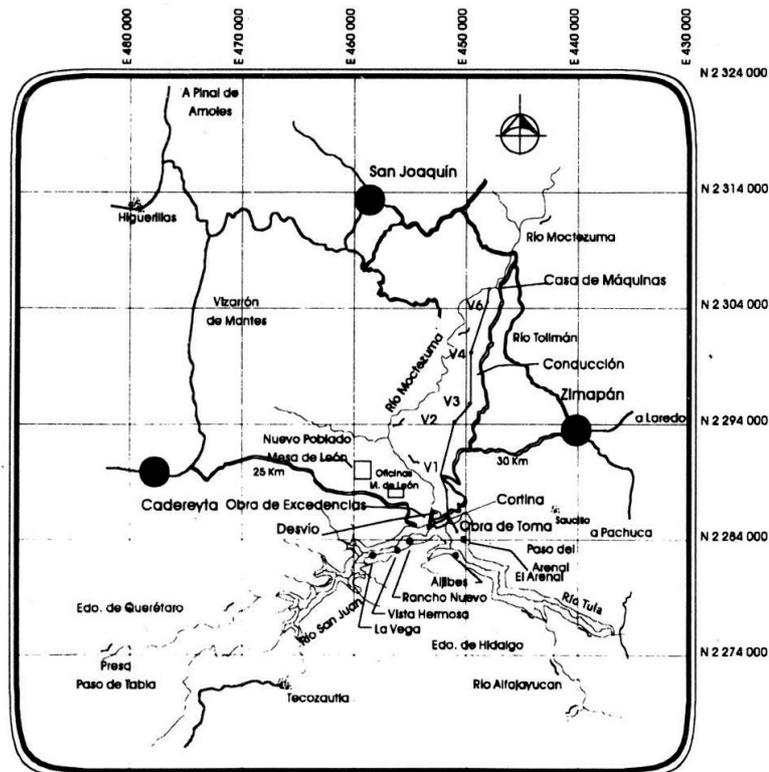


Figura 1. Localización del proyecto y las obras principales.

I.1.2 Generación de electricidad.

La central hidroeléctrica cuenta con dos unidades, de 146 MW de potencia cada una, y generará un promedio anual de 1,292.4 GWh que dada la posición de este proyecto, su cercanía a las ciudades de Querétaro y México, y su facilidad de interconexión con el sistema eléctrico nacional por

la proximidad con las Plantas Termoeléctricas de Tula, Hidalgo y el Sauz, Querétaro, ayudará a satisfacer las demandas de energía eléctrica de la región central del país.

I.1.3. Beneficios adicionales.

Entre los beneficios inmediatos que produjo su construcción se encuentra la derrama económica que originó la demanda de mano de obra, materiales y servicios para la región y, a corto plazo, la que propiciará el desarrollo de la piscicultura en la zona del embalse. Asimismo, el aumento de la evaporación y de la humedad relativa que producirá el embalse modificarán la composición de la flora de la cuenca de los ríos San Juan y Tula favoreciendo el desarrollo de otras especies vegetales.

I.2. Estudios Previos.

En el lapso comprendido entre los años 1982 a 1985, el entonces Departamento de Anteproyectos de Plantas Hidroeléctricas de la Subgerencia de Ingeniería Preliminar Civil y de Geotecnia efectuó los estudios de identificación y prefactibilidad.

Durante 1986 se realizó el estudio de factibilidad para lo cual se aprovecharon los resultados proporcionados por estudios anteriores, así como los estudios llevados a cabo por la Subgerencia de Anteproyectos de la Gerencia Técnica de Proyectos Hidro-eléctricos.

I.3. Información hidrometeorológica.

El empleo de los registros de escurrimientos, azolves, evaporaciones, temperaturas y precipitaciones permitieron determinar la capacidad del aprovechamiento, así como definir los caudales de diseño de las obras de desvío y de excedencias.

I.3.1. Hidrología.

Durante el estudio hidrológico del proyecto se analizaron los datos registrados en las estaciones climatológicas e hidrométricas que se encuentran distribuidas en las cuencas del Valle de México, del río Tula y del río San Juan. Las más antiguas cuentan con registros desde 1963. Los datos básicos del proyecto se muestran en la tabla 1.

HIDROLOGÍA	
Área de la cuenca del río Pánuco	84 956 km ²
Área de la cuenca hasta Zimapán (Cuencas de los ríos Tula y San Juan)	11 869 km ²
Número de años del registro (deducido)	43
Escurrimiento medio anual	982 mill. m ³
Volumen medio mensual escurrido	81,7 mill. m ³
Gasto medio	31,1 m ³ /s

Tabla 1. Datos hidrológicos básicos del proyecto.

I.3.2. Régimen del escurrimiento.

La determinación de los escurrimientos que ingresan al vaso constituyen una parte muy importante del estudio hidrológico. La estimación de su magnitud se efectuó con base en los períodos comunes de los registros de las estaciones hidrometeorológicas consideradas, con la información relativa al abastecimiento de agua potable a la Ciudad de México, y a las demandas para riego en las cuencas de los ríos Tula y San Juan, así como con los datos del suministro proporcionado a la Planta Termoeléctrica de Tula.

Es importante destacar la influencia que tiene el crecimiento del área metropolitana de la Ciudad de México, ya que el desalojo de sus efluentes hacia la cuenca del río Tula, principal aportador del escurrimiento que llega al vaso, representa un volumen significativo. Esta aportación variará según el ritmo de crecimiento de la población del Valle de México y se pronostica que, de acuerdo con las tendencias actuales y con las proyecciones a futuro, en el año 2,026 alcance su valor máximo cuando la tasa de crecimiento se estabilice.

Los valores más importantes del vaso de almacenamiento se muestran en la tabla 2.

VASO DE ALMACENAMIENTO		
ELEVACIONES msnm	ÁREAS km ²	CAPACIDADES mill. m ³
NAMINO 1,520	13,0	691
NAMO 1,560	21,8	1,390
NAME 1,563	22,9	1,460

Tabla 2. Datos de elevaciones, áreas y capacidades del vaso de almacenamiento.

Los datos de las capacidades más importantes del vaso se indican en la tabla 3.

CAPACIDADES DEL VASO en millones de m ³	
Azolves	250
Útil NAMO - NAMINO	699
Control de Avenidas NAME-NAMO	70

Tabla 3. Capacidades del vaso de almacenamiento.

1.4. Descripción de las obras.

A continuación se describen brevemente las principales obras del proyecto.

1.4.1. Obra de desvío.

Esta obra se localiza en la margen izquierda del río Moctezuma y está formada por un túnel sin revestir, de sección portal de 9.40 x 9.40 m, con una longitud total de 566 metros (figura 2).

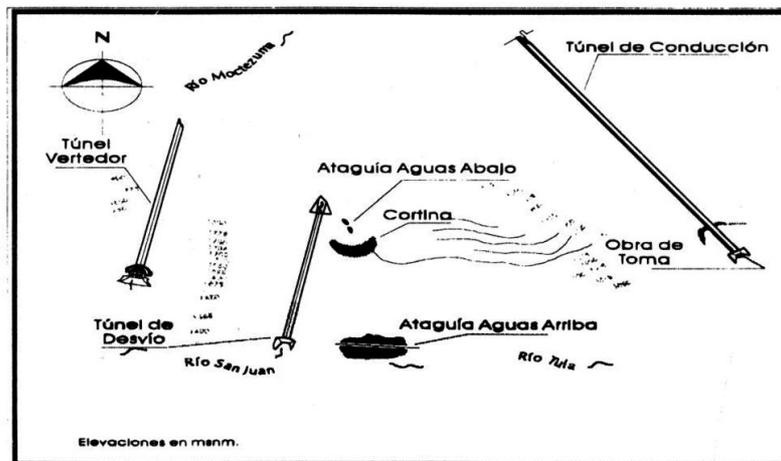


Figura 2. Esquema general de las obras en la zona de la boquilla, donde se ubica la obra de desvío.

El cierre del cauce se realizó por medio de una ataguía de materiales graduados, colocada aguas arriba sobre el cauce de la confluencia de los ríos y con base en material, producto de las excavaciones de la cortina, colocado aguas abajo, garantizando así la estanqueidad requerida en la zona de construcción de la cortina.

El cierre final del conducto de desvío se efectuó en dos etapas; al inicio del

túnel se emplearon obturadores metálicos y un pretapón de concreto, y se complementó en forma definitiva con un tapón de concreto que se situó entre la parte media y final del desarrollo del túnel. Los datos más importantes de la obra de desvío se señalan en la tabla 4.

OBRA DE DESVÍO	
Gasto máximo de la avenida	810 m³/s
Gasto máximo de diseño	702 m³/s
Período de retorno (tr)	20 años
Volumen de la avenida	310 mill. m³
Elevación ataguía aguas arriba	1 409,50 msnm
Túnel sección portal	9,40 m x 9,40 m
Elevación de la entrada	1 383,70 msnm
Longitud total	566 m
Velocidad máxima	8 m/s
Cierre provisional	Obturadores metálicos
Cierre definitivo	Tapón de concreto

Tabla 4. Principales datos de la obra de desvío.

I.4.2. Obra de contención.

La forma una cortina de concreto, del tipo arco bóveda, de 203 m de altura y 122 m de longitud en la corona, constituyéndose así como la más alta en su tipo en México, la segunda en altura total en el país, después de Chicoasén, y ocupa el décimotercer lugar en el mundo en lo que a presas de arco se refiere, como se señala en la tabla 5.

Número de Orden	Nombre	Terminación	País	Altura
1	INGURI	1980	CPI*	272
2	VAJONT	1961	ITALIA	262
3	MAUVOISIN	1957	SUIZA	250.5
4	ERTAN	CONSTRUCCIÓN	CHINA	240
5	EL CAJÓN	1985	HONDURAS	234
6	CHIRKEY	1978	CPI	233
7	MRANTINJE	1976	YUGOESLAVIA	220
8	CONTRA	1965	SUIZA	220
9	GLEN CANYON	1966	EUA	216
10	BERKE	CONSTRUCCIÓN	TURQUÍA	210
11	LUZZONE	1963	SUIZA	208
12	DEZ	1962	IRAN	207
13	ZIMAPÁN	1994	MÉXICO	203

Tabla 5. Presas de arco construidas de nivel mundial hasta 1995. (*Comunidad de Países Independientes).

