



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DESAZOLVE EN LA PRESA LA SOLEDAD,
APLICANDO MODELOS FÍSICOS.

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

Jesús Gustavo Muñiz Paz



DIRECTOR DE TESIS: DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLÓN

MEXICO, D.F. CIUDAD UNIVERSITARIA 2006



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/077/05

Señor
JESÚS GUSTAVO MUÑIZ PAZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso ^{le el} profesor DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLÓN, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.


"DESAZOLVE EN LA PRESA LA SOLEDAD, APLICANDO MODELOS FÍSICOS".

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. ESTUDIO REALIZADO
- III. PROPUESTA FACTIBLE DEL ESTUDIO
- IV. CONCLUSIONES
- V. RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 4 de agosto del 2005.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

Dedicatorias:

A mis padres, mis ejemplos a seguir, por su amor, apoyo incondicional y confianza en cada uno de mis logros en la vida.

A mis hermanas, por su ejemplo, apoyo y cariño hacia mí.

A mi amor Leslie, por cada uno de los momentos de apoyo, confianza, comprensión y ánimo a seguir adelante.

Agradecimientos:

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por brindarme la oportunidad de recibir una formación profesional al abrirme sus puertas.

A la Facultad de Ingeniería, por compartir conmigo años de conocimiento, experiencias, desarrollos tecnológicos y crear en mí una mentalidad de profesionista.

Al Dr. Humberto Marengo Mogollón, mi director de Tesis, por su apoyo, comprensión y paciencia para el desarrollo de este trabajo.

Al Ing. Carlos Manuel Chávarri Maldonado, por su apoyo incondicional en cada momento que lo he necesitado, tanto como profesor y guía profesional, como amigo.

Al Ing. Arnulfo Andrade Delgado, por su motivación, confianza y apoyo al inicio de mi carrera profesional.

A cada uno de mis profesores, por brindarme sus conocimientos y experiencias para recibir los conocimientos adquiridos.

A mis amigos, Ing. Rodrigo Martínez Herrera, Ing. Víctor Manuel Ocampo Sámano, Ing. José Antonio Torres Díaz, Ing. Maribel Flores Losa, Ing. Francisco Amavizca Pacheco, Marco Antonio Cárdenas Alamillo, Diego Romero Ángeles, Norman Beristain Palomares, Jesús Roldán Acosta, Eric Zapata Silva, Moisés por nombrar algunos, ya que tuve la oportunidad de contar con una infinidad de amigos, compañeros y conocidos.

Agradezco a la División de Ingeniería Civil y Geomática, por el apoyo incondicional para realizar mis trámites, realizar mi Servicio Social, así como contar con grandes amigos que laboran en ella.

A la Comisión Federal de Electricidad, por el apoyo en la elaboración de este trabajo, a los ingenieros Enrique Heredia, Luis Athié Morales, Jaime Camargo Hernández, Federico Ochoa, y todo el personal que labora en el Laboratorio de Hidráulica de C.F.E. .

*“Hubo momentos tanto felices como tristes,
Momentos difíciles y sencillos,
Momentos de soledad y apoyo,
Momentos de estar arriba y caer hasta el fondo,
Pero no hubo alguno de no ver hacia el frente”*

ÍNDICE GENERAL.

INTRODUCCIÓN	11
CAPÍTULO I. <u>ANTECEDENTES</u>	14
I.1 Proceso de sedimentación.....	14
I.2 Consecuencias de la sedimentación en un embalse.....	15
I.3 Métodos más comunes para evitar el azolvamiento.....	17
- Métodos Preventivos.	
- Métodos correctivos.	
I.3.1 Descripción de los métodos preventivos.....	18
I.3.1.1 Reduciendo la entrada de sedimentos al embalse.....	18
I.3.1.2 Incrementar la capacidad de almacenamiento inicial.....	19
I.3.2 Descripción de los métodos correctivos.....	19
I.3.2.1 Técnicas de dragado.....	19
- Dragado por hidrosucción.	
- Dragados mecánicos.	
- Bombas Vénturi, neumáticas y remoción por aire.	
- Ganchos de control remoto para limos consolidados.	
I.3.2.2 Remoción Hidráulica.....	24
I.3.2.2.1 Remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas.....	25
I.3.2.2.2 Extracción por chorros de agua.....	25
I.3.2.2.3 Vaciado del embalse y remoción por chorros.....	26
I.3.2.2.4 Desfogado por corrientes densas.....	26
I.3.2.3 Remoción de sedimentos con un sifón en flujo crítico.....	28
CAPÍTULO II. <u>ESTUDIO REALIZADO</u>	31
II.1 Antecedentes de la Presa La Soledad.....	31
II.2 Localización.....	32
II.3 Características Generales.....	33
II.4 Características Técnicas de la Central Hidroeléctrica.....	34

II.5 Características de la cortina y diques.....	36
- La cúpula central.	
- Tapón.	
- Espolones.	
- Pulvino.	
- Desagüe de fondo.	
- Galerías.	
II.6 Pruebas Realizadas al modelo hidráulico.....	38
II.6.1 Funcionamiento del desagüe de fondo de la presa la Soledad en modelo hidráulico.....	38
II.6.1.1 Procedimiento para la operación del modelo hidráulico del desagüe de fondo.....	40
II.6.1.2 Resultados obtenidos al operar el modelo hidráulico del desagüe de fondo.....	41
II.6.2 Funcionamiento de la nueva obra de toma y el desarenador en modelo hidráulico.....	43
II.6.2.1 Alternativa uno.....	43
II.6.2.1.1 Procedimiento para la operación del modelo hidráulico de la nueva obra de toma y desarenador. Alternativa 1.....	45
II.6.2.1.2 Resultados obtenidos al operar el modelo hidráulico de la nueva obra de toma y desarenador. Alternativa 1.....	46
II.6.2.2 Alternativa dos.....	51
II.6.2.2.1 Procedimiento para la operación del modelo hidráulico de la nueva obra de toma y desarenador. Alternativa 2.....	55
II.6.2.2.2 Resultados obtenidos al operar el modelo hidráulico de la nueva obra de toma y desarenador. Alternativa 2.....	55
 CAPÍTULO III. <u>PROPUESTA FACTIBLE DEL ESTUDIO.</u>	 65
III.1 Funcionamiento de vaso para fines de Generación de energía eléctrica.....	65
III.1.1 Situación Actual.....	67
- Resumen de los datos obtenidos en el programa Einzel para fines de Generación. Situación actual.	

III.1.2 Alternativa 1.....	68
- Resumen de los datos obtenidos en el programa Einzel para fines de Generación. Alternativa 1.	
III.1.3 Alternativa 2.....	69
- Resumen de los datos obtenidos en el programa Einzel para fines de Generación. Alternativa 2.	
III.1.4 Transformación de unidades.....	70
III.2 Costo de construcción de cada una de las alternativas de solución del problema de desazolve.....	71
III.3 Análisis financiero.....	72
III.3.1 Análisis financiero de la alternativa 1.....	72
III.3.2 Análisis financiero de la alternativa 2.....	74
CAPÍTULO IV. <u>CONCLUSIONES.</u>	77
- Conclusiones generales	
- Conclusiones particulares	
CAPÍTULO V. <u>RECOMENDACIONES.</u>	79

ANEXOS.

Anexo I. Fotografías de los ensayos realizados al desagüe de fondo de la presa la Soledad.....	80
Anexo II. Fotografías de los ensayos realizados a la presa la Soledad referentes a la construcción de la nueva obra de toma y desarenador. Alternativa 1.....	89
Anexo III. Fotografías de los ensayos realizados a la presa la Soledad referentes a la construcción de la nueva obra de toma y desarenador. Alternativa 2.....	100
Anexo IV. Registro de velocidades puntuales registradas en el túnel del desarenador. Alternativa 1.....	112
Anexo V. cálculos referentes a la obtención de los costos	

de las obras de las alternativas de solución del problema de desazolve.....	113
Anexo VI. Registro de escurrimientos utilizados en el programa Einzel (1952-2000).....	116

BIBLIOGRAFÍA.....118

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura I.1 Tipos de depósitos de sedimentos en embalses.....	15
Figura I.2 Esquema de una presa de retención.....	18
Figura I.3 Dragado por hidrosucción con transporte hacia aguas abajo o a pozo de tratamiento.....	20
Figura I.4 Hidrosucción por un tubo de paso.....	21
Figura I.5 Diagrama esquemático del proceso de remoción hidráulica de sedimentos durante la operación de extracción.....	24
Figura I.6 Esquema del proceso de sedimentación y descarga de corrientes densas de un embalse.....	27
Figura I.7 Remoción de sedimento del fondo de un embalse sobre la cresta de la presa con un sifón.....	29
Figura II.1 Localización.....	32
Figura II.2 Localización.....	33
Figura II.3 Geometría del desagüe de fondo de la presa la soledad.....	39
Figura II.4 Disposición de las estructuras representadas en el modelo.....	41
Figura II.5 Disposición de las estructuras representadas en el modelo, geometría del vaso de la Soledad después del proceso de desazolve.....	42
Figura II.6 Plano general de la obra de toma, alternativa uno.....	43
Figura II.7 Corte longitudinal de la obra de toma, alternativa uno.....	44
Figura II.8 Corte A-A de la obra de toma, alternativa uno.....	44
Figura II.9 Modelo hidráulico de Mazatepec, alternativa uno.....	47
Figura II.10 Desazolve de la presa la Soledad, al operar el desarenador. Alternativa 1. ensaye A.....	48
Figura II.11 Desazolve de la presa la Soledad, al operar el desarenador. Alternativa 1. Ensaye B.....	49
Figura II.12 Desazolve de la presa la Soledad, al operar el	

desarenador. Alternativa 1. Ensaye C.....	50
Figura II.13 Plano general de la obra de toma, alternativa dos.....	52
Figura II.14 Corte longitudinal del canal sedimentador. Alternativa dos.....	52
Figura II.15 Detalles de la alternativa dos.....	53
Figura II.16 Modelo hidráulico de Mazatepec, alternativa dos.....	54
Figura II.17 Desazolve de la presa la Soledad, al operar las compuertas del desarenador. Alternativa 2. Ensaye A.....	56
Figura II.18 Desazolve de la presa la Soledad, al operar la compuerta derecha del desarenador. Alternativa 2. Ensaye B.....	57
Figura II.19 Desazolve de la presa la Soledad, al operar las dos compuertas del desarenador. Alternativa 2. Ensaye C.....	58
Figura II.20 Desazolve de la presa la Soledad, al operar las dos compuertas del desarenador. Alternativa 2. Ensaye D.....	59
Figura II.21 Curva elevaciones-gastos de la estructura de control.....	60
Figura II.22 Geometría del canal sedimentador y de descarga. Alternativa dos.....	61
Figura II.23 Secciones de registro del canal sedimentador y de descarga. Alternativa dos.....	62
Figura II.24 Curva elevaciones-gastos del desarenador, para descarga libre.....	63
Figura III.1 Gráfica Eficiencias – B/C alternativa 1.....	74
Figura III.2 Gráfica Eficiencias – B/C alternativa 2.....	76

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla I.1. Embalses con problema de sedimentación en el mundo.....	16
Tabla I.2. Sedimentación en embalses pequeños en la República Mexicana.....	17
Tabla I.3 Comparación de diferentes métodos de dragado.....	23
Tabla II.1 Características técnicas de la Central Hidroeléctrica Mazatepec-La Soledad.....	35
Tabla II.2 Descripción del desagüe de fondo.....	38
Tabla II.3 Escala de líneas del modelo hidráulico.....	39
Tabla II.4 Resultados obtenidos del proceso de desazolve con el desagüe de fondo.....	41
Tabla II.5 Características generales de la alternativa uno.....	44
Tabla II.6 Resultados obtenidos del desarrollo del desazolve. Alternativa 1.....	46
Tabla II.7 Registro de gastos en cada nivel de operación. Alternativa 1.....	46
Tabla II.8 Datos generales de la alternativa 2.....	53
Tabla II.9 Evolución cualitativa del desazolve para dos pendientes diferentes.....	55
Tabla II.10 Condiciones de vorticidad para los tres niveles de operación.....	60
Tabla III.1 Características necesarias para la ejecución del programa Einzel.....	66
Tabla III.2 Datos de la curva elevaciones-capacidades reales.....	67
Tabla III.3 Datos de la curva elevaciones-capacidades de la alternativa 1.....	68
Tabla III.4 Datos de la curva elevaciones-capacidades de la alternativa 2.....	69
Tabla III.5 Criterio de energía térmica equivalente.....	70
Tabla III.6 Criterio de energía media industrial.....	71
Tabla III.7 Precio de la construcción de la alternativa 1.....	71
Tabla III.8 Precio de la construcción de la alternativa 2.....	72
Tabla III.9 Indicadores financieros de la alternativa 1.....	73
Tabla III.10 Indicadores financieros de la alternativa 2.....	75

INTRODUCCIÓN.

El objetivo principal de este trabajo es primeramente conocer la condición de azolvamiento de la presa, el tipo de material arrastrado, la capacidad actual, conocer la evolución del azolvamiento del embalse y el proceso de remoción hidráulica durante avenidas, para poder con ayuda de la modelación física, proponer alternativas de solución al problema y poder seleccionar la mejor, tanto económicamente como la más corta en tiempo para reducir pérdidas por falta de generación de energía eléctrica.

Con todo esto se podrá conocer más a fondo este gran problema del azolve en los embalses, y con los datos obtenidos poder mitigar este problema o por lo menos controlarlo, cabe mencionar que es necesario realizar mucha investigación más ya que es como se observará es un tema bastante complejo, en él intervienen muchos factores y fenómenos, tanto de la naturaleza como ocasionados por el hombre, como por ejemplo la fuerza y periodicidad de las lluvias en el lugar, la humedad del suelo, la granulometría, y por otro lado la deforestación, tala inmoderada, el depósito de basura y hasta los incendios forestales.

Como se sabe durante el desarrollo de la historia del hombre, éste ha estado interrelacionado directamente con la naturaleza y sus fenómenos, por lo cual ha tratado de tanto protegerse de éstos, como aprovecharlos para su beneficio, como son la lluvia, el sol, el aire, etc.

Por esto ha desarrollado técnicas para tratar de controlarlos a su mejor conveniencia, y también tratar de utilizar sus efectos, que en el caso de la lluvia y las corrientes tanto superficiales como subterráneas tenemos como consecuencia el aprovechamiento del agua.

El agua desde las épocas más antiguas ha sido un líquido de vital importancia tanto para la alimentación, como para satisfacer las necesidades de consumo humano, también es indispensable para actividades como la agricultura, la pesca y hasta para la recreación. (Barragán 2000).

En el aprovechamiento del agua, las presas juegan un papel muy importante, ya que son las estructuras más grandes y de mayor capacidad existentes actualmente y pueden construirse con el objeto de ser proyectos de propósitos múltiples ya que son utilizados para actividades diversas, entre las cuales y la más importante es éste caso, es la generación de energía eléctrica, ya que esta presa fue diseñada para esa función.

Las presas aparte de su función proporcionan beneficios adicionales como son el control de avenidas y por lo tanto protección de vidas humanas. (Barragán 2000).

En los últimos 100 años, los ingenieros han desarrollado técnicas y metodologías que han permitido incrementar la capacidad de resistencia de las estructuras de las presas y por lo tanto mayor capacidad de los embalses, y con esto aumentar la capacidad de conducir, purificar, transportar el agua y suministrar energía eléctrica. (Marengo 1995). Las metodología mayor ha sido empleada usando un concepto de relación costo-beneficio cercano a uno y un promedio de vida útil de 50 a 100 años, y se ha visto que

este período de vida es muy corto para poder proveer un suministro de agua confiable a las generaciones futuras. (Hotchkiss 1995).

Uno de los principales problemas graves que atacan directamente a los embalses es la pérdida de capacidad de almacenamiento, debido a los depósitos en su interior. (Barragán 2000).

En varias partes del mundo numerosos embalses han almacenado grandes cantidades de sedimento, con esto han reducido su capacidad de regulación, por esto se buscan estrategias para evitar dicho problema, ya que no es muy sencillo construir nuevos embalses ya que son obras de gran magnitud (para el caso de generación de energía eléctrica), tienen altos costos de construcción y la escasez de lugares apropiados.

El problema de los embalses con exceso de sedimento es muy grande ya que interfiere en la operación y desempeño de los mecanismos e instalaciones.

Existen casos en los cuales el embalse está próximo a su fin, como son los embalses Chir-Yurt, Gumaty y Zemo-Avchalsk en la antes Unión Soviética, (Vorob'ev, 1982, Paul and Dhillon, 1988). En México por otra parte se tienen los casos de las presas Tuxpango y La Soledad, ubicadas en los estados de Veracruz y Puebla respectivamente, que presentan muy severos problemas de sedimentación (Marengo, 1998), en este trabajo se estudiará el caso de la presa La Soledad.

Un aspecto a cuidarse fundamentalmente al proyectar una presa es el tiempo en que se azolve con el paso de los años, por lo tanto hay que escoger el mejor sitio para su construcción, siendo éste un problema, ya que los mejores sitios ya están aprovechados, aparte de que hay una gran resistencia tanto ambiental y social para la construcción de nuevos proyectos. Otro factor importante es la cuestión de seguridad de las presas, ya que al estar llenas de sedimentos, cambia su condición de estabilidad debido a la carga de azolve, y por lo tanto tal vez no podrían resistir avenidas ni sismos un tanto mayores a los de diseño. (Marengo 2001).

Otro de los aspectos que cambian con la acumulación de sedimentos es el cambio significativo de la capacidad para aprovechamiento y regulación, y por lo tanto hay que cambiar la forma de operarlas haciéndolas trabajar al filo del agua, no ofreciendo ninguna regulación (Marengo 2001).

Para resolver el problema descrito anteriormente es necesario contar con métodos correctivos. En nuestro país no se han implantado ampliamente, sin embargo, en algunos países con problemas severos de sedimentación, se ha desarrollado una gran cantidad de ellos y algunos han ofrecido resultados satisfactorios (Barragán 2000).

El interés por alargar la vida útil de las presas, desazolviendo los embalses e incrementando su seguridad no debe plantearse como un beneficio a la sociedad solamente, si no también como un proceso para conservar la infraestructura, alargar la capacidad para riego y generación de energía eléctrica, además del importante control de avenidas (Marengo 2001).

Si se aumenta la capacidad de los embalses por medio del desazolve se tendrá grandes recompensas económicas, ya que el hecho de repotenciar y modernizar centrales hidroeléctricas y distritos de riego que hoy en día están a punto de desaparecer o declararse obsoletos funcionarían por más tiempo (Marengo 2001).

El objetivo fundamental de este trabajo es estudiar la evolución del desazolve del embalse de la presa la Soledad, ya que cuenta con serios problemas de sedimentación, realizando mediante una modelación física un proceso de desazolve por medio de remoción hidráulica durante avenidas. Con la información registrada después de operar el modelo físico se pretende llevar a cabo un estudio de factibilidad para su realización en el prototipo, mediante un análisis tanto de funcionamiento de vaso para establecer condiciones de generación eléctrica, como de costo y recuperación del gasto en la construcción de la obra civil necesaria.

A continuación se enuncia la investigación realizada en este trabajo:

Capítulo I. Antecedentes. - Esta parte tiene como finalidad mostrar la importancia del proceso de sedimentación, sus consecuencias, así como los métodos para su control.

Capítulo II. Estudio realizado. - En esta parte se describe las características de la presa la Soledad, Puebla, para poder utilizarlas al operar el modelo hidráulico, se mencionan las alternativas de solución para desazolvar el vaso de la presa, se opera el vaso con las alternativas y se obtienen datos y conclusiones importantes de cada una.

Capítulo III. Propuesta factible del estudio. - En esta parte se utilizan todos los datos obtenidos para poder comparaciones entre las alternativas, desde el punto de vista de incremento en generación eléctrica, costo de cada una de las obras civiles adicionales, así como el tiempo de recuperación del capital invertido en las mismas.

Capítulo IV. Conclusiones. - Se enuncia la mejor alternativa y sus características, se mencionan las conclusiones relevantes o importantes en el desarrollo del trabajo.

Capítulo V. Recomendaciones. - Se hacen breves comentarios acerca de maneras de prevenir el azolve en los embalses, opiniones acerca de las pruebas al modelo hidráulico y recomendaciones para la construcción de futuras presas.

Finalmente se muestra la bibliografía para completar la información y los anexos, los cuales muestran principalmente imágenes de cada uno de los ensayos y la manera de operar el modelo hidráulico, esto para ilustrar mejor el proceso.

CAPITULO I.

ANTECEDENTES.

En este capítulo se hablará sobre el fenómeno de sedimentación, desde el proceso por el cual se lleva a cabo y sus consecuencias para poder familiarizarse con este fenómeno para estudiarlo y controlarlo. También se anuncian algunos ejemplos de presas con problemas de sedimentación excesiva, tanto nacional como internacionalmente como referencia.

En este capítulo se mencionan los sistemas utilizados para controlar el fenómeno de sedimentación, sus características y alcances. Con todo esto se podrá tener una visión más clara del problema de sedimentación en embalses y su efecto en éstos, para seleccionar el mejor método y controlar este efecto desfavorable para aprovechar la mayor capacidad de los almacenamientos.

I.1 Proceso de sedimentación.

El proceso inicia desde el momento en que se construye un nuevo embalse, debido a que se cambian las condiciones hidráulicas del flujo y la capacidad de transporte de sedimentos.

Como menciona Campos 1980, Fan-Morris 1992 y Hotchkiss 1995 se presentan fenómenos como la degradación del cauce aguas abajo del embalse y la sedimentación aguas arriba, ya que aguas arriba existe una sedimentación debida a que cuando se construye una presa, ésta se construye en una corriente para formar el almacenamiento, con esto se reduce la velocidad del flujo y la mayor parte, o todo el sedimento transportado se depositará antes de llegar al vaso. Estos depósitos forman deltas, los cuales elevan el fondo del cauce elevando la superficie del agua y el nivel de aguas freáticas, con los consecuentes desbordamientos, creándose frecuentemente inundaciones que afectan a las comunidades cercanas y la agricultura. Además provocan cambios morfológicos en el lecho, degradación de tributarios, salinización de la tierra, reubicación de los contaminantes, afectando a la navegación, así como la creación de humedales entre otros. El problema aguas abajo del embalse se produce debido a los impactos actúan irreversiblemente; el impacto principal se manifiesta en la degradación del lecho y los bancos del río, debido a que el sedimento transportado por el río es parcial o totalmente retenido por el embalse. El hábitat de las especies tanto aguas arriba como aguas abajo puede ser alterado dramáticamente

Cuando las aguas superficiales erosionan la cuenca hidrológica, se origina la sedimentación. El sedimento se transporta hacia aguas abajo, pero los embalses de las presas le impiden el paso, con lo que se va acumulando (Marengo 2001).

Existe una gran variedad de tipos de sedimentos abrasivos y cohesivos, entre los que se pueden incluir cantos rodados, gravas, arenas, arenas finas, limos y otros materiales cohesivos (Marengo 2001).

Es importante indicar que en los nuevos proyectos de presas, se deberán construir desagües de fondo (independientemente del tipo de presa que se construya), tomándose en cuenta desde el diseño, ya que los materiales abrasivos, cuando son removidos pueden causar severas erosiones en las estructuras terminales por la que pasan (Marengo 2001).

La forma en que se distribuyen los sedimentos en el embalse depende de varios factores interrelacionados entre sí, como pueden ser la forma geométrica del embalse, las características de operación, las propiedades de las partículas de sedimento, el tiempo de permanencia del sedimento en el embalse, y la relación entre la capacidad del embalse y la entrada de flujo a éste (Marengo 2001).

Puede decirse que el proceso de sedimentación en todos los embalses siguen un modelo más o menos común. Este modelo sigue la secuencia descrita a continuación: Los sedimentos gruesos son depositados en el remanso que forma la corriente al entrar al embalse y el inicio del mismo, formando los denominados deltas y las partículas finas son transportadas dentro del vaso y depositadas en la parte más baja, junto a la cortina de la presa (Marengo 2001).

En la figura I.1 se muestra la forma esquemática la distribución general de los sedimentos en los embalses.