El volumen total de la cortina es de 220,000 metros cúbicos de concreto.

En su parte media esta estructura tiene un desagüe de fondo controlado con compuertas para en caso necesario, bajar el embalse durante la construcción y operación de la planta (figura 3).

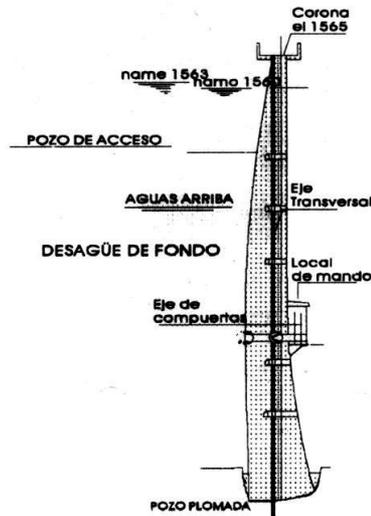


Figura 3. Corte transversal de la cortina

Los principales datos de esta obra se muestran en la tabla 6.

CORTINA	
Tipo	Arco-bóveda de concreto
Elevación de la corona	1 565 msnm
Longitud de la corona	122,0 m
Altura total desde el desplante	203,0 m
Volumen de concreto	220 000 m ³
Elevación del desplante	1 362 msnm
Bordo libre	2,0 m

Tabla 6. Datos principales de la cortina.

I.4.3. Obra de excedencias.

Está formada por una estructura de entrada de concreto con muros laterales y una pila central apoyados, sobre un cimacio, dos túneles dispuestos en forma paralela de sección portal de 9.90 m de ancho y altura variable de 13.90 a 8.50 m, y con longitud media de 500 m para cada uno de ellos.

Esta obra cuenta a la entrada con dos compuertas radiales de 9.90 x 18.49 m para el control y manejo de avenidas (figura 4).

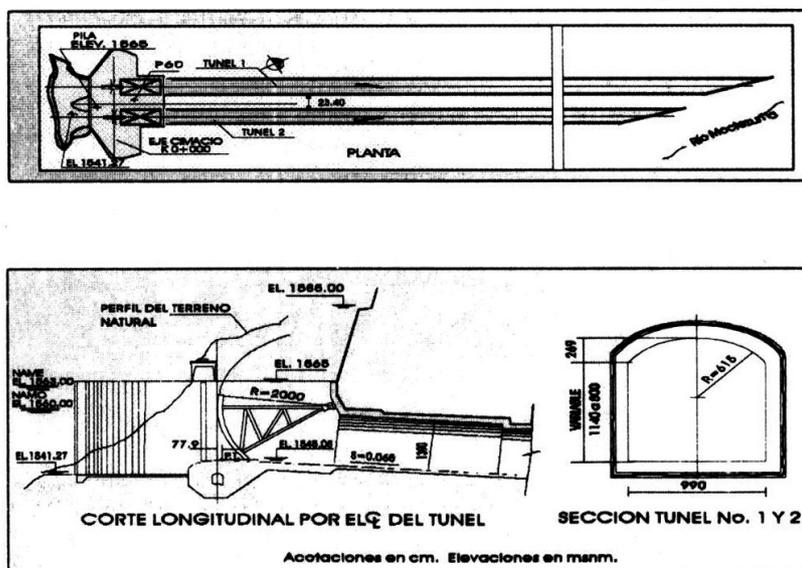


Figura 4. Obra de excedencias; planta y corte de la estructura de control.

Los datos principales de la obra de excedencias se señalan en la tabla 7.

OBRA DE EXCEDENCIAS	
Gasto máximo de la avenida	2 960 m ³ /s
Gasto de diseño	2 520 m ³ /s
Período de retorno (tr)	10 000 años
Volumen de la avenida	1 209 mill.m ³
Elevación de la cresta	1 545,27 msnm
Longitud de la cresta	19,80 m
Compuertas Radiales	2 de B=9,90 m x H=18,50 m
Sección de los túneles tipo portal	B=9,90 x H=13,90 m a 8,50 m
Velocidad máxima en el túnel	25 m/s
Longitud de túneles	Nº1: 567 m - Nº2: 533 m
Relación de llenado	0,65

Tabla 7. Datos principales de la obra de excedencias.

I.4.4. Obras de generación.

Está integrada por una obra de toma tipo rampa con umbral a la elevación 1,500 msnm, un túnel de conducción de sección tipo herradura de 4,70 m de diámetro y 21 km de longitud que en esquemas hidroeléctricos es el más largo en el mundo (figura 5). Al término del túnel de conducción se ha dispuesto un pozo de oscilación de 12 m de diámetro y 133 m de altura.

La conducción se complementa con una tubería de acero de 3.50 m de diámetro y 1,050 m de longitud que trabaja a presión. En su parte final, antes de llegar a la casa de máquinas, esta tubería se bifurca en ramales de 2.10 m de diámetro cada uno. Este esquema se muestra en la figura 6.

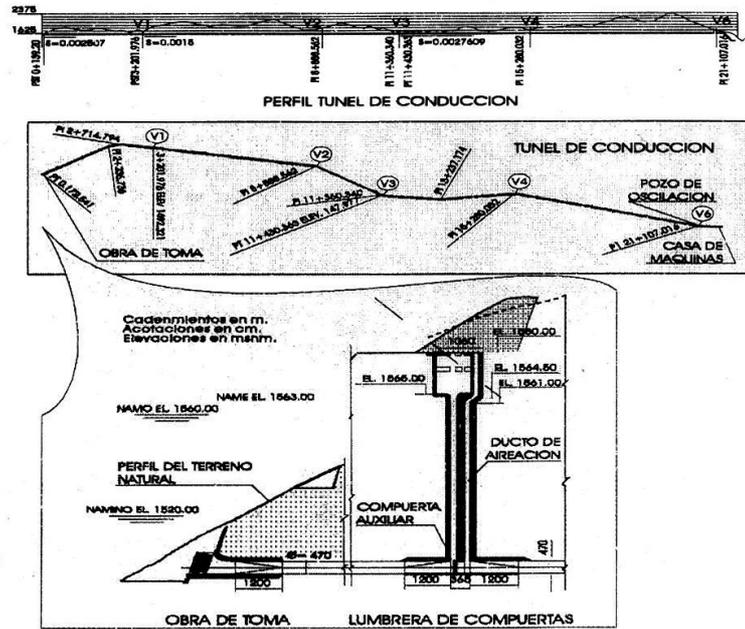


Figura 5. Planta y perfil del túnel de conducción.

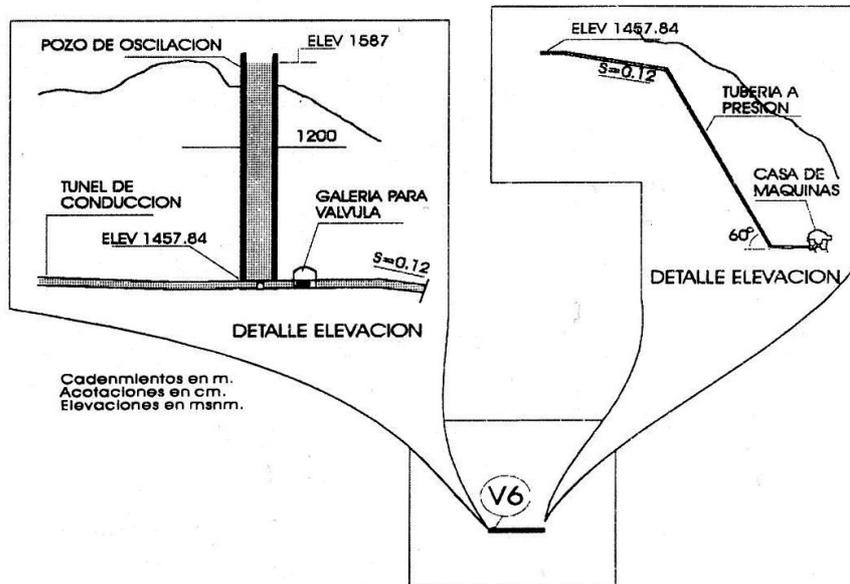


Figura 6. Corte transversal de la tubería a presión

Los principales datos de las obras de generación se muestran en la tabla 8; la casa de máquinas (figura 7) se ubica en una caverna excavada de 70 m de longitud, 22 m de ancho y 33 m de altura, y aloja dos unidades turbogeneradoras compuestas por turbinas del tipo Pelton de 146 MW de potencia, con sus respectivos equipos generadores, y dispondrán de una carga máxima de 603 m que será la caída más grande en aprovechamientos hidroeléctricos en México produciendo la mayor potencia para este tipo de máquinas.

OBRA DE GENERACIÓN	
OBRA DE TOMA	
Tipo de toma	Rampa
Elevación del umbral	1 500 msnm
Dimensión de las compuertas	B=3,60 m x H=4,70 m
TÚNEL DE CONDUCCIÓN	
Diámetro (sección herradura)	4,70 m
Longitud	20 947 m
POZO DE OSCILACIÓN	
Altura	133,00 m
Diámetro	12,00 m
TUBERIA A PRESIÓN	
Diámetro	3,50 m
Longitud	1 050 m
Gasto/Unidad	29,5 m ³ /s
CASA DE MÁQUINAS	
Tipo	Caverna
Dimensiones	L =70, A =22, H= 33 m
TURBINAS	
Tipo	Pelton
Número de unidades	dos
Velocidad de rotación	300 rpm
Carga bruta máxima	603 m
Carga bruta mínima	563 m
Carga bruta de diseño	593 m
Carga neta de diseño	553 m
GENERADORES	
Tipo	Vertical
Capacidad de cada uno (2)	153,7 MVA
Factor de potencia	0,95
Velocidad nominal	300 rpm
Número de polos	24
Tensión de generación	16 kv
Frecuencia	60 Hz
Factor de planta medio anual	0,53
Generación media anual firme	1 139,6 GWh
Generación media anual secundaria	152,8 GWh
Generación media anual	1 292,4 GWh
SUBESTACIÓN	
Tipo	encapsulada
Tensión	230/115/34,5 kv
Líneas de transmisión	dos circuitos en 230 kv dos circuitos en 115 kv
Longitud hacia la red Dañu-Huichapan	80 km

Tabla 8. Datos de las obras de generación.