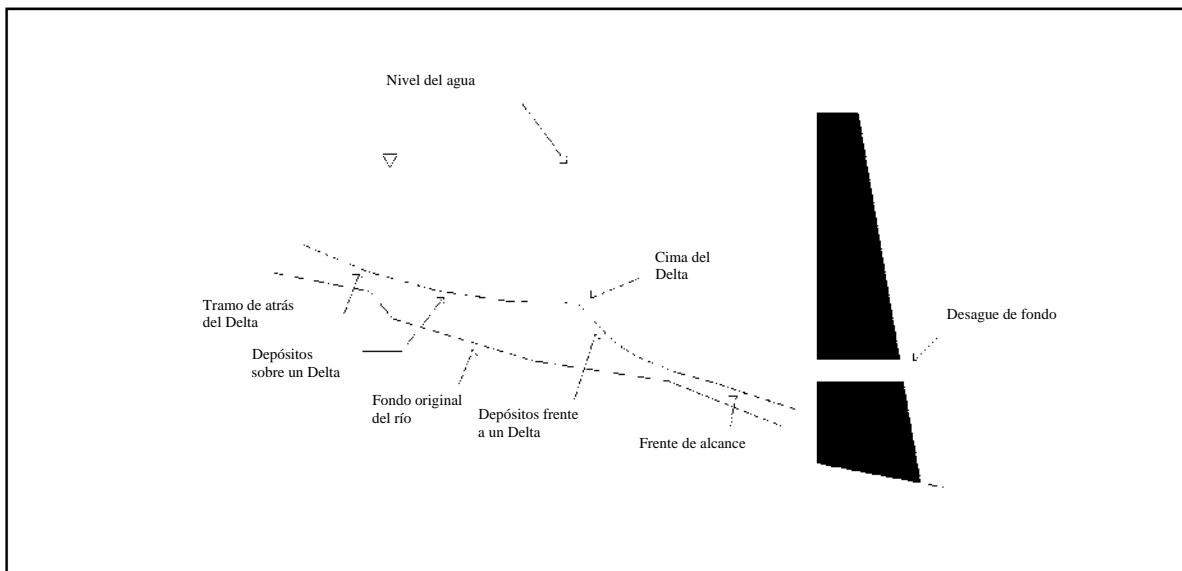


Figura I.1 Tipos de depósitos de sedimentos en embalses.

I.2 Consecuencias de la sedimentación en un embalse.

Las consecuencias como se mencionó antes ocasionan grandes problemas tanto en el almacenamiento como en la estructura, Marengo (2001) menciona otros efectos, los cuales son similares y se muestran a continuación:

- La reducción de la capacidad de control de avenidas del volumen destinado para el riego, para la producción de energía eléctrica, para el suministro de agua y para la recreación.
- Los sedimentos afectan la calidad del agua en el embalse en dos formas: incrementando la turbiedad y reduciendo los niveles de oxígeno disuelto a tal grado que esta agua podrían llegar a ser inhabilitables para los peces y otras vidas acuáticas.
- Los depósitos de sedimentos cerca de la cortina de la presa incrementan su carga estática, por tal motivo, su comportamiento estructural ante sismos y avenidas intensas podría ponerse en duda (Marengo 1998)

Lo anterior es motivo por el cual se hace necesario llevar a cabo la remoción de sedimento en embalses, y mientras no se establezcan estrategias apropiadas para el control de los sedimentos en la etapa de diseño de los embalses, será inevitable la sedimentación de los mismos y por lo tanto persistirá la necesidad de remover tales sedimentos (Barragán 2000).

Algunos embalses en el mundo con problema de sedimentación se señalan en la tabla I.1 (Barragán 2000).

Embalse	País	Capacidad original en millones de m ³	Pérdida del almacenamiento original en (%)	Tiempo de sedimentación en años
Chir – Yurt	Antes URSS	100	90	5
Uchkurgan	Antes URSS	56	60	7
Golovnaya	Antes URSS	94	60	2
Gumaty	Antes URSS	40	84	9
Zemo-Avchalsk	Antes URSS	112	76	10
Sanmenxia	China	9640	55	10
Hengshan	China	13.3	24	8
Jensanpei	Taiwán	7	60	18
Ho-Ku	Taiwán	5.54	14	1
Baira	India	2.4	19	1
Kundah Palam				
Forelxy	India	1.75	55	7
Cresta	Estados Unidos	5.2	48	46
Rock Creek	Estados Unidos	5.35	58	45

Tabla I.1. Embalses con problema de sedimentación en el mundo.

En la tabla I.2 se muestra la sedimentación ocurrida en algunos embalses pequeños de la República Mexicana, (González y Campos, 1996, Colahorra y Ponce, 1996, Romero, 1996).

Embalse	Estado	Capacidad Original en millones de m ³	Pérdida del almacenamiento original en %	Tiempo de sedimentación en años
El Niágara	Aguas Calientes	16.500	6.10	22
Abelardo Rodríguez	Aguas Calientes	28.700	24.18	55
La Codorniz	Aguas Calientes	5.340	10.10	17
El Saucillo	Aguas Calientes	6.800	7.35	44
Peña Blanca	Aguas Calientes	4.420	8.30	19
Pilotos	Aguas Calientes	0.816	85.66	10
Ordeña Vieja	Aguas Calientes	4.051	1.90	9
El Cedazo	Aguas Calientes	1.200	36.83	23
Piedritas	Coahuila	22.062	23.50	20
Alto de Norias	Coahuila	2.807	29.75	19
Talamantes	Chihuahua	31.000	7.73	85
Santa Rosa	Jalisco	418.450	38.00	27
La Boca	Nuevo León	17.130	7.55	30
Agualenguas	Nuevo León	10.772	5.46	16
Sombreretillo	Nuevo León	5.562	10.09	16
Loma Larga	Nuevo León	4.416	5.12	20
La Soledad	Puebla	60.000	66.66	36
Ojo Caliente	San Luis Potosí	10.255	7.89	17
San José	San Luis Potosí	7.5	37.33	70
El Peaje	San Luis Potosí	8.000	17.50	26
Mexquitic	San Luis Potosí	5.000	3.32	56
Álvaro Obregón	San Luis Potosí	3.904	23.69	42
El Tecolote	San Luis Potosí	2.035	4.82	15
La Lajilla	Tamaulipas	6.180	5.87	21
El Chamal	Tamaulipas	8.154	4.51	17
El Oyul	Tamaulipas	10.319	4.55	12
La Loba	Tamaulipas	3.400	32.35	17
Tuxpango	Veracruz	1.500	91.19	81
El Cazadero	Zacatecas	58.100	10.31	21
Tayahua	Zacatecas	38.190	1.36	14
Palomas	Zacatecas	8.000	14.64	17
Achimec II	Zacatecas	9.000	4.02	14
Tenasco	Zacatecas	10.500	12.89	22
Susticacán	Zacatecas	5.330	1.88	18
Chihuahua	Zacatecas	6.000	17.33	16
Viboras	Zacatecas	2.000	21.50	39
Santos Bañuelos	Zacatecas	3.000	0.83	7
Dolores	Zacatecas	4.912	13.64	15

Tabla 1.2. Sedimentación en embalses pequeños en la República Mexicana.

1.3 Métodos más comunes para evitar el azolvamiento.

En el proceso para tratar de evitar el azolvamiento en los embalses, los métodos más comunes empleados (Hsieh Wen Shen, 1999) se dividen en preventivos y correctivos, los cuales se explican a continuación:

Métodos Preventivos.

Los métodos preventivos controlan o detienen la entrada de sedimentos al embalse, los cuales dependen de muchos factores como son las características y la localización del embalse con respecto al sistema de corrientes (Singh y Durgunoglu 1991).

Métodos correctivos.

Los métodos correctivos rectifican las consecuencias de la sedimentación en los embalses, y consisten en la remoción de sedimentos depositados en los mismos.

I.3.1 Descripción de los métodos preventivos:

Dentro de los métodos preventivos se encuentran principalmente dos, el de reducir la entrada de sedimentos al embalse y el otro es el incrementar la capacidad de almacenamiento inicial, los cuales se describen brevemente a continuación.

I.3.1.1 Reduciendo la entrada de sedimentos al embalse.

Esta puede ser realizada por varias formas:

- *Manejos comprensivos de la cuenca, por ejemplo reforestación y estabilización de taludes de los ríos.*
- *El desvío de cargas pesadas de flujo de sedimento, por ejemplo mediante la construcción de canales de desvío.*
- *La construcción de pequeñas presas arriba para detener el flujo de sedimentos.*
- *Colocando trampas de sedimentos aguas arriba de la presa, para detener el paso del mismo (Moric 1996)*

El esquema que nos muestra las formas de reducir la entrada de sedimentos al embalse se muestra en la figura I.2

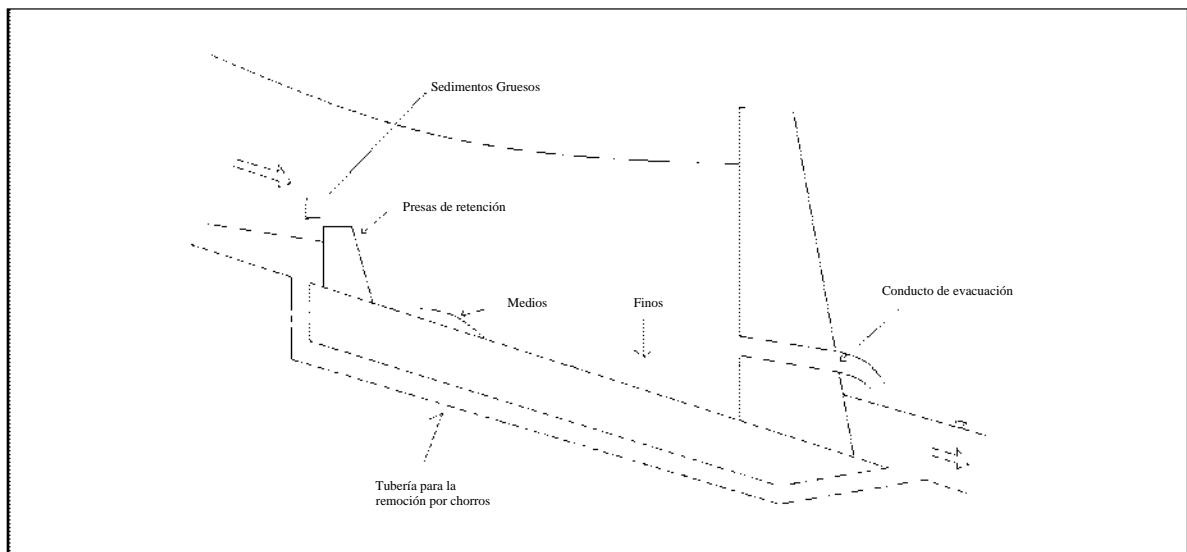


Figura I.2 Esquema de una presa de retención.

I.3.1.2 Incrementar la capacidad de almacenamiento inicial.

Esta medida puede ser llevada a cabo en una gran variedad de formas, por ejemplo, levantar el nivel de la presa, la capacidad de almacenamiento de ésta puede ser incrementada significativamente, sin embargo, la suma de área que puede estar sumergida depende de la geometría y depende del valle. Otra forma fácil de proveer el almacenamiento adicional necesario es construyendo un canal lateral suplementario o un canal de almacenamiento del embalse, sin embargo los propietarios de las presas tendrán que negociar en lo concerniente a lo económico y al medio ambiente con la nueva capacidad de almacenamiento (Singh y Durgunoglu 1991, Barragán 2000).

Los métodos preventivos requieren varios y complejos estudios que definan mejor los procedimientos, los costos y la eficiencia. Cabe mencionar que aún cuando se tenga éxito, la aplicación de estos métodos no resuelve el problema de la sedimentación, sino que simplemente lo pospone, ya que el sedimento se va acumulando lentamente (Barragán 2000).

En esta alternativa no se resuelve el problema, pues los sedimentos siguen llegando hasta que la presa quede totalmente inutilizada.

I.3.2 Descripción de los métodos correctivos:

Los métodos correctivos rectifican las consecuencias de la sedimentación en los embalses, y consisten en la remoción de sedimentos depositados en los mismos. Estos métodos son efectivos para la restauración del funcionamiento de embalses, y se pueden agrupar en tres categorías (Barragán, 2000):

- *Técnicas de dragado.*
- *Remoción hidráulica.*
- *Remoción por medio de un sifón.*

I.3.2.1 Técnicas de dragado.

El dragado según Roovers (1989), se divide en cuatro categorías para la remoción de sedimentos, las cuales son:

- *Dragado por Hidrosucción.*
- *Dragado Mecánico.*
- *Bombas Vénturi, neumáticas y remoción por aire.*
- *Ganchos de control remoto para limos consolidados.*

Dragado por hidrosucción:

Estos sistemas remueven los sedimentos depositados o los que entran al embalse usando la energía proporcionada por la diferencia entre el nivel del agua aguas arriba y el de aguas abajo de la presa, La energía potencial maneja el agua almacenada y el sedimento dentro de las tuberías para la remoción. Este método no necesita energía

externa para transportar los sedimentos (Hotchkiss y Huang 1994, 1995, Barragán 2000).

Existen dos tipos de dragado por hidrosucción. El primero es cuando los sedimentos depositados son dragados y transportados a la corriente aguas abajo o a un pozo o depósito de tratamiento, como se ve en la figura I.3

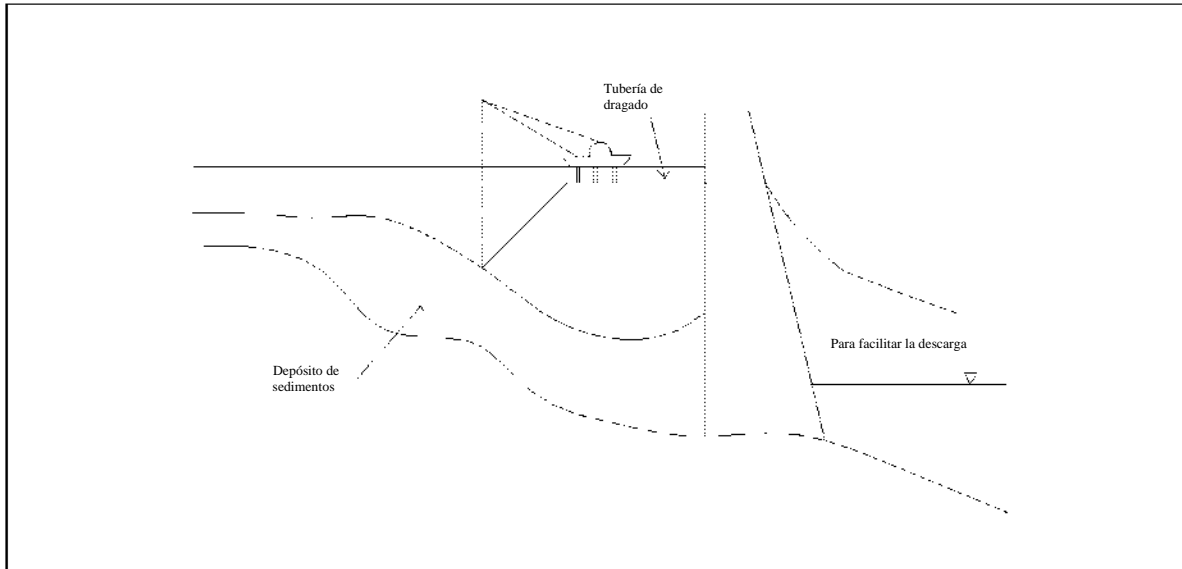


Figura I.3 Dragado por hidrosucción con transporte hacia aguas abajo o a pozo de tratamiento.

El dragado por hidrosucción usa una tubería cercana al fondo del embalse que se extiende desde los depósitos de sedimentos hasta el punto de descarga. La mezcla de sedimento – agua transportada a través de la tubería es descargada dentro de agua relativamente limpia que pasa de la presa a través de las tomas de salida o por las turbinas de las plantas hidroeléctricas (Barragán 2000).

Existen dos variantes del método de dragado por hidrosucción, las cuales son: *la descarga de fondo y el dragado por sifón*. En este último, el tubo de descarga es pasado sobre la cima de la presa, y en el dragado de fondo el tubo pasa a través del desagüe de fondo de la presa. Ambos métodos podrían emplear una draga flotante, la cual mueve la toma de entrada de la tubería alrededor del embalse para abarcar una gran área (Hotchkiss y Huang 1995).

El segundo método es *la hidrosucción por un tubo de paso*, en el cual el sedimento que ingresa es transportado fuera de la presa y depositado a la corriente aguas abajo, como se ve en la figura I.4 (Hotchkiss y Huang 1995).

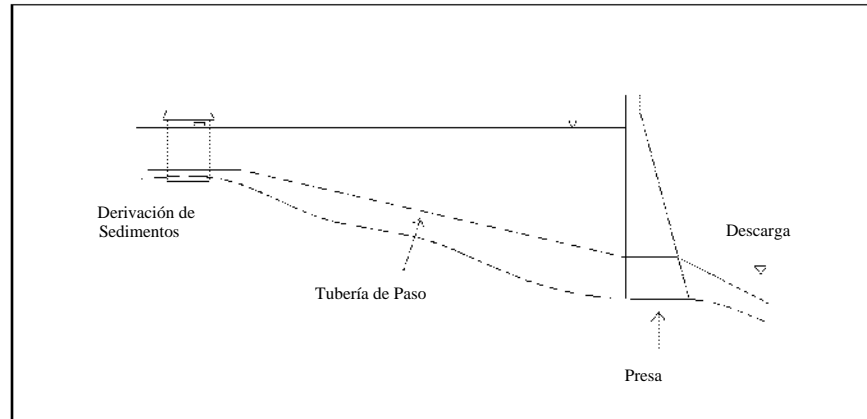


Figura 1.4 Hidrosucción por un tubo de paso

El dragado por tubo de paso podría emplear el mismo principio para transportar el sedimento, pero con una estación permanente de tomas de entrada aguas arriba de las zonas de depósito del embalse, para coleccionar el sedimento dentro de un tubo o en tuberías de remoción (Barragán 2000).

Los principales componentes para cualquier tipo de dragado por hidrosucción son: la toma, la tubería, la válvula y la obra de aprovechamiento.

El tubo de paso de sedimentos requiere una estructura permanente que excluya el sedimento del flujo que entra e introduce éste a las tuberías de paso. Los excluidores de sedimentos fueron diseñados y usados por algunas décadas en sitios de derivación en irrigación alrededor del mundo. Para transportar los sedimentos y el agua en un sistema de dragado por hidrosucción generalmente se usan tubos flexibles o rígidos.

Los sistemas de tuberías para un sistema de dragado por hidrosucción por tubo de paso no necesitan ser flexibles. Un tubo o múltiples tubos en el excluidor de sedimentos podrían ser sujetos a un sistema de tuberías permanente que se extienda a un punto de descarga aguas abajo. Una tubería separada introduce agua limpia dentro del sistema la cual podría ser útil para prevenir el bloqueo de la tubería y regular la concentración para igualar las condiciones del sedimento aguas abajo (Barragán 2000).

La localización de las tomas de salida de un sistema de dragado por hidrosucción depende del uso que se le quiera dar al sedimento. Para todos los casos, la toma de salida deberá ser sumergida o girada hacia arriba, así ésta siempre estará llena para evitar la entrada de aire a la tubería (Hotchkiss y Huang 1995).

La opción de descarga más simple es liberar el sedimento y el agua dentro del río aguas debajo de la presa, sin embargo se deberá tener cuidado para evitar la acumulación de sedimentos, agregando solamente el sedimento que la corriente pueda transportar. Si el sedimento está siendo evacuado para tratamiento, la descarga podría ser dirigida a embalses de sedimentos y tratamiento aguas abajo. Los ingenieros chinos frecuentemente unen la toma de salida aguas abajo a los trabajos de irrigación y esparcen el sedimento llevado en el agua en los campos para rellenar la capa vegetal superior (Barragán 2000).

Durante el proceso de dragado se puede utilizar una lancha o balsa para facilitar el movimiento de la toma de entrada de la tubería, se puede utilizar un chorro de agua fuerte o una draga en la entrada para cortar el sedimento consolidado, o también montar dispositivos de instrumentación para monitoreo durante la operación (Hotchkiss y Huang 1995).

Los sistemas de hidrosucción por tubos de paso solamente necesitan un mecanismo de retroalimentación para la válvula aguas arriba que controla la inyección del agua limpia dentro del sedimento que lleva la tubería. Para los sistemas de hidrosucción por dragado o por tubo de paso, se requiere una mínima instrumentación en el lugar para medir la concentración de sedimentos en la tubería (Barragán 2000).

El dragado por hidrosucción tiene un costo efectivo, el cual incluye los costos del sistema, una lancha y un bote de acceso, tubos y conectores, un cilindro vacío para suspender el tubo, una bomba para agitar el sedimento en la toma con un sistema de chorro, una válvula en la toma de salida, un malacate y cable para mover el cilindro. Los beneficios incluyen el incremento del volumen de almacenamiento del embalse, los beneficios de plantas hidroeléctricas, de la pesca y el relleno de la capa vegetal superior de tierras de cosecha aguas abajo de la presa (Hotchkiss y Huang 1995).

No en todos los embalses se puede utilizar el sistema de remoción por hidrosucción, ya que su operación depende de la elevación y ubicación de la carga para transportar los materiales deseables aguas abajo. Si el tamaño de los sedimentos son relativamente grandes (gravas) y son localizados a algunos kilómetros de la cortina, se requerirá una carga considerable para el transporte de sedimentos. Puesto que un objetivo del sistema de dragado por hidrosucción es restaurar parcialmente el déficit de sedimento aguas abajo, se requiere tener la carga suficiente en la presa para transportar el sedimento removido aguas abajo. Esto podría eliminar las aplicaciones del sistema de remoción por hidrosucción en lugares sin tales cargas, a menos que el sistema fuera instalado para operar solamente cuando la presa descargue porcentajes de agua suficientemente altos (Barragán 2000).

Los sistemas de remoción por hidrosucción no son factibles si existen restricciones en el incremento de la turbiedad en las aguas receptoras. Tal podría ser el caso de los hábitats de peces de agua limpia, establecidos como un resultado de la construcción de la presa, o donde es necesario suministrar agua de alta calidad en una derivación. Los depósitos de sedimentos contaminados podrían también evitar el uso de un sistema de remoción por hidrosucción o cualquier otro sistema que perturbe los sedimentos, sin embargo, pueden ser factibles en estas condiciones siempre y cuando se construya una presa aguas abajo, para detener el flujo de sedimento y posteriormente ser tratado y de esta forma evitar la contaminación de las aguas receptoras. (Barragán 2000).

Dragados mecánicos:

Los dragados mecánicos (draga de cucharón o draga de escalera) son limitados en lo que se refiere a la profundidad de dragado, como se muestra en la tabla I.3, pero la mayor desventaja es la turbiedad causada por la operación del dragado y el retorno de los sedimentos al estado de suspensión, lo cual contamina el agua del embalse (Roovers 1989, Barragán 2000).

Método de dragado	Profundidad de dragado (m)
Dragados mecánicos	
- Dragado por succión	30
- Dragado por succión de corte	30
- Dragado por succión con bomba sumergible	85
- Dragado por cucharón	20
- Dragado por escalera	30
- Dragado con sistema de gravas	150
- Remoción por aire	80
- Bombas sumergibles	150

Tabla I.3 Comparación de diferentes métodos de dragado.

Bombas Vénturi, neumáticas y remoción por aire.

Las bombas Vénturi, neumáticas y la remoción por aire, requieren una gran cantidad de energía a profundidades substanciales. Estas también consumen una pequeña cantidad de agua, y su eficiencia decrece con el incremento de la cohesión de los depósitos de sedimento. Estas bombas no son capaces de funcionar en suelos cohesivos (Roovers 1989, Barragán 2000).

Ganchos de control remoto para limos consolidados.

Los ganchos de control remoto para limos consolidados son los que tienen menos desventajas para operaciones de dragado a profundidades substanciales (Roovers 1989, Barragán 2000).

Comparando con otros sistemas, el dragado con ganchos presenta las siguientes ventajas:

- *El dragado es ilimitado (profundidades hasta de 150 m).*
- *El sistema es capaz de remover cualquier tipo de sedimento como grava, distintos niveles de rocas y escombros.*
- *El consumo de agua es reducido a un mínimo, y sin mezcla con el agua del embalse.*
- *No existe contaminación del agua por que el agua del embalse durante la operación del dragado no resulta turbia, ni contaminada por el combustible o lubricantes de aceite.*
- *La instalación es desmontable y puede ser transportada en camiones a áreas remotas.*

- *El sistema es fácil de operar, por ejemplo, una computadora controla el ciclo de dragado, así que los clientes personalmente pueden operar eficazmente la instalación.*
- *No se interrumpe la operación del embalse durante la actividad de dragado.*

Este sistema es manejado por una máquina mecánica – hidráulica, controlada por una unidad de timón en su cubierta. La operación del dragado es automática, la posición de las máquinas es llevada a cabo con 4 o 6 puntos del sistema de anclado. Todas estas operaciones son controladas por una cabina central de operaciones, por lo que es posible la operación del sistema con un número pequeño de personas. Todo el sistema es desmontable (Barragán 2000).