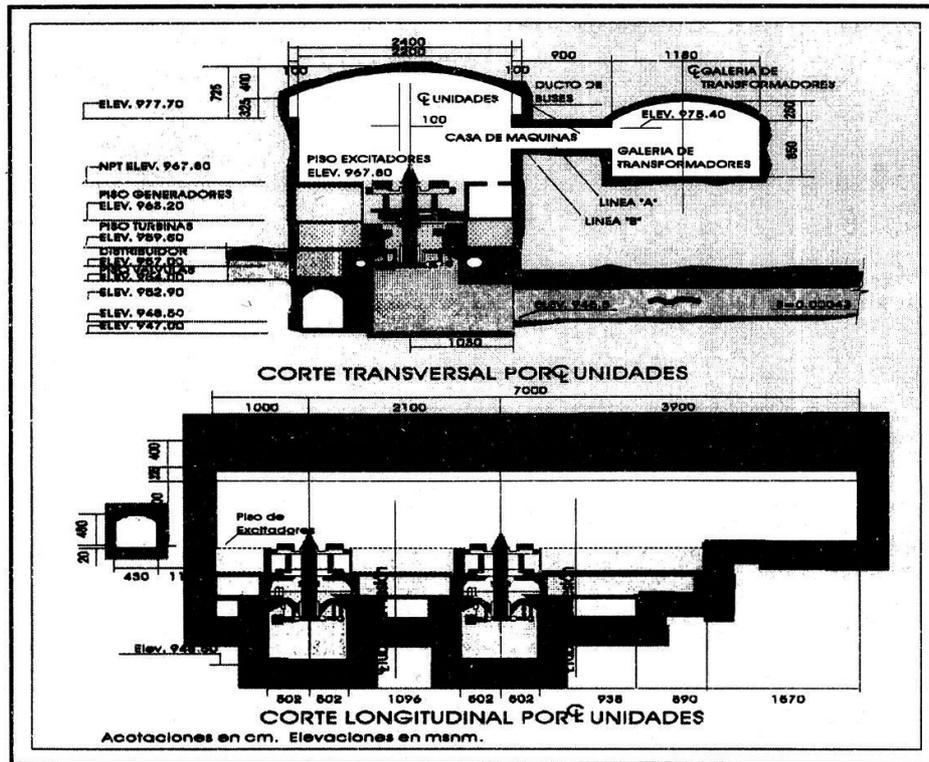


Figura 7. Corte transversal y longitudinal de la casa de máquinas.

1.5. Geología y geotecnia.

1.5.1. Geología regional.

Regionalmente se identificaron como formaciones geológicas principales, en el área donde se ubicó el Proyecto, las siguientes: Trancas, Doctor, Soyatal-Méndez y Morro. Además, hay rocas volcánicas agrupadas en la formación Las Espinas, en la formación Tarango, basalto pleistocénico y depósitos recientes, como suelos aluviales sin consolidar (grava-arena), y suelos residuales arcillosos.

1.5.2. Tectónica.

El área del proyecto está localizada en la zona limítrofe de las provincias fisiográficas de la Sierra Madre Oriental y del eje Neovolcánico Transmexicano. El límite entre ambas provincias se localiza entre la confluencia de los ríos Tula y San Juan y al norte del poblado de Zimapán.

La Sierra Madre se caracteriza por cadenas montañosas orientadas hacia el noroeste-sureste, cortada por profundos cañones de paredes abruptas. En promedio su altitud es de 1,800 msnm. Para el área del Proyecto, las zonas

más prominentes son el Cerro de los Lirios (2300 msnm) y La Sierra del Doctor. El Eje Neovolcánico forma una entrada de dimensiones considerables.

Entre las discontinuidades mayores de particular importancia para el proyecto, resaltan la falla El Doctor, que se localiza en dirección noreste con respecto al eje de la boquilla y cruza el eje del túnel de conducción a unos 7.5 km aguas abajo de la obra de toma; es un corrimiento de gran magnitud, ya que tiene una extensión del orden de 15 km y salto de 300 m; la falla Tula, que pasa cerca de la confluencia de los ríos Tula y San Juan, casi a la entrada del Cañón del Infiernillo, es de tipo normal, con un salto del orden de 40 m.

1.5.3. Sismicidad.

La región donde se ubica la obra se encuentra en la frontera de las provincias penesísmicas y asísmica. La primera se caracteriza por sismos ocasionales, no mayores de 6° de la escala de Richter, en donde los epicentros más cercanos se localizan a 200 km al oeste, en el Océano Pacífico.

Para valorar el coeficiente sísmico se realizó un estudio de riesgo; para ello se localizaron los epicentros en una área de 100 km de radio a partir de la cortina, correspondientes a los eventos ocurridos en el período 1920-1984, de donde se concluye que la actividad es escasa y no hay evidencias históricas de eventos mayores a 5,5° (Richter). La aceleración máxima fue de 0.21 g en el sitio de la Boquilla.

1.5.4. Aspectos geológicos en las obras civiles.

Vaso.

El embalse afectará el tramo terminal de los actuales cauces de los ríos San Juan y Tula. En el primero, el vaso se extenderá río arriba 14 km, a partir del eje de la boquilla, cubriendo una secuencia de rocas volcánicas básicas constituidas por colados de basalto, tobas y brechas basálticas. Esta formación se encuentra en posición casi horizontal. Hacia el oriente, el vaso se extenderá 12 km, sobre el cauce del río Tula, cubriendo las rocas sedimentarias de las formaciones Soyatal-Méndez y El Doctor.

Boquilla.

El Cañón del Infiernillo fue labrado en rocas sedimentarias de la formación El Doctor, la que sobreyace a calizas arcillosas intercaladas con areniscas

de grano fino de la formación Las Trancas. En la parte baja del cañón afloran brechas dolomías en estratos gruesos a medianos, en tanto que en la parte alta del cañón se encuentran interestratificadas calizas micríticas y dolomías. Los estratos de esta formación se encuentran ligeramente inclinados, en la margen izquierda hacia dentro del macizo rocoso y en la margen derecha hacia el cauce. Se presentaron pequeñas fallas de salto reducido, tres pliegues con buzamiento al noroeste y cuatro sistemas de fracturas, la mayoría de ellas selladas con calcita.

El tratamiento de la cimentación de la cortina consistió en la remoción de bloques sueltos y de roca alterada y decomprimida en toda el área de desplante, así como en la remoción total del escaso espesor del material aluvial en la zona del cauce.

La ejecución de cortes para el empotramiento de la cortina en ambas márgenes requirió el empleo de la técnica de "precorte" para reducir el fracturamiento inducido en la roca por el empleo de explosivos.

Obra de Desvío.

Esta estructura cruza las rocas sedimentarias de la formación El Doctor, compuesta por capas gruesas de dolomías masivas intercaladas con brechas dolomíticas.

Obra de Excedencias.

La excavación subterránea quedó alojada en la formación El Doctor, constituida en esta zona por calizas micríticas y brechas dolomíticas en estratos de 30 cm a 2 m de espesor.

Los sistemas de fracturamiento levantados están orientados al noreste y noroeste. La mayoría de las discontinuidades tiene relleno, algunas con calcita y otras con arcilla.

Obra de Conducción.

Está constituida por un túnel de 21.1 km de longitud que conecta la Obra de Toma con el Pozo de Oscilación. Superficialmente, las unidades de roca que se encuentran a lo largo del proyecto del túnel de conducción pertenecen a las formaciones Las Trancas, El Doctor, Soyatal, Méndez y Las Espinas (enumeradas de la más antigua a la más reciente). La segunda y tercera presentan importantes cambios de espesor.

La Formación Soyatal se adelgaza hacia el sur hasta casi desaparecer en los alrededores de Xajhá, mientras que hacia el norte probablemente rebase los 250 m.

La formación El Doctor ha sido afectada por nueve fallas normales y una falla inversa (entre el cadenamiento 0+000 y el 8+350); de igual manera, la excavación cruzará dos diques de carácter riolítico; por otro lado, la formación Soyatal, al ser afectada por diques de composición intermedia (andesítica y triquiandesítica), y a causa de su litología original, se transformó en pizarras con abundancia de minerales metamórficos de contacto.

Pozo de Oscilación, Conducción a Presión y Casa de Máquinas.

El Pozo de Oscilación y la Conducción a Presión quedaron alojadas casi totalmente en la unidad superior a la formación Las Trancas, en tanto que la parte inferior del Pozo de Oscilación, el extremo final del Túnel a Presión y la Casa de Máquinas quedaron dentro de la unidad inferior.

I.6. Cronograma.

Las fechas más importantes dentro del cronograma de construcción se señalan en la tabla 9.

Inicio de la Obra de Infraestructura	ABRIL 1989
Inicio de la Obra de Desvío	JUNIO 1990
Inicio de las Obras de Generación	JULIO 1990
Inicio de las Obras de Contención	ENERO 1991
Desvío del río	ABRIL 1991
Inicio de Obras de Excedencias	MARZO 1991
Inicio de fabricación de Turbinas	FEBRERO 1992
Inicio de fabricación de Generadores	FEBRERO 1992
Cierre final del Túnel de Desvío	NOVIEMBRE 1993
Sincronización de la 1ª Unidad	SEPTIEMBRE 1995

Tabla 9. Cronograma de las obras.

II. Conceptos o elementos innovadores.

Durante el desarrollo de proyectos de esta magnitud, surgen numerosas particularidades; algunas de ellas necesariamente se convierten en elementos innovadores para la práctica profesional.

A continuación se describen algunos aspectos del diseño y de la construcción que se consideran relevantes y que resulta interesante describirlos.

II.1. Obra de contención.

Como se señaló, esta obra tiene una altura total, desde el desplante, de 203 m; es del tipo arco-bóveda de concreto y se utilizó un volumen total de 220,000 m³; los aspectos innovadores en el diseño estructural, geotécnico y sísmico, por obra, fueron los siguientes:

a) Sistema de postenfriamiento.