1.3.2.2 Remoción Hidráulica.

La remoción hidráulica consiste en remover los sedimentos del embalse utilizando la fuerza erosiva del agua para socavar los depósitos de sedimentos y pasar la carga de los mismos junto con el agua a través del embalse cuando los desagües de fondo son abiertos, como se muestra en la figura 1.5

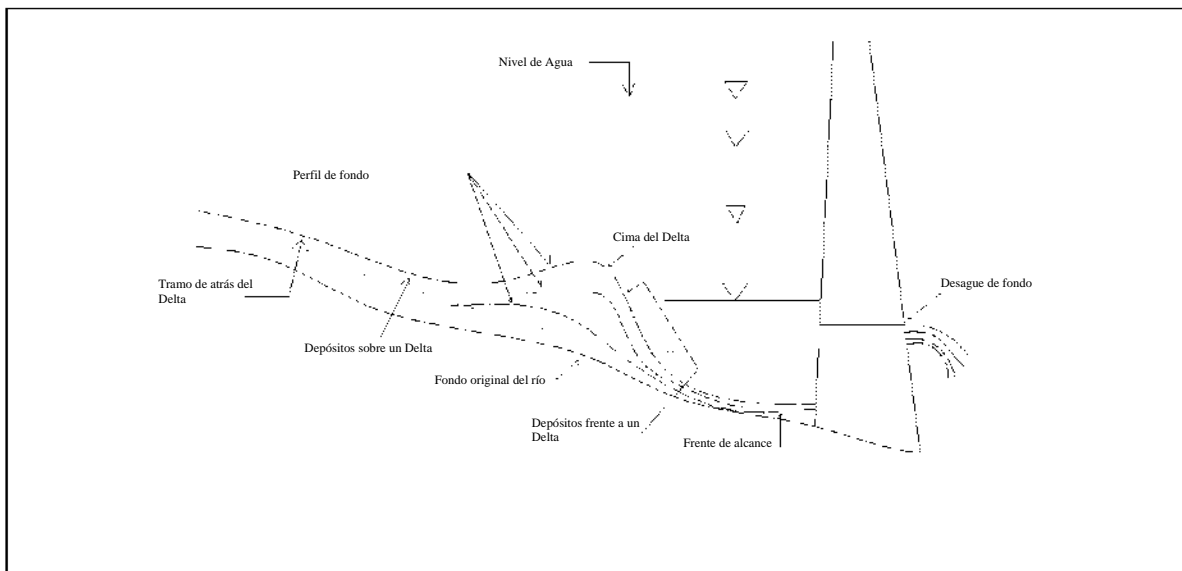


Figura 1.5 Diagrama esquemático del proceso de remoción hidráulica de sedimentos durante la operación de extracción.

El control de la sedimentación en embalses por medio de remoción hidráulica ha sido empleado exitosamente en prototipo, para preservar la vida útil de los embalses, no sólo en embalses pequeños (capacidad de almacenamiento menor a $100 \times 10^6 \text{ m}^3$) sino también para grandes embalses (capacidad de almacenamiento mayor a $10,000 \times 10^6 \text{ m}^3$). Además, se tiene que bajo condiciones apropiadas pueden ser removidos tanto los sedimentos finos (material cohesivo) como los sedimentos gruesos (tamaño de guijarros), (Jihn – Sung y Hsieh 1996, Barragán 2000, Marengo 2001).

Los niveles de agua del embalse pueden ser disminuidos para remover los depósitos de sedimentos acumulados. De acuerdo con el grado de extracción del agua del embalse, a

través del desagüe de fondo pueden ocurrir dos modos de operación de la remoción hidráulica, flujo presurizado (flujo de orificio) y flujo a superficie libre (Barragán 2000, Marengo 2001).

Por otro lado, la erosión de los sedimentos en un embalse debido a la remoción hidráulica puede ocurrir en dos formas diferentes, erosión progresiva y erosión retrogresiva. La erosión progresiva empieza al final de un tramo aguas arriba y progresa sucesivamente hacia aguas abajo socavando progresivamente la superficie de los depósitos de sedimento. La erosión retrogresiva procede en la dirección opuesta, iniciando en un punto aguas abajo y procediendo hacia aguas arriba. Ésta es más importante en la remoción de sedimentos debido a que es una erosión fuerte y a gran escala, por lo que crea un canal de flujo cortando los depósitos de sedimentos (Jihn – Sung y Hsieh 1996, Barragán 2000, Marengo 2001).

Jihn – Sung y Hsieh (1996), recomiendan que, si la extracción por remoción hidráulica es operada en un embalse con depósitos acumulados en la vecindad de la compuerta del desagüe, estos pueden ser removidos, abriendo dicha compuerta por un corto periodo de tiempo, bajo la condición de flujo presurizado, ya que bajo esta condición se forma un embudo en forma de cráter (llamado cono de remoción hidráulica) en la vecindad de la compuerta. Una vez que el cono de remoción hidráulica ha sido formado y no existe sedimento moviéndose dentro del cono, el agua fluye a través del desagüe, esto es porque la formación del cono de remoción es estable y el sedimento ya no será removido después de su formación. El porcentaje de sedimento removido, bajo esta condición es relativamente pequeño, en general la función del cono de remoción hidráulica es reducir la concentración de sedimento alrededor de la entrada de la toma y prevenir la abrasión por sedimento en las estructuras hidráulicas (Barragán 2000).

Si el nivel del agua almacenada en el embalse puede ser extraído significativamente para generar flujo de alta velocidad cerca de la compuerta del desagüe de fondo, el agua fluirá para iniciar la remoción del borde del cono de remoción hidráulica, y en ese momento se presentará la erosión retrogresiva (Barragán 2000).

Fan y Morris (1992), establecieron la siguiente clasificación de los métodos de remoción hidráulica (Barragán 2000, Marengo 2001):

- *Remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas.*
- *Extracción por chorros de agua.*
- *Vaciado del embalse y remoción por chorros de agua.*
- *Desfogado de corrientes densas.*

I.3.2.2.1 Remoción hidráulica de sedimentos durante avenidas.

Dado que el mayor porcentaje de la carga total de sedimento es transportado por los ríos y descargado a los embalses durante la época de grandes avenidas, este método propone que se dejen pasar estas avenidas a través de los desagües de fondo que se deberán mantener abiertos cuando éstas se presenten. Con esto el embalse bajará su nivel, ya que se deberá tener una descarga mayor al flujo de entrada, con lo cual se minimiza el almacenaje de avenidas con sedimento, logrando el control de la sedimentación dentro del embalse (Barragán 2000, Marengo 2001).

I.3.2.2.2 Extracción por chorros de agua.

Este método es similar al anterior, sólo que este requiere la extracción total del embalse de modo que la fuerza erosiva del río ocurra a lo largo del embalse, socavando algunos depósitos de sedimento por lo que la salida de flujo de sedimento excede el de entrada. Este método requiere de una extracción mucho mayor que el descrito anteriormente, pero esto es necesario para detener la acumulación de sedimentos dentro del embalse (Barragán 2000).

I.3.2.2.3 Vaciado del embalse y remoción por chorros.

Este método requiere de un embalse totalmente vacío y difiere de los dos métodos previamente descritos por que el período de extracción completa ocurre en temporadas de no avenidas (época de estiaje), para permitir la socavación y el corte de los sedimentos depositados por un tiempo prolongado; los sedimentos pueden ser removidos si las compuertas de los desagües de fondo permanecen abiertas por un período de algunas semanas (Barragán 2000, Marengo 2001).

La selección del tiempo para el vaciado, y la predicción del tiempo y duración de la remoción por chorros para evacuar los sedimentos son parámetros importantes en la operación del embalse durante la remoción de sedimento (Barragán 2000, Marengo 2001).

La máxima recuperación de la capacidad del embalse podría llevarse a cabo si el embalse fuera vaciado antes de presentarse las avenidas, de modo que el agua de las avenidas pudiera emplear su fuerza erosiva más fuerte en los depósitos que todavía no tienen consolidación después del vaciado del embalse (Barragán 2000, Marengo 2001).

I.3.2.2.4 Desfogado por corrientes densas.

Consiste en pasar a través de los desagües de fondo las corrientes densas que llegan al lugar de la presa, la figura I.6 muestra esquemáticamente la carga de flujo de sedimento que pasa sobre los depósitos deltaicos y flujos de corrientes densas en la presa acumuladas en lagos fangosos o desfogadas a través de los desagües de fondo, los cuales deberán diseñarse adecuadamente, por ejemplo, tener una elevación baja para capacidades moderadas, con el fin de minimizar el remanso fangoso. Con este método no se requiere la extracción del agua del embalse, ya que la descarga de

sedimento es menor al flujo de entrada al embalse. Con esto se puede reducir significativamente la acumulación de sedimentos en los embalses (Fan y Morris 1992, Barragán 2000, Marengo 2001).

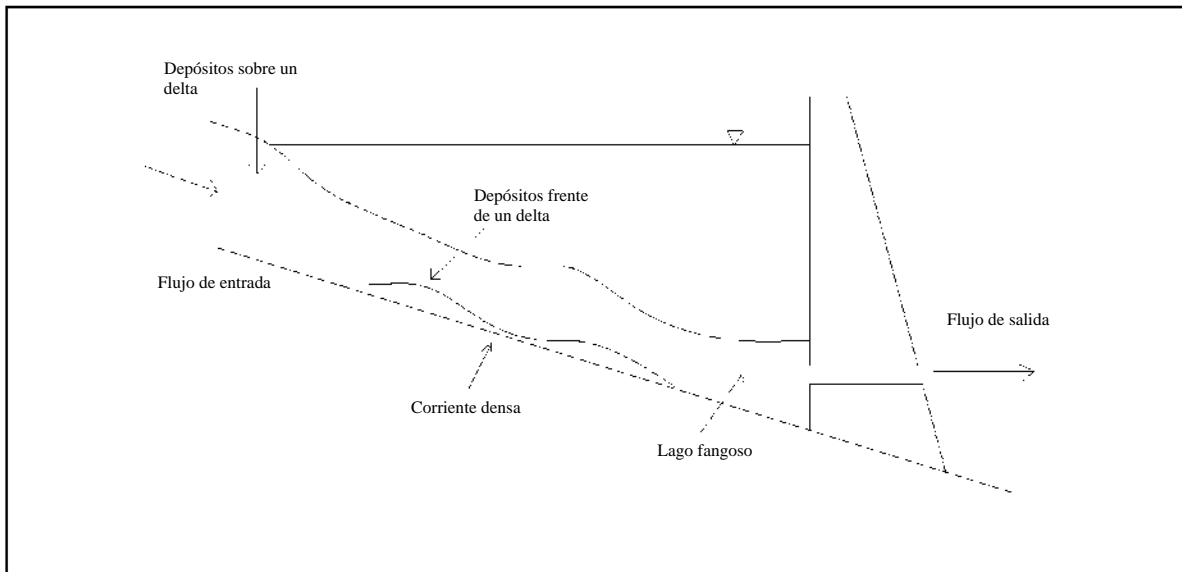


Figura 1.6 Esquema del proceso de sedimentación y descarga de corrientes densas de un embalse.

En el caso de la Presa La Soledad, Puebla se puede decir que la aplicación de la remoción hidráulica es muy grande y satisfactoria, ya que el 26 de Mayo de 1998, se llevó a cabo una prueba del vaciado de la Presa (C.H. Mazatepec) como alternativa para desazolvar el embalse, utilizando la eficiencia del agua para arrastrar el sedimento, ya que estudios realizados indicaban que para el año 2000 la operación de la Presa se haría incosteable, por el sedimento que entraría a la conducción a presión, atacando a las turbinas (Barragán 2000).

El vaciado consistió en abrir la válvula de medio fondo de la presa. Se realizó un levantamiento batimétrico en la zona crítica después del llenado del vaso, comparando con otro efectuado en el mes de marzo antes del vaciado, y se encontró que el sedimento de la cola del vaso se trasladó a la zona crítica apareciendo mayor volumen de sedimento que en marzo. La prueba demostró que es posible desazolvar el embalse sin ningún peligro para la cortina en arco, de las laderas, ni de las válvulas, logrando extraer aproximadamente $250,000 \text{ m}^3$ en 24 horas de prueba, con un costo conservador del metro cúbico, menor a 3 USD/m^3 (Fernández 1998).

Todos los métodos hidráulicos requieren que el agua sea puesta en libertad por la presa para transportar los sedimentos y todos excepto el desfogue por corrientes densas requieren una extracción substancial o total del embalse. Los requerimientos de la extracción hacen que la aplicación de los tres primeros métodos no sea atractiva en grandes embalses donde la capacidad de almacenamiento se logra en muchos años y para los cuales, podría ser adaptado el desfogue de corrientes densas. Sin embargo, la sedimentación disminuirá progresivamente la capacidad de los embalses incluso los más grandes, hasta que el almacenamiento logrado en muchos años no esté disponible, por

lo que también en estos embalses podrían implementarse estos métodos (Fan y Morris 1992, Barragán 2000).

Algunas desventajas importantes de la aplicación de estos métodos, es que debido a la reducción del almacenamiento en los embalses la operación del mismo será interrumpida por un período de tiempo, otro problema podría ser los depósitos de sedimentos aguas abajo de la presa, además de presentarse una gran turbiedad (Roovers 1989, Fan y Morris 1992, Barragán 2000).

Para utilizar el método de remoción hidráulica se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones (Marengo 2001):

- *Los conductos de evacuación para la remoción hidráulica deberán ser localizados tan profundos como sea posible.*
- *La remoción hidráulica deberá ser hecha al menos una vez al año.*
- *La operación de la remoción hidráulica deberá empezar cuando los depósitos de sedimentos no estén a más de 100 o 200 metros de la presa.*
- *La operación de los conductos de evacuación para remoción hidráulica deberá ser intermitente.*
- *La remoción hidráulica deberá llevarse bajo condiciones de flujo a superficie libre.*

Es importante contar con técnicas que puedan ser usadas para proveer una evaluación inicial de sí la remoción hidráulica dará éxito en el embalse. Las técnicas de evaluación necesitan relativamente pocos datos y deberían dar una primera estimación formal de factibilidad de la remoción hidráulica, una vez que se establece la técnica ingenieril, entonces las evaluaciones económicas y del medio ambiente pueden iniciarse (Barragán 2000).

Para llevar a cabo una evaluación inicial exitosa fue propuesto un criterio empírico, los criterios racionales para evaluar la remoción hidráulica pueden derivarse de dos requerimientos básicos (Atkinson 1998, Barragán 2000):

- *Las cantidades de sedimento que pasan a través de los desagües de fondo de la presa durante la remoción hidráulica deberán ser iguales o exceder las cantidades de sedimento depositados entre las operaciones de la remoción hidráulica (Balance de sedimentos).*
- *El volumen de almacenamiento en el embalse que puede ser creado o mantenido por los flujos de la remoción hidráulica es una proporción relativamente grande del volumen de almacenamiento original antes de la sedimentación (sostener la capacidad del embalse).*

I.3.2.3 Remoción de sedimentos con un sifón en flujo crítico.

Dentro de los métodos de remoción de sedimentos no cohesivos existe el denominado sifón en flujo crítico, el cual succiona desde el fondo de el embalse el sedimento y también remueve al mismo (por medio de un chorro de agua) sobre la cresta de la presa y dentro del río aguas abajo de la presa como se muestra en la figura I.7 La

ventaja de esta clase de métodos es que el sifón puede ser instalado en cualquier parte y expulsado fuera si es necesario. La capacidad del sifón se determina por la carga disponible y por el diámetro de las mangueras (Rehbinder 1994, Barragán 2000).

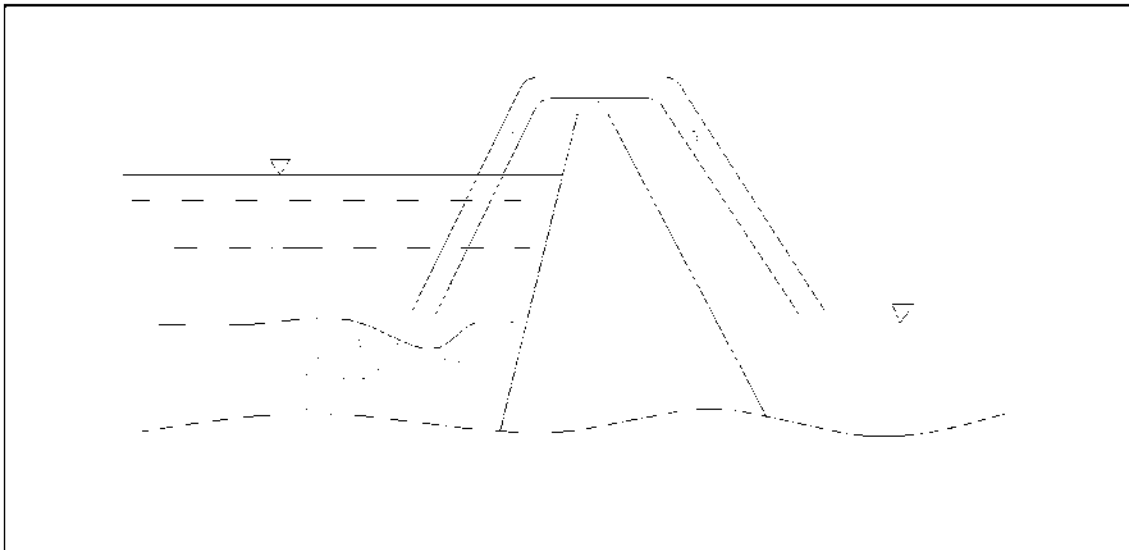


Figura 1.7 Remoción de sedimento del fondo de un embalse sobre la cresta de la presa con un sifón.

La desventaja de este método es que es aplicable sólo a presas pequeñas ($H < 10$ m) y su efecto es muy local (Marengo 2001).

Para la selección del tipo de método que se requiere utilizar en la remoción y manejo de sedimentos, es necesario contar primero con la identificación del tipo de sedimento del sitio de investigación, así como la graduación y propiedades de cohesión (Barragán 2000).

La combinación de las alternativas de incrementar el paso de sedimento por los embalses durante avenidas que acarrean grandes volúmenes de sólidos junto con la de remover hidráulicamente los sedimentos en los embalses y remover los sedimentos por medio de corrientes densas, se han empleado en varias partes del mundo, dando resultados muy atractivos por lo cual se debería utilizar tanto en México como en los países en desarrollo sin embargo, debido a medidas de orden ecológico, como sucede en Estados Unidos, no permiten retirar más sedimento que el que entra, por lo que se debe remover el azolve hasta cierto nivel y esperar la presencia de avenidas para pasar el mayor volumen posible de sólidos cuando se presenten dichas avenidas (Marengo 2001).

La utilización de la medida en la cual una conducción permite el paso de sedimentos desde el inicio del embalse hasta aguas debajo de la presa requiere que se tengan condiciones topográficas y de flujo muy especiales (no en todos los sitios es posible), por lo que no es muy usado (Marengo 2001).

En cuanto a corrientes densas, se conoce la condición necesaria, pero no suficiente, para que se presenten, por lo que es difícil remover los sedimentos con este procedimiento.

Los medios mecánicos de dragado son muy costosos (pueden llegar a costar de cinco a siete dólares por metro cúbico), por ello puede resultar más económico construir un nuevo embalse que dragarlo, ya que, desde el punto de vista mecánico, el azolve se vuelve a presentar (Marengo 2001).

Con todo esto se puede concluir que el proceso de sedimentación es uno de los problemas más importantes en el desarrollo de la vida útil de presas y almacenamientos de agua, ya que nos crea un problema de capacidad, estabilidad y funcionamiento hidráulico.

También se concluye que hay que tomar este fenómeno muy en cuenta en el diseño y construcción de nuevas presas y almacenamientos debido a los cambios que produce al comportamiento estructural debido a las cargas estáticas.

Para el desarrollo de este trabajo se utilizará el método de remoción hidráulica, ya que se considera uno de los menos costosos y para aprovechar la fuerza erosiva del agua, se utilizará a través de un modelo físico de laboratorio, extrapoliéndolo al prototipo para demostrar su factibilidad.

Por lo tanto como se mencionó al inicio de este capítulo se alcanzó el objetivo propuesto de tener una mejor apreciación del fenómeno de sedimentación, de conocer sus causas y las distintas formas de tanto prevenirlo como corregirlo.

CAPITULO II.

ESTUDIO REALIZADO.

En este capítulo se tendrá como objetivo el conocer tanto la cuenca de la presa la Soledad como las características de la Central Hidroeléctrica Mazatepec, las cuales son alimentadas por el río Apulco. Todo esto para poder aplicar el método de desazolve por remoción hidráulica y poder corregir el problema del azolvamiento.

Se menciona una reseña de la presa la Soledad como es localización, características de la cuenca (clima, temperatura, precipitación, etc), características generales, técnicas, etc.

Se realizará el proceso de modelación física de la presa La Soledad, utilizando las instalaciones del Laboratorio experimental de la Comisión Federal de Electricidad, localizado en Cuernavaca, Morelos.

Se mostrarán los resultados obtenidos en el laboratorio sobre el modelo de la Central Hidroeléctrica de Mazatepec, la cual es abastecida de carga hidráulica por la Presa la Soledad, para con esto conocer el grado de azolvamiento con el cual cuenta, para poder plantear alternativas de solución para su desazolve.

Se plantea inicialmente la posibilidad de desazolvar el vaso de la presa la Soledad por medio del desagüe de fondo para economizar el proceso y no construir alguna otra estructura adicional, se muestran los resultados obtenidos en el modelo hidráulico.

También se considera la posibilidad de construir una nueva obra de toma y un desarenador, obteniendo también sus características de funcionamiento en el modelo hidráulico, en esta parte se consideran dos alternativas, la primera consta de la operación aperiódica del funcionamiento de la obra de toma actual, al utilizarla como desarenador y una nueva obra de toma que conectaría mediante una conducción al túnel de la obra de toma actual, para que la central hidroeléctrica continúe operando. En la alternativa dos la captación estaría formada por un desarenador, canal a cielo abierto, y por una nueva obra de toma que conectaría al túnel de la obra de toma actual mediante una lumbrera.

II.1 Antecedentes de la Presa La Soledad.

La presa la Soledad o Apulco, que forma parte del sistema hidroeléctrico Presidente Adolfo Ruiz Cortines, fue construida para suministrar energía eléctrica rural que conforma una región rica en plantaciones frutícolas, en los estados de Puebla y Veracruz. El sistema Presidente Adolfo Ruiz Cortines integra, cerca de Tlatlauquitepec, la presa Apulco con la central Atlixco y la central Mazatepec mediante 2 túneles, uno con una longitud de 4000 metros y otro con 6570 metros.

La presa la Soledad también es llamada presa Apulco, por el nombre del río que la alimenta, fue construida en los años 1954 al 1962, fue la primera cortina de arco cúpula de concreto llevada a cabo en el país. Sus unidades generadoras entraron en

funcionamiento inicialmente en 1962 con 209 MW para finalizar en 1964 con 358 MW, esta obra fue un reto para la Ingeniería Civil, ya que empleó un tipo de trabajos y procedimientos de construcción innovadores en ese tiempo, así como también por la topografía, ya que existieron avenidas imprevistas sobre el río Apulco que arrasaban con el campamento.

La central hidroeléctrica se localiza entre las coordenadas geográficas 20° 01' de latitud Norte y 97° 24' de longitud Oeste.

II.2 Localización.