Con objeto de evitar el agrietamiento indeseable en la cortina, el sistema de postenfriamiento se diseñó originalmente con tubos de PVC colocados a una distancia de 3.00 m y con diámetro interior de 23 mm. Este sistema de conexión permitió invertir el flujo del agua de enfriamiento dentro de cada serpentín.

El procedimiento de postenfriamiento fue realizado por medio de dos sistemas:

- El sistema uno utilizó como agua de enfriamiento agua del río, cuya temperatura fue de 22°C. El sistema uno inició el primer día del colado y duró de 59 días.**
- El sistema dos utilizó como agua de enfriamiento agua refrigerada, cuya temperatura fue de 6°C, aproximadamente, iniciando al día siguiente; o sea, al día sesenta, su duración inicial se prolongó hasta que la temperatura promedio del concreto alcanzó los 19°C.**

Cabe señalar, por otro lado, que con este sistema, perfectamente calibrado y en particular para el caso de la cortina de Zimapán, se obtuvieron resultados aceptables; sin embargo, con objeto de realizar un llenado anticipado del embalse y con ello la entrada en operación de las unidades generadoras, se efectuó en el sitio la colocación de serpentines a cada 1.50 m inicialmente y a cada 1.00 m posteriormente, siguiendo en forma muy cercana el gradiente de disipación de calor del concreto.

Con esto se lograron avances significativos en los colados de los bloques de concreto, y se redujo en dos meses el programa de construcción de la cortina.

b) Caverna en la margen derecha.

Es de particular importancia mencionar que, debido a la morfología del cañón, con paredes prácticamente verticales que se extienden más de 130 m inmediatamente arriba de la cortina, se hizo necesario el diseño de una caverna de estabilización (figura 8) en esta margen, para asegurar un bloque potencial de roca de 55 000 ton. de peso, que podría caer sobre la cortina.

Esta caverna, en el nivel de la coronación, está compuesta por una excavación cónica hacia el interior del macizo rocoso y está soportada por cinco galerías de 36 m de largo, rellenas de concreto reforzado trabajando a fricción cortante, capaces de soportar una carga superior a las 100,000 toneladas; esto permitió iniciar las excavaciones de la cortina directamente a esa elevación, sin tener que extenderlas hasta el borde superior del cañón.

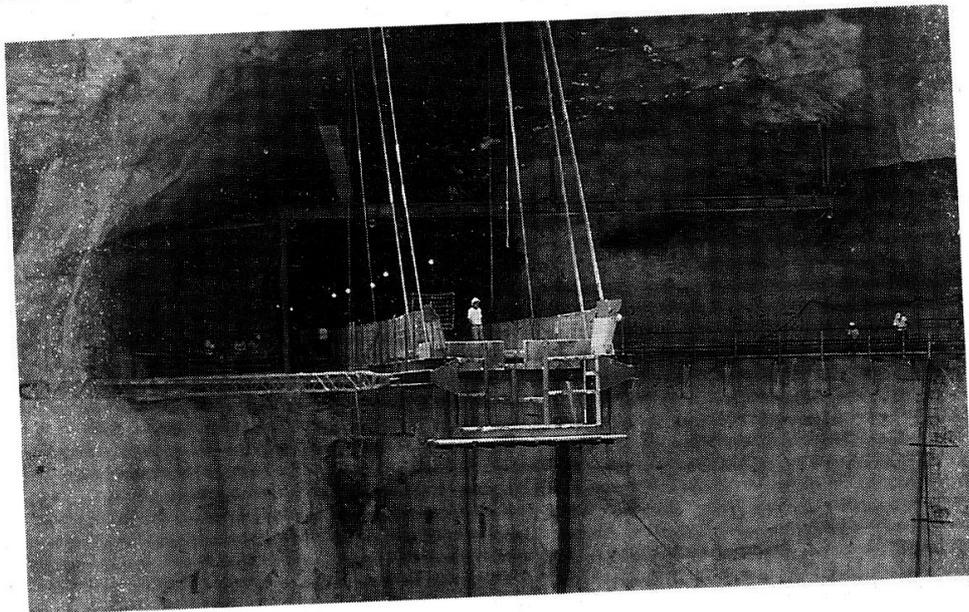


Figura 8. Caverna de estabilización en la margen derecha.

c) Estabilización de la margen derecha aguas abajo de la cortina

En el mes de junio de 1992 se presentó un caído que afectó el apoyo de los arcos a partir de la elevación 1,361 a la elevación 1,520 lo que obligó a rediseñar los apoyos de la cortina y la estabilidad del macizo rocoso.

El problema principal de esta margen fue la inestabilidad de sus paredes,

originada por cuatro factores: la existencia de fracturas debidas al relajamiento de la roca, la estratificación de las paredes mismas y los efectos dinámicos inducidos por las excavaciones.

Todos estos factores conjugados con el aspecto estructural del macizo provocaron caídos y desprendimientos importantes en zonas involucradas en el apoyo del arco, o bien provocaron que se presentaran condiciones de equilibrio límite.

La solución empleada fue rellenar todas las galerías de drenaje para que, trabajando a fricción cortante, y en conjunto con el tratamiento realizado a la roca, se pudiera resistir el empuje hidrostático de diseño que es el de 800,000 t.

El tratamiento a la roca se hizo en la zona de la boquilla en forma complementaria y consistió en la colocación de dos sistema de anclaje: activo (postensados) y pasivo (fricción); adicionalmente, se retiraron bloques sueltos y se colocó un muro aguas abajo de la presa (figura 9) que restituyó la continuidad estructural del macizo rocoso y del anclaje, además de evitar el deterioro del anclaje por intemperismo.

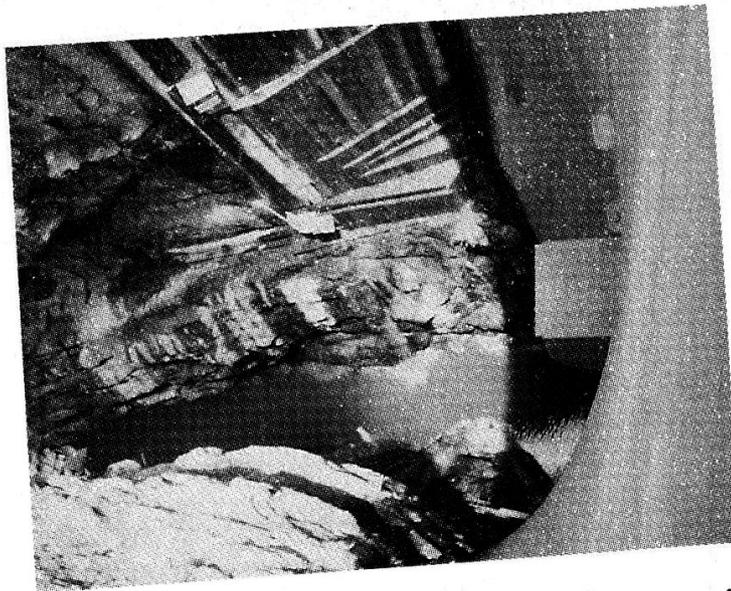


Figura 9. Muro aguas abajo de la cortina para la estabilización de la margen derecha.

d) Anclaje de los bloques 4 y 5.

Con el fin de obtener un avance significativo en el programa de colados de

la cortina, en el mes de junio de 1992 se vio la factibilidad de iniciar los colados de los bloques 4 y 5 y continuar simultáneamente con las excavaciones para el colado de los bloques 1, 2, y 3 (figura 10).

Para garantizar la estabilidad de los bloques 4 y 5, se diseñó un sistema a base de anclas del tipo *Dywidag*, capaces de resistir 55 t a tensión cada una, y de soportar trabajando conjuntamente el peso actuante, casi en voladizo, de los bloques.

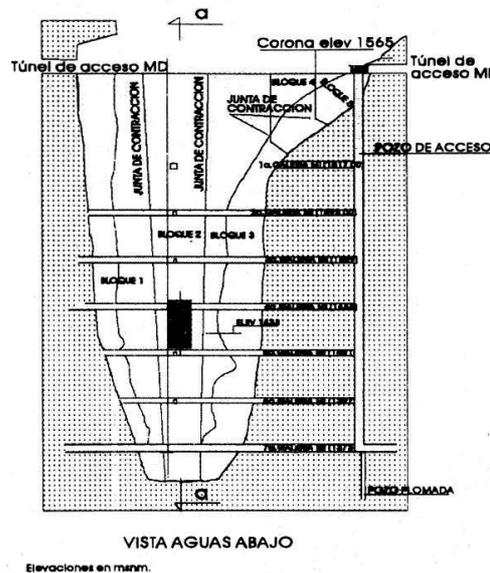


Figura 10. Vista de la cortina aguas abajo, donde se indican los bloques de construcción.

En la figura 11 se muestra la colocación de los bloques 4 y 5 en construcción.

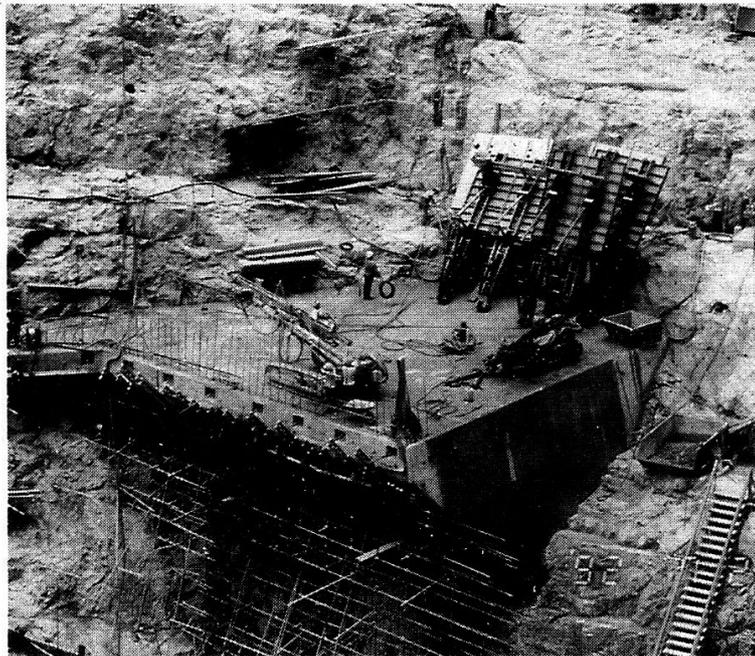


Figura 11. Bloques 4 y 5 de la cortina en su etapa de construcción.

e) Análisis Dinámico.