La presa se localiza sobre el río Apulco, en la cuenca del río Tecolutla, en el estado de Puebla, como se muestra en las figuras II.1, II.2

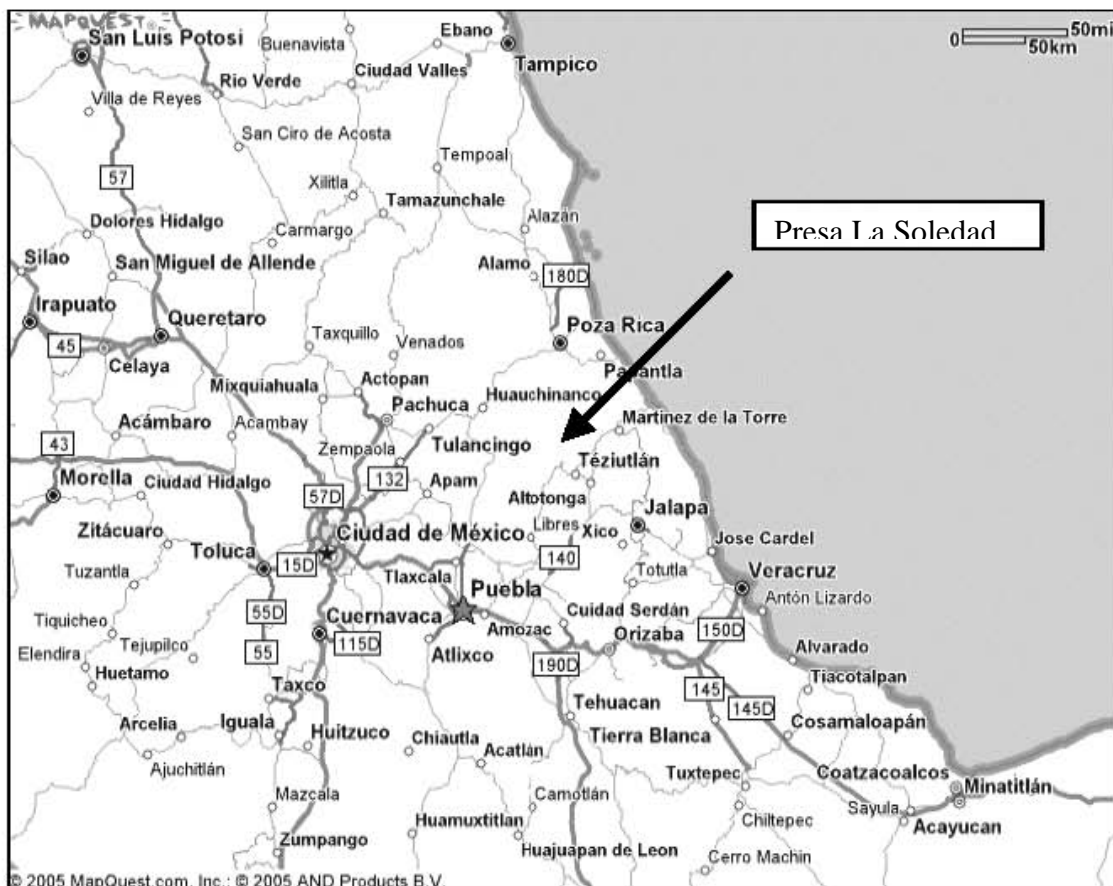


Figura II.1 Localización

La cuenca del río Apulco comprendida entre las coordenadas geográficas 19° 21' y 19° 58' Latitud Norte y 97° 23' y 98° 04' Latitud Oeste.

A la Central Hidroeléctrica se llega por la autopista México-Veracruz, entroncando con la carretera federal número 129 en el poblado de Amozoc, Puebla, en el kilómetro 96, con rumbo hacia Oriental y Teziutlán, después de recorrer 129 kilómetros se llega a la

población de Tlatlauquitepec, Puebla y de ahí por una desviación, 46 kilómetros hacia la central.

Dos kilómetros después de Tlatlauquitepec hay una desviación de 28 kilómetros a Mazatepec. Cinco kilómetros antes de llegar a este Municipio se abre un corto camino que lleva al dique y a la presa de la Soledad.

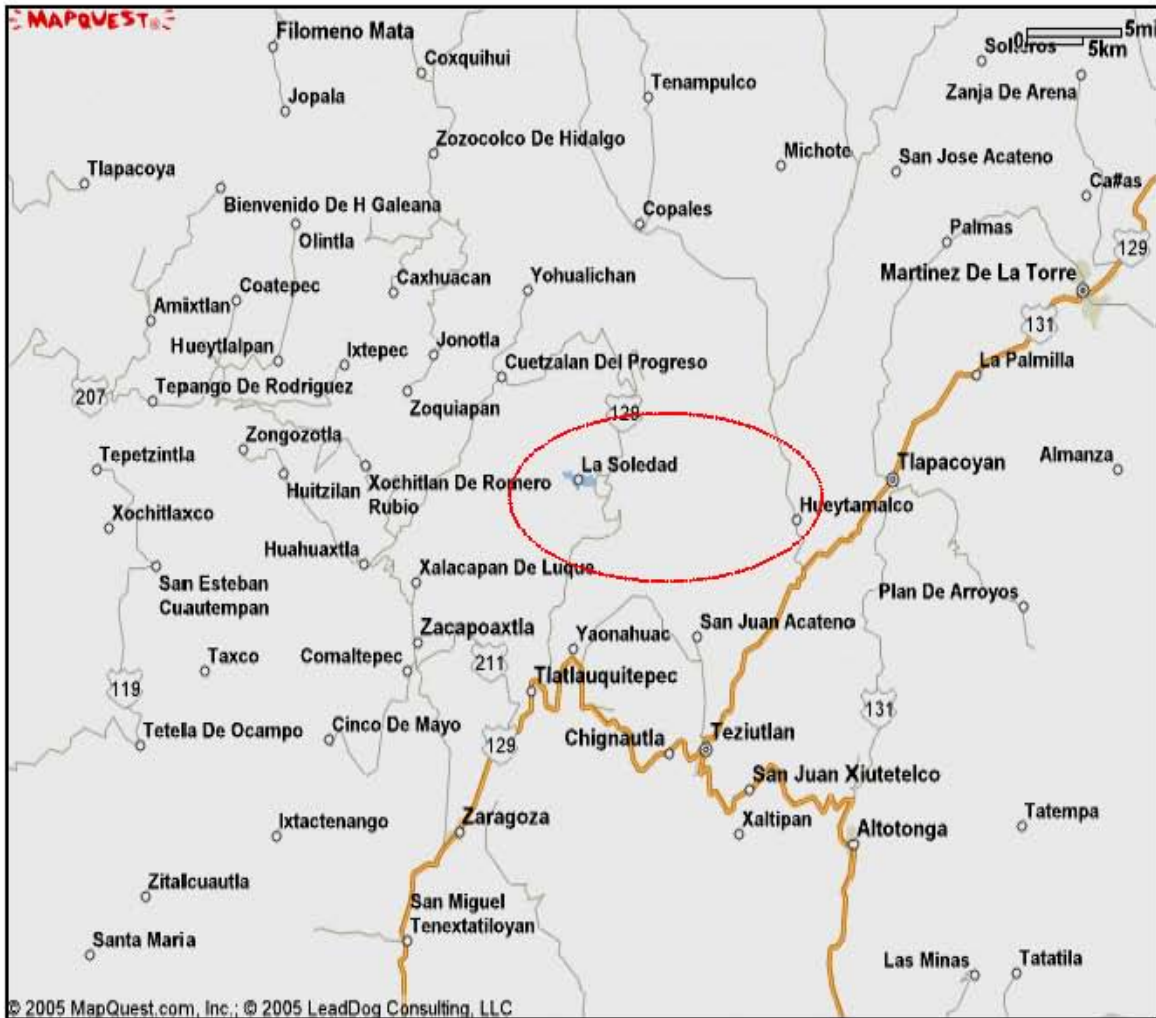


Figura 11.2 Localización.

11.3 Características Generales.

La cuenca de río Apulco totaliza del orden de 1460 kilómetros cuadrados de área hasta la central hidroeléctrica; el embalse de la presa tiene una capacidad de almacenamiento de 60 millones de metros cúbicos. El clima de la región es templado, semicálido húmedo con lluvias todo el año.

La temperatura diaria fluctúa entre un mínimo de 3°C y un máximo de 30°C. Durante los meses de invierno las temperaturas varían bruscamente de una semana a otra.

El río Apulco posee una precipitación media anual de 3300 milímetros, una de las más altas del país y recorre toda la sierra norte del estado de Puebla antes de unirse al río Tecolutla.

El río escurre sobre formaciones de toba vitrificada, en general muy compacta pero fracturada, que forma parte de las laderas del cañón. El gasto medio aforado en el río es de $17.3 \text{ m}^3/\text{seg}$ y tiene un volumen medio anual escurrido de $536 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Mediante la presa derivadora de Atexcaco y un túnel de 4 km de longitud, se conduce agua del río Xiucayucan al vaso de la Soledad. La cuenca del Xiucayucan tiene un área de 280 km^2 ; el gasto medio es de $6.5 \text{ m}^3/\text{seg}$ y el volumen medio anual escurrido es de $200 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Toda la zona está cubierta por capas de arena pumítica de apariencia compacta, pero que saturada pierde su cohesión y se disgrega rápidamente. Dicha arena, que no fue aceptada como cimentación de las estructuras, tiene espesores que varían entre 40 y 60 metros.

La zona de la boquilla presenta depósitos de sedimentos clástico-volcánicos, los cuales descansan sobre conglomerados y areniscas. Estas formaciones volcánicas están constituidas por depósitos de toba vitrificada generados por el enfriamiento de emisiones volcánicas ácidas, tobas vitrificadas y piroclásticos depositados en medio acuoso.

Asimismo, en una zona paralela pero alejada de la boquilla, existen formaciones alternadas de areniscas, lutitas y conglomerados de gran espesor, las cuales configuran la topografía actual. Estos depósitos de origen fluvial, están caracterizados por fuertes buzamientos provocados por intrusivos ígneos de origen más reciente. Sus componentes granulares se encuentran bien cementados con sílice, por lo que tienen un carácter compacto.

La región está cubierta por bosques de pino y asociaciones de pino – encino: destacan las especies arbóreas como el pino colorado, pino lacio, encino quebrado, ocote, oyamel y soyate acompañados en ocasiones por vegetación secundaria arbustiva. Para su uso en la construcción, se explotan los bosques de madera de pino colorado, pino lacio, encino quebrado, ocote, oyameles y soyate.

Con la existencia de la presa, proliferan las granjas de trucha. En México se cuenta con cuatro centros oficiales productores de crías: Matzinga, Veracruz; El Zarco, Estado de México; Pucuato, Michoacán y Apulco, Puebla.

II.4 Características Técnicas de la Central Hidroeléctrica.

Las características técnicas de la Central Hidroeléctrica Mazatepec, la cual está alimentada por la Presa La Soledad, se muestran en la tabla II.1

HIDROLOGÍA	Unidades	
Área total de la cuenca	Km ²	1830
Escorrentamiento medio anual	millones de m ³	906
Gasto medio anual	m ³ /seg	29.3
Gasto máximo registrado	m ³ /seg	711
EMBALSE		
NAME	msnm	805.00
NAMO	msnm	804.50
NAMINO	msnm	798.00
Capacidad total al NAME	millones de m ³	25226
Capacidad control de avenidas	millones de m ³	24365
Capacidad útil para generar	millones de m ³	60
DESFOGUE		
Compuertas deslizantes (No., lxa)	m	4, 4.1 x 2.26
Elevación media	msnm	283.00
OBRA DE TOMA		
Número de tomas		1
Gasto máximo x toma	m ³ /seg	52
Compuertas rodantes (No., lxa)	m	1.4 x 4
CASA DE MÁQUINAS		
Tipo		Exterior
Dimensión de ancho	m	34.00
Dimensión de largo	m	79.00
Dimensión en altura máxima	m	35.00
Grúa(s) viajera(s) (No. Cap.)	ton	1180
TRANSFORMADORES		
Número		10
Marca		Cia. G.D.
Tipo (No. de fases)		1
Capacidad nominal	MVA	16.667
Clase de enfriamiento		OA/FA
Tensión de transformación	kV	13.8/230
CORTINA		
Tipo		Arco cúpula
Elevación de la corona	msnm	806.50
Longitud de la corona	m	210.00
Altura máxima	m	96.50
Volumen total (incluyendo Ataguías)	millones de m ³	0.137
Espesor máximo en la base	m	14.0
Espesor de la corona	m	2.5
Cuerda a la altura de la corona	m	120.00
Relación cuerda-altura		1.3:1
Volumen de concreto	m ³	137 x 10 ³

Tabla II.1 Características técnicas de la Central Hidroeléctrica Mazatepec-La Soledad.

OBRA DE EXCEDENCIAS		
Elevación de la cresta	msnm	789.50
Longitud total de la cresta	m	55.00
Gasto máximo de descarga total	m ³ /seg	7500
Compuertas radiales (No lxa)	m	5.11 x 15
Elevación labio superior compuertas	msnm	804.50
Gasto máximo (Avenida de diseño)	m ³ /seg	8000
CONDUCCIÓN		
Conductos (No y diámetro)	m	2.4 x 4
Longitud total	m	10500
Inclinación	grados	0.22/60.3
TURBINAS		
No. Y tipo		4, Pelton
Marca		Neyrpic
Potencia máxima	MW	60.68
Gasto de diseño	m ³ /seg	13.04
Carga neta de diseño	m	480.40
Velocidad de rotación	rpm	360
GENERADORES		
Marca		Toshiba
Capacidad nominal	MVA	58
Tensión nominal	KV	13.8
Factor de potencia	%	90
Frecuencia	Hz	60
SUBESTACIÓN		
Líneas, tensión/destino	kV	1-230/S.E. Jalacingo 1-230/S.E. Zocac 1-230/S.E. Poza Rica 1

Tabla II.1 Características técnicas de la Central Hidroeléctrica Mazatepec-La Soledad.