Con objeto de decidir la conveniencia de colocar en la coronación un cinturón para controlar el desplazamiento originado por la acción de un sismo, se llevó a cabo un estudio para verificar el estado de las tensiones considerando los siguientes efectos: la construcción de la cortina por etapas, la acción del sismo en dirección de aguas arriba hacia aguas abajo durante la fase de construcción, la inyección de las juntas verticales de contracción, la acción de la carga hidrostática al nivel máximo del embalse, elevación 1,563, la acumulación de azolve hasta la elevación 1,433 y la acción de un sismo al finalizar la construcción con el embalse a la elevación 1,563.

El análisis de los resultados de este estudio determinó que la presencia de tensiones, con valores cercanos a 4 kg./cm², podría abrir las juntas verticales de contracción, por lo que se procedió a colocar un cinturón sísmico en el nivel de la corona (figura 12) constituido por un refuerzo de acero adicional, anclado en la roca, con una resistencia total de 1,200 t. De esta forma, los esfuerzos de tensión, en las juntas verticales de contracción, se redujeron a valores aproximados de 2 kg/cm².

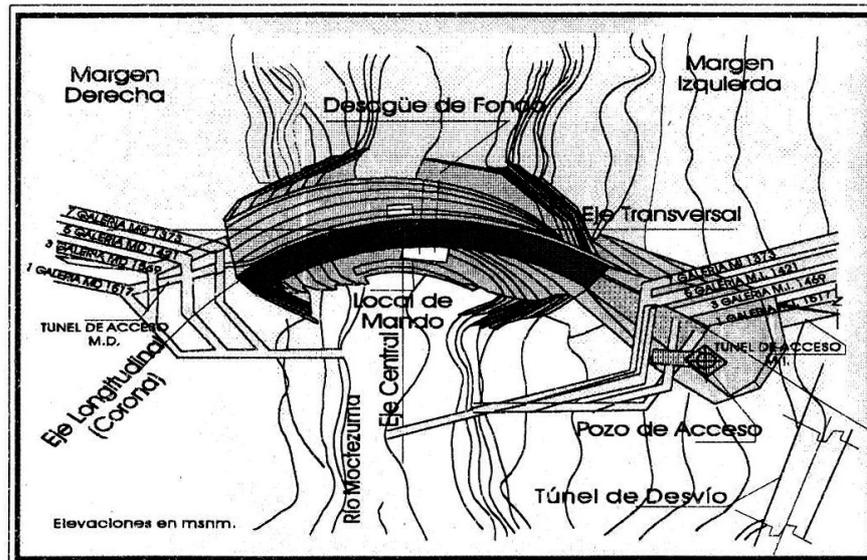


Figura 12. Cortina en planta indicando las galerías de inyección y drenaje; el cinturón sísmico se colocó en la coronación.

II.2. Obra de excedencias.

Deflector lateral a la salida del túnel No. 2.

Dadas las características tan peculiares de la zona de descarga, al ser un cañón muy estrecho, la restricción del diseño geométrico e hidráulico fue prever que el chorro de la descarga no impactara en ninguna de las laderas, ya que podría dañar y poner en peligro su estabilidad; así, pues, se trató de dirigir el chorro hacia la parte media del cauce.

El túnel de servicio no presentó ningún problema y mantuvo su trayectoria de diseño, pero la descarga del túnel auxiliar incidía sobre la pared de la margen derecha del cañón. Después de estudiar el problema en el laboratorio, se llegó a un modelo de solución que resultó novedoso en relación con el diseño de estructuras de descarga de vertedores construidos hasta ahora en México y en muchos lugares del mundo.

Esta solución consistió en construir una cuña de 10 m de longitud (figura 13), formada por una curva, colocada a lo largo de todo el paramento vertical del túnel auxiliar, la cual modificó la trayectoria del flujo a la salida, con una deflexión de 20°, logrando con esto un buen funcionamiento hidráulico en forma rotacional para que el chorro no golpeará la margen derecha del cauce.

El diseño estructural tomó en cuenta, además de las cargas hidrostáticas e

hidrodinámicas, los efectos de periodicidad de cargas observadas en el modelo hidráulico.

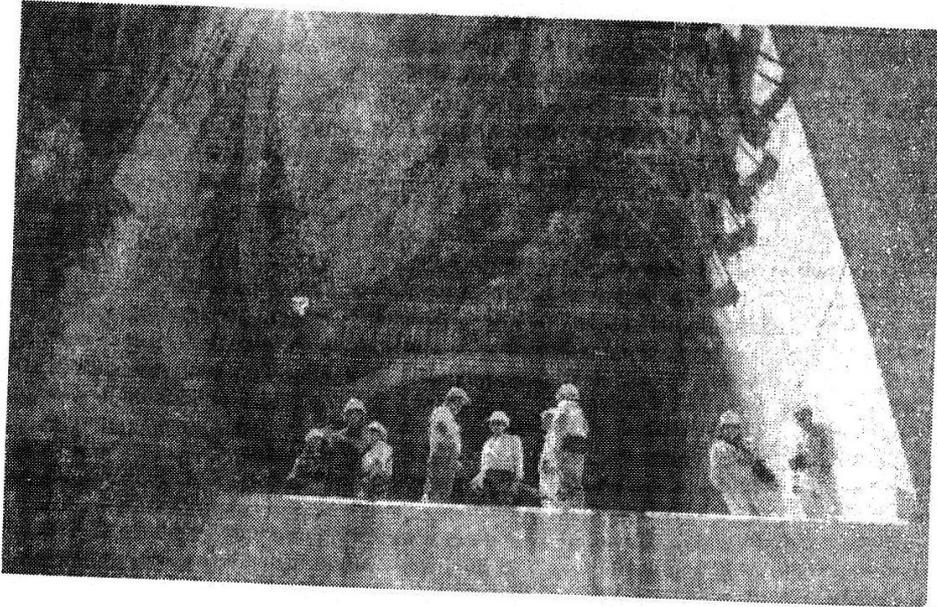


Figura 13. Deflector lateral en construcción, a la salida del túnel vertedor número No.2.

II.3. Túnel de conducción.

El túnel de Zimapán, con sus 21,074 m de desarrollo, es el más largo en esquemas hidroeléctricos del mundo en túneles para aprovechamientos hidroeléctricos sujetos a presión. La sección transversal es herradura de 4.70 m (figura 14) de diámetro, que le permite conducir $59 \text{ m}^3/\text{s}$.

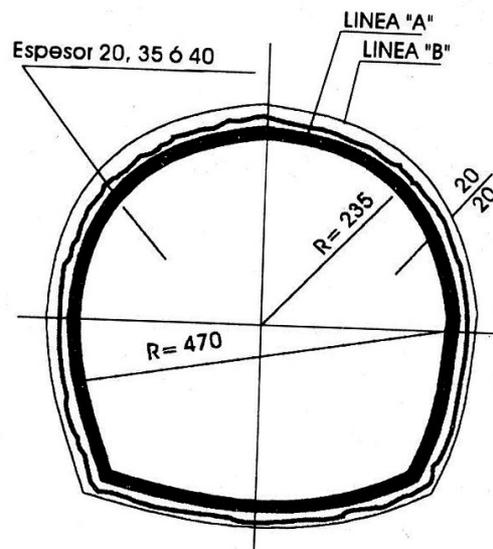


Figura 14. Sección transversal del túnel de conducción.

Inicia en la Obra de Toma y la conecta con el Pozo de Oscilación. La conducción se complementa con una tubería de acero de 3.50 m de diámetro y 1,050 m de longitud, que trabaja a presión. En su parte final, antes de llegar a la Casa de Máquinas, esta tubería se bifurca en ramales de 2.10 m de diámetro cada uno.

Caído en el km. 1+375 - 1+450.

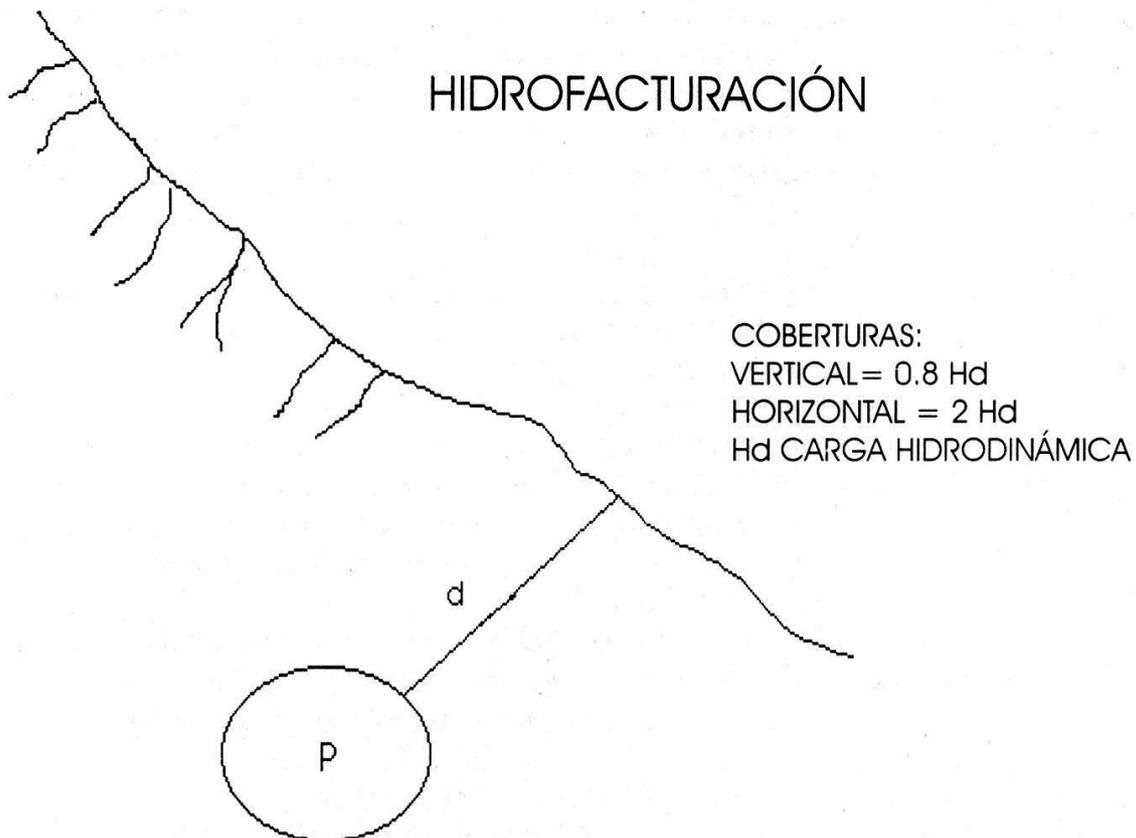
Durante las excavaciones efectuadas en el túnel de conducción, en mayo de 1992, se presentaron algunos caídos debido a las condiciones de la roca, la cual tenía algunos plegamientos (km. 1+375 - 1+450), por lo que se procedió a limpiar este material, dejando al descubierto una caverna de disolución de 75 m de longitud por 45 m de altura en cuyo fondo aparecieron bloques empacados en arcilla, producto de la disolución de las calizas en esa zona.

La solución constructiva empleada fue primero conformar el piso de la caverna, después se construyó una obra de protección, definida por muros de concreto y techo formado por vigas horizontales y placas acanaladas de acero; sobre este último se coló una losa de concreto de 1.50 m y un relleno de mortero de 1.50 m; se coló una losa de apoyo, diseñada debido a que se consideró un medio elástico para el apoyo en roca.

Diseño bajo condiciones de hidrofracturación del túnel.

Para definir la trayectoria definitiva (figura 14) se requirió la reubicación de algunos tramos que, por su escasa cobertura de roca circundante en el trazo original, presentaban problemas de fracturamiento hidráulico al someter la estructura túnel-roca a las importantes presiones hidráulicas que actúan en el interior del conducto.

En la definición de la trayectoria, se siguió el criterio de considerar una cobertura de 0.8 veces la carga dinámica para la carga vertical y 2 veces dicha carga horizontal (figura 15).



***Figura 15. Condiciones de hidrofaturación del túnel de conducción.
Procedimiento de llenado, prueba y vaciado del túnel***

Con motivo del llenado de la tubería a presión y del túnel de conducción, se adoptó la decisión de llevar a cabo una prueba hidrostática previa al llenado definitivo, para lo cual se elaboró un documento que pretendió establecer los lineamientos y consideraciones que se debieron de tomar en cuenta para este evento. Este documento incluyó las observaciones y los comentarios que hicieron el grupo consultor del Banco Mundial y los asesores de la Comisión Federal de Electricidad. Asimismo, se consideró la experiencia en la construcción y operación de túneles similares en dimensiones

construidos en México.

El objetivo principal del documento fue detectar las posibles fugas y analizar el comportamiento de los revestimientos de concreto y de acero, así como todo el conjunto que integra la conducción para garantizar su buen funcionamiento. Para la ejecución de las pruebas se tomó en cuenta el hecho de contar con dos alternativas; en la primera, se llenaría el túnel accionando la compuerta de obra de toma, y en la segunda - que fue la elegida - se emplearía un sistema de bombeo con una capacidad instalada de 600 HP. De la misma manera, se efectuó el vaciado de la conducción tomando como base el citado documento que permitió llevarlo a cabo exitosamente.

III. Cómo mejoran estos elementos la práctica profesional.

Tomando como punto de partida los conceptos innovadores en el diseño y la construcción antes señalados, a continuación se presentan algunos elementos prácticos y teóricos, que pueden tomarse en cuenta para mejorar la práctica profesional en este tipo de obras. Cabe enfatizar que algunas de las líneas de investigación aplicadas que pueden estudiarse y representan, sin duda, posibles aportaciones a la ingeniería de presas.

III.1. Obra de Contención.

Sistema de postenfriamiento.

Desde hace muchos años, en la práctica profesional en el nivel mundial, ha sido costumbre emplear el sistema de postenfriamiento como originalmente se diseñó para la Central Hidroeléctrica "Ing. Fernando Hiriart Balderrama" (Zimapán); sin embargo, el hecho de seguir el gradiente térmico de hidratación del calor del concreto es la primera vez que se emplea en el mundo y se justifica plenamente, ya que permitió reducir el tiempo de enfriamiento de los bloques de concreto, originalmente previsto en noventa días, a cincuenta días en promedio.

Estas medidas, aplicadas en cortinas de concreto de gran volumen, podrán representar un ahorro en el tiempo de construcción de un cuarenta por ciento, lo cual es verdaderamente significativo.

La aplicación de dichas medidas deberá implantarse con base en modelos teóricos y sistemáticamente deberá monitorearse para conocer la evolución de la temperatura del concreto, fundamentalmente cuando por alguna razón se presentan fisuramientos.

Cabe mencionar que, a pesar del análisis teórico efectuado, de la cuidadosa colocación de dichos concretos y de seguir en forma detallada el proceso de enfriamiento de las diversas alzadas, se presentaron fisuras de contracción en los bloques 1 y 3, las cuales fueron inyectadas con resina epóxica y se pudo garantizar la continuidad estructural de la cortina.

Se puede decir que, en estructuras con colados masivos, estos fisuramientos invariablemente se presentan, ya que la colocación del concreto se hace con una cara libre antes de inyectarse (la junta vertical de construcción) y una restringida, que fue el concreto colado contra la roca.

Además del peso propio de los colados posteriores, y de la poca deformabilidad de la roca, los esfuerzos por tensión superaron los

permisibles del concreto, ya que los colados posteriores quedaron "pegados" y "colgados" de la pared rocosa, ya que la adherencia concreto-roca, resultó excelente.

Se puede concluir que, en este tipo de presas, a pesar de hacerse un adecuado diseño, de estar bien construidas y habiendo colocado el concreto con un cuidadoso control de calidad, el fisuramiento se presenta (con espesores de décimas de milímetros), en cuyo caso una solución práctica es inyectar resinas altamente resistentes que garanticen la impermeabilidad y la continuidad estructural de la presa. Independientemente de dicha solución práctica, el campo de investigación en este tema es sumamente amplio y queda mucho por hacer en lo que a investigación aplicada se refiere.

Se pueden encontrar soluciones teóricas de las ecuaciones diferenciales del calor - con elementos o diferencias finitas,- por ejemplo;- sin embargo, intervienen muchas variables, como el calor de hidratación del concreto, la temperatura de la roca, del aire y del agua de enfriamiento; la posición de los serpentines, el ritmo de colocación del concreto y sus restricciones, además de las cargas cuando la estructura empieza a ser solicitada.

Es muy importante hacer modelos teóricos y físicos que permitan hacer mediciones que puedan retroalimentarlos, calibrar los resultados obtenidos y adecuar los programas para que se puedan obtener resultados más apegados a la realidad. Obviamente, en el caso de presas en proceso de construcción, las mediciones reales de los parámetros antes señalados, así como una bitácora que detalle la construcción, son sumamente valiosas para poder ajustar los modelos teóricos para futuros proyectos.

Cuando las fisuras se presentan, es muy aconsejable poder estudiar qué puede suceder estructuralmente y qué magnitudes pueden tener los esfuerzos actuantes para garantizar los factores de seguridad establecidos desde que se efectúa el diseño. En este contexto, la seguridad estructural de la presa adquiere un papel preponderante y se pueden establecer modelos probabilísticos que tomen en cuenta las variaciones estadísticas de las resistencias de los concretos, de la roca y, en su caso, de las cargas para estimar la seguridad estructural en conjunto.

Caverna y estabilización de la margen derecha, aguas abajo de la cortina.

La principal aportación de estas soluciones estructurales y geotécnicas es que definitivamente cambia la filosofía y el enfoque de los problemas de estabilidad y anclajes que a la fecha se tienen, ya que con un punto de vista

tradicional, dichas soluciones pudieron haber sido descartadas o desechadas. Definitivamente, no existen soluciones únicas a los problemas de estabilidad de los macizos rocosos; pero, sin duda, a pesar de las grandes magnitudes en lo que a cargas y volúmenes de materiales de construcción se refiere, la aplicación de soluciones innovadoras, como ésta, deben considerarse en los futuros proyectos por construirse.

Anclaje de los bloques 4 y 5.

Las principales aportaciones de este tema están relacionadas con la calidad de los concretos, ya que es usual que, a pesar de existir un laboratorio de concretos en las obras y de que se efectúen numerosas pruebas con mezclas diferentes, los concretos masivos al inicio de la construcción de las cortinas resultan sumamente heterogéneos en lo que a calidad se refiere.

No debe olvidarse el hecho de que los mayores empujes hidrostáticos e hidrodinámicos por sismo ocurren en la parte inferior de las presas y es precisamente donde se colocan dichas mezclas heterogéneas.

En el caso de los bloques 4 y 5 estando a una elevación superior (desplante aproximado a la 1,500 msnm), los primeros colados de la cortina se efectuaron en ellos y, cuándo se desplantó la cimentación de la presa, se tuvo la plena seguridad de que las mezclas colocadas fueron homogéneas (coeficiente de variación máxima del 12%); esto se pudo comprobar al tomar en forma aleatoria diversas muestras del concreto de la cortina, las cuales arrojaron resultados sumamente favorables.

Se puede concluir que, desde el punto de vista práctico, es muy aconsejable indicar en las especificaciones la necesidad de iniciar los colados de las presas en alguna de las márgenes en elevaciones superiores, y ganar con esto en cuanto a la calidad del concreto en la cimentación.

Análisis dinámico.

El hecho de tener que construir presas en cañones estrechos, como es el caso de Zimapán, lleva a la necesidad de analizar cuidadosamente las posibles condiciones de carga que pueden presentarse durante la construcción y operación de la presa.

De acuerdo con el análisis estructural efectuado, de no haberse colocado el cinturón sísmico habrían podido ocasionarse aperturas de las juntas de construcción y, eventualmente, grietas en la cortina que resultarían indeseables.

Otra opción, en este caso, era colocar un puntal de 60,000 m³ aguas abajo

de la presa que permitiera garantizar la estabilidad del macizo rocoso ante la presencia del sismo y absorber de esta manera un porcentaje importante de las cargas; esta solución se consideró que constructivamente implicaba costos altos y tiempos largos en comparación con el cinturón sísmico.

La principal aportación en este sentido es tener presente que un análisis que considere distintas opciones prácticas en detalle, ante este tipo de eventos, permite definir soluciones relativamente económicas que incrementan sensiblemente la seguridad de las presas.

III.2. Obra de excedencias.

Deflector lateral a la salida del túnel No.2

La principal aportación a este respecto es el hecho de poder adoptar una solución innovadora al diseño estructural cuando se tiene una problemática hidráulica fuera de lo común -el chorro actuando en forma rotacional y lateralmente-.

En este tema, sin duda, el campo de las investigaciones a seguir también es muy grande; se requiere caracterizar la magnitud y frecuencia de las cargas hidrodinámicas que inciden en las estructuras en forma lateral para hacer diseños que cumplan con los requisitos necesarios de seguridad de las mismas.

Obviamente, en la medida en que los elementos teóricos permitan conocer de una mejor forma el fenómeno físico, los beneficios redundarán en diseños más económicos y realistas.

III.3. Túnel de conducción.

Caído en el km 1+375 - 1+405 y diseño por hidrofracturación.

En conducciones largas y con rocas calizas es de esperarse que se puedan encontrar cavernas, como la que se encontró en el túnel de Zimapán, ya que al entrar en contacto el aire -en pequeñas cantidades- con el agua y al tenerse la presencia de carbonato de calcio en la roca es casi seguro que se presenten disoluciones importantes.

Estas disoluciones pueden presentarse como grandes cavernas -como ha sucedido en varios túneles en el nivel mundial-, pero también pueden dar lugar a carsticidades importantes, las cuales pueden ser pequeñas o grandes cavidades que siguen trayectorias sumamente erráticas.

Desde luego, al no poder realizar una investigación exhaustiva desde la fase de estudios preliminares, por los altos costos que esto representa, se vuelve

entonces imperativo - y es la principal contribución para este tipo de obras- el hecho de que es necesario hacer una campaña de investigación de hidrofracturación en el momento de la construcción.

Esta investigación puede consistir en que en el frente de trabajo -o ligeramente detrás de él para evitar interferencias- se establezcan perforaciones de 3 ó 4 diámetros de profundidad radialmente ejecutadas y con inyección de agua a presión -crecientes y decrecientes- que permitan identificar los volúmenes de agua perdidos.

Sí estos volúmenes son significativos puede asegurarse que se tendrán problemas y deberá efectuarse una exploración dirigida con barrenos, o bien con geofísica, para tratar de definir el posible tamaño de las oquedades para efectuar una solución práctica del problema.

Como conclusión, la aportación a este respecto es el hecho de que es posible predeterminar posibles cavernas; problemas de escasa cobertura o carsticidades, y en forma anticipada reubicar el trazo de la conducción, evitando así problemas en el momento de la puesta en servicio.

Prueba de carga hidrostática del túnel de conducción.

La aportación en cuanto a la perfectibilidad en la práctica profesional, a este respecto, es indudablemente de índole práctica. Numerosos túneles en el mundo han fallado en su primera puesta en servicio o en su primer vaciado. Por ello en los futuros proyectos debe establecerse que es necesario hacer un procedimiento en detalle, por parte de los diseñadores, constructores, y consultores, que permita definir cómo proceder a presurizar el túnel y, en caso necesario, a despresurizarlo también sin consecuencias catastróficas.

Obviamente, deberán tomarse en cuenta los antecedentes relevantes del diseño y la construcción, y establecer, además, las posibles implicaciones de entrada y salida de aire que dan lugar a fenómenos transitorios que originando grandes sobrepresiones que causan un comportamiento indeseable en las conducciones.

Deberá establecerse, dentro de lo posible el hecho de que son fundamentales ciertos dispositivos, como válvulas de admisión y expulsión de aire - o bien definir la geometría de la conducción- y estimar las posibles consecuencias de estos fenómenos y la propia capacidad estructural de los revestimientos.

Con base en consideraciones de seguridad estructural del túnel, debe calcularse el gasto máximo que puede admitirse y al ponderar filtraciones,

considerando un análisis económico, debe establecerse el gasto mínimo con el cual se decida suspender la prueba y proceder a repararlo.

A manera de conclusión y con los resultados obtenidos a la fecha, se puede decir que las filtraciones que se han presentado en el túnel de Zimapán (del orden de 125 l/s) son menores que las registradas en muchos túneles construidos en el nivel mundial con rocas similares (calizas), los que reportan filtraciones entre 3 y 47 veces más grandes, como se muestra en la tabla 10.

GALERÍA	PAÍS	ROCA	DIÁMETR m	PRESIÓN m	UNIDAD LUGEON UL
EYLIE	FRANCIA	CALIZAS	2.00	43	14.6
SAMPAN	FRANCIA	CALIZAS	2.10	23	1.7
ARTIGUES	FRANCIA	CALIZAS	1.80	25	6.0
AMSTEG	SUIZA	GNEISS	3.00	25	0.045
LA RHUE	FRANCIA	GNEISS	2.25	90	0.07
REISACH	ALEMANIA	GNEISS	4.90	250	0.09
ARTIGUES	FRANCIA	GRANITOS	1.80	20	30
BIOUS	FRANCIA	GRANITOS	2.25	40	6
MALGOVER	FRANCIA	ARENISCAS	4.50	32	0.7
RITOM	SUIZA	MICASQUISTOS	2.00	14	25
LOVERO	ITALIA	MICASQUISTOS	4.50	50	1
LOVERO	ITALIA	ESQUISTOS	4.50	48	17
AMSTEG	SUIZA	ESQUISTOS	3.00	35	11
AMSTEG	SUIZA	ESQUISTOS	3.00	35	44
MALGOVERT	FRANCIA	ESQUISTOS	4.50	13	1.5
LA BATHIE	FRANCIA	ESQUISTOS	3.00	200	0.3
MAZATEPEC	MÉXICO	TOBAS	4.00	68	2.6
ZIMAPAN	MÉXICO	CALIZAS	4.70	60-130	0.310

Tabla 10. Comparación de impermeabilidad con diversos túneles construidos en el nivel mundial.

Definitivamente, la prueba de carga hidrostática mostró resultados alentadores y permitió tomar la decisión de continuar el llenado hasta alcanzar la comunicación con el embalse, lo cual se efectuó el día 13 de julio de 1995. Un año después, debido a un problema en el sello de la válvula biplana, se vació sin presentar problemas significativos en su comportamiento disminuyendo en casi un cincuenta por ciento las filtraciones registradas al inicio de la operación del túnel.

IV. Nota final.

Como nota final del presente documento, se mencionan algunas reflexiones que, se considera, que deben tomarse en cuenta en lo que a la ingeniería de presas se refiere.

En los últimos tiempos, el desarrollo computacional y los métodos y técnicas numéricas en la ingeniería han sido muy grandes, lo cual ha permitido explicar el comportamiento peculiar de las presas ante diferentes solicitaciones de carga; sin embargo, estas estructuras, de hecho, son un problema físico y no puramente matemático. El cálculo o la evaluación numérica más refinada permitirá, en el mejor de los casos, una gruesa aproximación a la realidad.

Tomando en cuenta este aspecto, es necesario meditar detenidamente antes de iniciar un análisis que involucre conceptos innovadores o distintos a la práctica común, y meditar mucho más aún acerca de los resultados obtenidos antes de darlos por válidos.

Debe, sin duda, buscarse soluciones innovadoras y alternativas que impliquen ahorros en tiempo y costo para las instituciones y el país; sin embargo, estas soluciones deben sustentarse en bases teóricas respaldadas y comprobadas. Esto es absolutamente esencial debido a que la complejidad y las incertidumbres en el diseño y la construcción de las presas hacen imposible tomar todos y cada uno de los parámetros que intervienen en las mismas.

Para poner en marcha un proyecto, se requiere mucha investigación aplicada en el aspecto teórico-práctico, como las señaladas en este documento. Las presas deben probarse para medir su comportamiento ante diversas solicitaciones durante su construcción y operación para retroalimentar los modelos teóricos generados durante dicha investigación. Esto debe hacerse sistemáticamente antes de que en forma generalizada algunas de estas soluciones puedan ser utilizadas por el ingeniero en forma habitual.

La principal tarea, en cuanto a investigación se refiere, debe dirigirse a un mejor entendimiento, sensibilización y juicio de las incertidumbres de las variables que intervienen, y a una clara visualización de los resultados obtenidos durante el análisis, para poder hacer una correcta toma de decisiones que redunde en una aplicación práctica y provechosa para el ingeniero. Una vez validados los aspectos innovadores, deben entonces utilizarse y emplearse ampliamente para simplificar problemas ante el reto que el ingeniero día a día enfrenta para diseñar y construir presas que

modifiquen la naturaleza para beneficio de sus semejantes.

V. Referencias.

1. **Caverna de Margen Derecha Sobre la Cortina del Proyecto. Hidroeléctrico Zimapán, Humberto Marengo M., Revista de Ingeniería Civil, No. 302 Junio de 1994**
2. **P.H. Zimapán. Estudio de Factibilidad. Informe Final, Memoria. Abril de 1987. Subgerencia de Anteproyectos. Gerencia de Proyectos Hidroeléctricos.**
3. **P.H. Zimapán. Estudio de Factibilidad. Informe Final. Anexo I: Estudio Hidrológico. Abril de 1987.**
4. **P.H. Zimapán. Estudio de Factibilidad. Informe Final. Anexo II: Criterio probabilístico para la deducción de las avenidas de diseño. Octubre de 1985. Unidad de Estudios de Ingeniería Civil. Subjefatura de Estudios Civiles.**
5. **P.H.Zimapán. Estudio de Factibilidad. Anexo III: Informe Geológico Final. Septiembre de 1985.**
6. **P.H. Zimapán. Estudio de Factibilidad. Anexo III-a: Informe Geológico del Área del Túnel de Conducción. Septiembre de 1985.**
7. **P.H.Zimapán. Descripción y Datos Generales. CFE. Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctricos, Subdirección de Construcción. 1989.**
8. **Marengo M. H. P.H. Zimapán, Hgo, Prueba de Carga Hidrostática de la tubería a presión y del túnel de conducción, (reporte interno de CFE), marzo, 1995.**
9. **Marengo M. H. Filling of the Conduction Tunnel of Zimapán Hydroelectric Project, Mexico, Modelling, Testing & Monitoring for Hydro Powerplants-II, Hydropower & Dams, Conference and Exhibition, Laussana, Suiza 1996.**

Fundación ICA es una Asociación Civil constituida conforme a las leyes mexicanas el 26 de octubre de 1986, como se hace constar en la escritura pública número 21,127 pasada ante la fe del Lic. Eduardo Flores Castro Altamirano, Notario Público número 33 del Distrito Federal, inscrita en el Registro Público de la Propiedad en la sección de Personas Morales Civiles bajo folio 12,847. A fin de adecuar a las disposiciones legales vigentes los estatutos sociales, estos fueron modificados el 17 de octubre de 1994, como se hace constar en la escritura pública número 52,025 pasada ante la fe del Lic. Jorge A. Domínguez Martínez, Notario Público número 140 del Distrito Federal.

Fundación ICA es una institución científica y tecnológica inscrita en el Registro Nacional de Instituciones Científicas y Tecnológicas del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, con el número 97/213 del 20 de junio de 1997.

Esta edición de "Proyecto Hidroeléctrico Zimapán: Ing. Fernando Hiriart Balderrama. Aportaciones a la ingeniería de presas en México" se terminó en febrero de 1998, se imprimieron 2,300 ejemplares. La edición estuvo al cuidado del Comité de Publicaciones de la Fundación ICA.

TÍTULOS DE LA SERIE CUADERNOS FICA.

NÚMERO	ISBN	TÍTULO
1 (1994)	968-7508 00-0	ESTATUTOS. 1,000 ejemplares.
2 (1995)	968-7508 02-7	UN PANORAMA GENERAL DE LA ENSEÑANZA DE LA INGENIERÍA CIVIL. Fernando O. Luna Rojas. 1,000 ejemplares.
3 (1995)	968-7508 03-5	FUNDACIÓN ICA. UN COMPROMISO SOCIAL DEL GRUPO ICA. Fernando O. Luna Rojas, Cuauhtémoc Valdés Olmedo, Felipe H. Concha Hernández. 1,000 ejemplares.
4 (1995)	968-7508 04-3	LA FUTURA EDUCACIÓN INGENIERIL: EXAGERACIONES Y VERDADES. Emilio Rosenblueth Deutsch. 1,000 ejemplares.
5 (1995)	968-7508 05-1	LA INGENIERÍA: VOCACIÓN DE SERVICIO ...". Bernardo Quintana Arrijoja. 1,000 ejemplares.
6 (1995)	968-7508 06-X	PRESENTE Y FUTURO DE LA INVESTIGACIÓN EN INGENIERÍA EN MÉXICO. Comentarios a un simposio de la Academia Nacional de Ingeniería. Luis Esteva Maraboto. 1,000 ejemplares.
7 (1995)	968-7508 07-8	EL PROGRAMA DE BECAS DE FUNDACIÓN ICA: LA EXPERIENCIA HASTA HOY. Raúl López Roldán y Fernando O. Luna Rojas. 1,200 ejemplares.
8 (1995)	968-7508 08-6	IDEAS SOBRE LA FORMACIÓN DE LOS INGENIEROS PARA EL FUTURO". Conferencia presentada en la Academia Mexicana de Ingeniería. José Manuel Covarrubias Solís. 1,200 ejemplares.
9 (1996)	968-7508 09-4	REFLEXIONES SOBRE EL DESARROLLO DE LA INGENIERÍA HIDRÁULICA EN MÉXICO. Conferencia presentada en el Colegio de Ingenieros Civiles de México. José Luis Sánchez Bribiesca. 1,300 ejemplares.
10 (1996)	968-7508 10-8	LOS INGENIEROS, LA SOCIEDAD Y SU FORMACIÓN. Armando Rugarcía Torres. 1,300 ejemplares.
11 (1996)	968-7508 11-6	LA VINCULACIÓN Y LOS RETOS DE LA INGENIERÍA EN EL SIGLO XXI. Comentarios de la XXII Conferencia Nacional de Ingeniería. Mario I. Gómez Mejía. 1,600 ejemplares.
12 (1996)	968-7508 13-2	BASE MEXICANA DE DATOS DE SISMOS FUERTES. UN SISTEMA QUE INTEGRA LA INFORMACIÓN ACELEROGRÁFICA REGISTRADA EN MÉXICO EN LOS ÚLTIMOS 35 AÑOS. R. Quass, L. Alcántara y otros. 1,600 ejemplares.
13 (1996)	968-7508 14-0	PREDICCIÓN DE INTENSIDADES SÍSMICAS PARA EL ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE MÉXICO. Eduardo Perez-Rocha, Luis V. Utesa, Fernando Flores, Maria Zarate. En el mes de enero de 1998, este artículo ganó el Premio "José A. Cuevas" y "Miguel A. Urquijo" que otorga el Colegio de Ingenieros Civiles de México al mejor artículo técnico de Ingeniería Civil. 1600 ejemplares.
14 (1996)	968-7508 15-9	INVIRTIENDO EN EL PROGRESO: LA CONTRIBUCIÓN SOCIAL DE LA INGENIERÍA. Gerardo García Merlín. 1,600 ejemplares.

TÍTULOS DE LA SERIE CUADERNOS FICA.

NÚMERO	ISBN	TÍTULO
15 (1996)	968-7508 16-7 ISSN 1405-387X	LA ACREDITACIÓN: UN RETO PARA MEJORAR LA CALIDAD DE LA EDUCACIÓN SUPERIOR EN INGENIERÍA. J. Fernando Ocampo Canabal. Primera edición 1,600 ejemplares. Segunda edición para la Asociación Nacional de Escuelas y Facultades de Ingeniería de México ANFEI, mayo de 1997, 500 ejemplares.
16 (1996)	968-7508 19-1	LOS RETOS DE LA INFRAESTRUCTURA EN MÉXICO. Conferencia que presentó el 5 de diciembre de 1996 en la Academia Mexicana de Ingeniería para ingresar como académico de número. Luis Zárate Rocha 1,600 ejemplares
17 (1996)	968-7508 24-8 ISSN 1405-387X	ESTRATEGIAS EMPRESARIALES PARA LA INICIATIVA PRIVADA QUE PARTICIPA EN LA CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN MÉXICO. Antonio L. Otero Mendoza. 1,600 ejemplares.
18 (1997)	968-7508 26-4 ISSN 1405-387X	EL EXAMEN DE CALIDAD PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL. SU ELABORACIÓN, APLICACIÓN Y RESULTADOS. Eduardo L. de la Garza Viscaya. Primera edición 2,000 ejemplares. Segunda edición para la Asociación Nacional de Escuelas y Facultades de Ingeniería de México ANFEI, mayo de 1997, 500 ejemplares.
19 (1997)	968-7508 25-4 ISSN 1405-387X	ADMINISTRACIÓN POR CALIDAD TOTAL. Juan Carlos Bassi Moguel. DEL HARDWARE Y SOFTWARE AL HUMANWARE DE LA CALIDAD. Daniel Inda Hernández. 2,000 ejemplares
20 (1997)	968-7508 29-9 ISSN 1405-387X	FILANTROPÍA, CIENCIA Y TECNOLOGÍA. UNA PRIMERA APROXIMACIÓN. Guillermo Soberón Acevedo, Cuauhtémoc Valdés Olmedo y Concepción Hernández. 2,000 ejemplares.
21 (1997)	968-7508 28-0 ISSN 1405-387X	¡ NUNCA MÁS UN INGENIERO SIN ESPERANZA, SIN UTOPIÍA, SIN ÉTICA! Juan Manuel Torres Delgado. 2,000 ejemplares.
22 (1997)	968-7508 31-0 ISSN 1405-387X	ASPECTOS CUALITATIVOS Y CUANTITATIVOS DE LA EDUCACIÓN EN MÉXICO; ESCENARIO ACTUAL DE LA INGENIERÍA Y LA TECNOLOGÍA Y SU IMPACTO EN LA EDUCACIÓN SUPERIOR. Oscar M. González Cuevas. 2,000 ejemplares:
23 (1997)	968-7508 32-9 ISSN 1405-387X	FILANTROPÍA, CIENCIA Y EDUCACIÓN. Enrique González Torres. 2,000 ejemplares
Edición especial	968-7508 38-8 ISSN 1405-387X	ESTADO ACTUAL DE LA INGENIERÍA SÍSMICA EN MÉXICO. Amador Terán. Sonia E. Ruiz y Luis Esteva. 2,200 ejemplares
24 (1997)	968-7508 39-6 ISSN 1405-387X	LA EVOLUCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN EN MÉXICO COMO CONSECUENCIA DEL SISMO DE 1985. Alejandro Vázquez Vera. 2,200 ejemplares
25 (1997)	968-7508 40X ISSN 1405-387X	LAS CARRETERAS DEL SIGLO XXI. Héctor S. Ovalle Favela. 2,200 ejemplares

Comités del programa de becas de licenciatura en ingeniería civil.

Facultad de Ingeniería de la UNAM.

**Ing. José Manuel Covarrubias Solís
M.I. Gabriel Moreno Pecero
M.I. Gilberto Sotelo Ávila
Ing. José Gaya Prado
Ing. Enrique Cesar Valdés**

Facultad de Ingeniería de la UAEM.

**M.I. Ángel Alviter Rodríguez
M.I. Francisco Becerril Vilchis
M.I. Raúl Vera Noguez
Dr. Horacio Ramírez de Alba**

División de Ciencias Básicas e Ingeniería de la UAM Azcapozalco.

**Dr. Mario Alberto Romero Romo
Ing. Dario Guaycochea Guglielmi
Ing. Luis Antonio Rocha Chiu
Ing. Dante Alcántara García
Dr. Amador Terán Gilmore**

Facultad de Ingeniería de la UA. Querétaro.

**M.I. José Jesús Hernández Espino
Ing. Gerardo René Serrano Gutiérrez
Ing. Jorge Martínez Carrillo**