La presa la Soledad fue destinada a generación de energía eléctrica, con una capacidad instalada de 209 MW al inicio, para que al final tuviera 358 MW, su construcción fue entre 1954-1962, construida por Ingenieros Civiles Asociados, ICA para la Comisión Federal de Electricidad, CFE.

II.5 Características de la cortina y diques.

La garganta del sitio de la cortina varía en ancho desde 30 metros a la elevación 720 metros (fondo del cauce), hasta 90 metros a la elevación 785 metros; por arriba de esta cota y hasta la elevación 820 metros, se abre considerablemente.

La cortina de la presa la Soledad es del tipo presa de arco-bóveda (doble curvatura) en el cuerpo central, y tiene dos cuerpos laterales que se extienden hacia ambos márgenes mediante diques de mampostería de sección gravedad; está constituida por los siguientes elementos estructurales:

La cúpula central.

Llamada placa, es una estructura esbelta de concreto con refuerzo en la cercanía de los paramentos y de la superficie a lo largo del pulvino, simétrica respecto a un plano vertical que pasa por la ménsula central y en el cual están situados los centros de los arcos horizontales.

Tapón.

Estructura situada por debajo de la cúpula central, de dimensiones no simétricas por el hecho que debe adaptarse directamente a la morfología del fondo del cañón.

Espolones.

Estructuras de concreto gravedad cuya función es recibir las cargas de la parte superior de la cúpula central, y transmitir las a la roca de cimentación aguas abajo de la cortina. La forma y geología de la boquilla obligó a su construcción arriba de la elevación 785 metros, uno en cada margen.

Pulvino.

Estructura de apoyo de la cúpula central en contacto con la roca de cimentación en los dos márgenes, cuya función principal es recibir los empujes de la carga hidrostática y transmitirlos de manera distribuida sobre la roca, disminuyendo los esfuerzos y absorber las irregularidades de la geometría del cañón.

Desagüe de fondo.

Estructura a través de la cortina ubicado ligeramente asimétrico hacia el margen izquierda respecto al eje central, localizada a la elevación 750 metros. Consta de una toma con compuerta rectangular protegida mediante una estructura de rejillas en la cara de aguas arriba, una tubería de acero de 1.88 metros de diámetro que atraviesa la cortina que tiene un espesor de 7.1 metros a la elevación del desagüe (744.50 metros), y una válvula de chorro hueco (Howel Bunger) de 1.88 metros de diámetro; su capacidad de descarga se estima en 72.7 m³/seg con el embalse a la elevación 798 metros. Actualmente el desagüe de fondo está obstruido.

Galerías.

Son túneles de pequeñas dimensiones excavados en la roca de ambos márgenes o que se forman a lo largo del pulvino, y se utilizan para los tratamientos de inyección y drenaje. En esta presa se construyeron una en cada margen, en el sentido del empuje de la cortina a partir de la galería del pulvino, mismas que son cruzadas por otra que desemboca casi normalmente a ambas laderas aguas abajo de la cortina. En el margen izquierda, posteriormente al primer llenado del embalse, se construyó una galería de drenaje a la elevación cercana a la del cauce y paralelo a éste, de un solo ramal cuya entrada está aguas abajo de la cortina, frente a la salida del túnel de desvío. Una de las

particularidades de esta presa es la placa simétrica respecto a un plano vertical que pasa por la ménsula central.

Dentro de las estructuras de la Central Hidroeléctrica Mazatepec se encuentran las siguientes estructuras: Una presa derivadora del río Xiucayucan, el túnel 1 entre las presas Xiucayucan y la Soledad, la presa la Soledad sobre el río Apulco, la obra de toma de la presa la Soledad, el túnel a presión número 2, el pozo de oscilación, la tubería a presión dentro de un túnel inclinado, la casa de máquinas para cuatro unidades generadoras y por último el desfogue hacia el río Apulco.

El túnel de la obra de toma de la presa la Soledad es de 4.0 metros de diámetro interior y revestido de concreto reforzado. A partir del cadenamiento 6 + 310.00 se inicia el forro de placa de acero y posteriormente la tubería a presión.

II.6 Pruebas Realizadas al modelo hidráulico.

II.6.1 Funcionamiento del desagüe de fondo de la presa la Soledad en modelo hidráulico.

En esta parte se tiene como objetivo revisar la factibilidad de utilizar la estructura de desagüe de fondo para poder desazolvar el vaso de la presa la Soledad, y con esto economizar al no tener que construir una estructura adicional.

El desagüe de la presa, alojado en el cuerpo de la cortina en arco, esta constituido por una estructura de rejillas, un conducto en cuyo extremo se tiene la válvula de mariposa y la válvula Howel Burger, estas características se muestran en la figura II.3 Y en la tabla II.2

Estructura de rejillas	
Rejillas formadas con ángulos de	4" X 4" X 5/8"
Con soleras de	6" X 3/4"
Marcos	189.50 X 1.65 cm
Conducto	
Longitud	8.10 m
Diámetro	1.87 m
De la presa	
Elev Corona	806.50 msnm
Elev. NAMO	804.50 msnm
Elev. NAMINO	798.00 msnm
Elev. AZOLVE	788.00 msnm
Elev. Desagüe de fondo, plantilla	749.08 msnm

Tabla II.2 Descripción del desagüe de fondo.

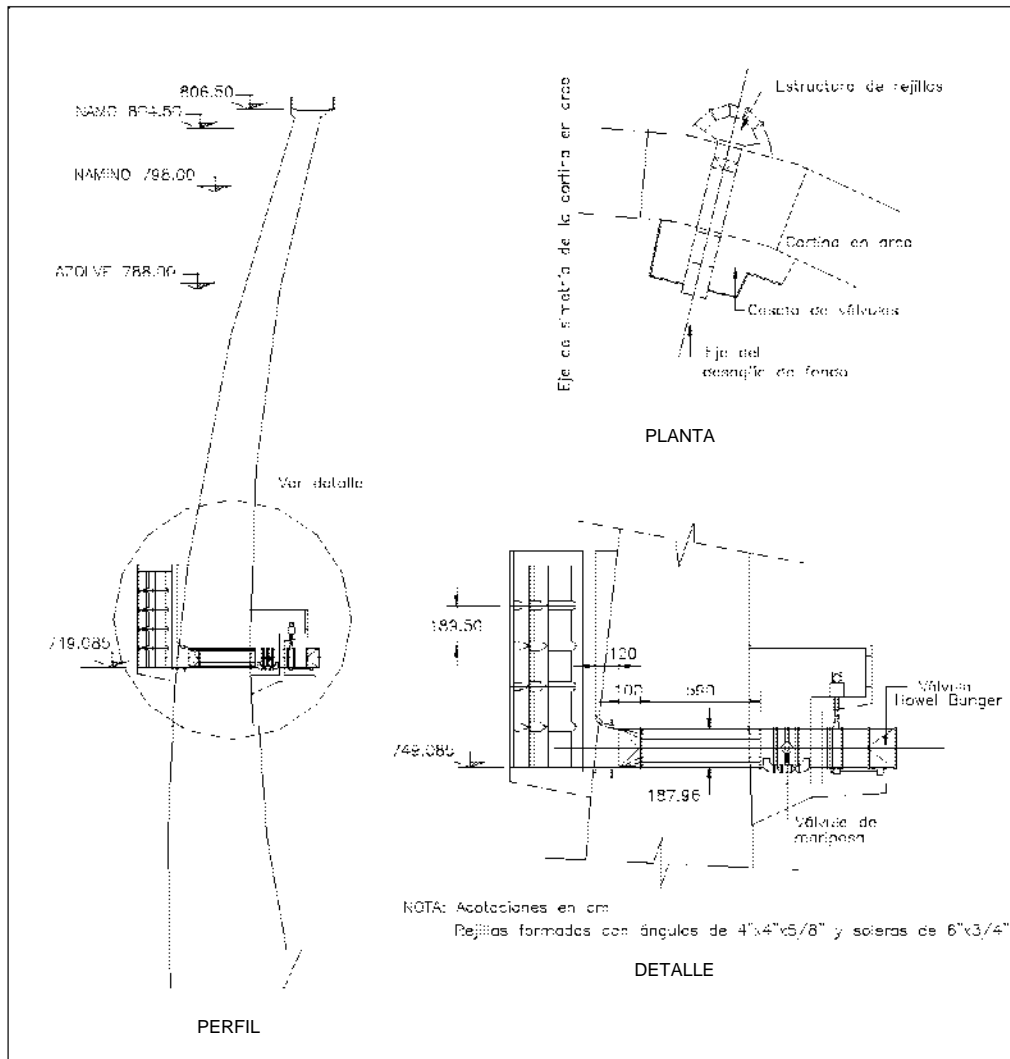


Figura II.3 Geometría del desagüe de fondo de la presa la soledad

El modelo se ha construido en el laboratorio de Hidráulica a una escala $Le = 40$, y de acuerdo con la similitud de Froude, de obtuvieron los valores de escalas restantes (tabla II.3):

ESCALA	VALOR
Líneas	$Le = 40$
Velocidad	$Ve = Le^{1/2} = 6.32$
Gasto	$Qe = Le^{5/2} = 10119.28$
Tiempo	$Te = Le^{1/2} = 6.32$
Rugosidad	$\eta_e = Le^{1/6} = 1.85$

Tabla II.3 Escala de líneas del modelo hidráulico.

II.6.1.1 Procedimiento para la operación del modelo hidráulico del desagüe de fondo.

Para la operación del modelo primeramente se calibró la estructura aforadora para que fuera semejante a la estructura real, para lo cual la forma de la curva que representa la carga hidráulica – gastos en el modelo fuera semejante. Se simuló el azolve depositado en la captación, utilizando la arena de la presa la Soledad.

Se obtuvo el gasto equivalente de operación del modelo, al utilizar un material diferente en densidad y granulometría al requerido; mediante la aplicación de la siguiente expresión adimensional, para evaluar la velocidad media crítica V_c , de partículas de diámetro D .

$$V_c = 4.71\Delta^{1/2} D^{0.35} R_H^{0.15}$$

$$\Delta = \frac{\gamma' - \gamma}{\gamma}$$

o bien en función del número de Froude crítico, Frc , expresiones que entre sí son:

$$Frc = 1.504\Delta^{1/2} \left(\frac{D}{R_H} \right)^{0.35}$$

equivalentes y aplicables en el intervalo $0.0001 \text{ m} < D < 0.4 \text{ m}$.

De acuerdo con las características granulométricas y densidad del material el gasto equivalente en modelo, el factor de corrección "K" de la expresión siguiente es de 3.64, para arena de la presa.

$$Q_m = k \frac{Q_p}{L_e^{5/2}}$$

Para conocer la evolución de los sedimentos depositados en el embalse de la presa la Soledad, se ha considerado lo siguiente:

- El azolve a la elevación 788 msnm.
- La obra de toma sin operar.
- Iniciar el proceso de desazolve con el nivel del agua a la elevación 804.50 msnm.
- Considerar los escurrimientos correspondientes al gasto medio máximo de avenidas de $38.30 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Operar el modelo un tiempo equivalente a 35.68 horas en prototipo.

El material que se representó en el embalse del modelo físico, proveniente de la presa la Soledad, tiene un D50 = 2.632 mm y una densidad de 2.42 ton/m³

II.6.1.2 Resultados obtenidos al operar el modelo hidráulico del desagüe de fondo.

Del funcionamiento del desarenador en modelo hidráulico, se ha obtenido cualitativamente la evolución del desazolve de la presa (tabla II.4):

Ensayes	Nivel de operación		Desazolve	Tiempo, hrs.	Notas
	Del agua	Del azolve	Volumen, m ³		
A	804.50	788.00	36587	35.68	
B	804.50	788.00		46.04	1
C	804.50	788.00	36587	34.53	2
D	798.00	788.00		27.62	1

Notas: (1) Obstrucción del desagüe, piedras y trozos de madera.

(2) No se registró el desazolve, cuantitativamente es similar al ensaye A.

Tabla II.4 Resultados obtenidos del proceso de desazolve con el desagüe de fondo.

Para obtener una mejor idea del proceso de desazolve en esta alternativa se anexa una serie de fotografías referentes a cada ensaye, las cuales se encuentran en el anexo I.

En la figura II.4 se muestra el arreglo actual de la presa la Soledad, se puede apreciar las curvas de nivel que nos muestran los niveles actuales en el vaso, los cuales nos dan una idea de la batimetría actual, a continuación se muestra el plano referente al desazolve logrado mostrando también las curvas de nivel y para poder hacer una comparación con la actual (fig II.5).

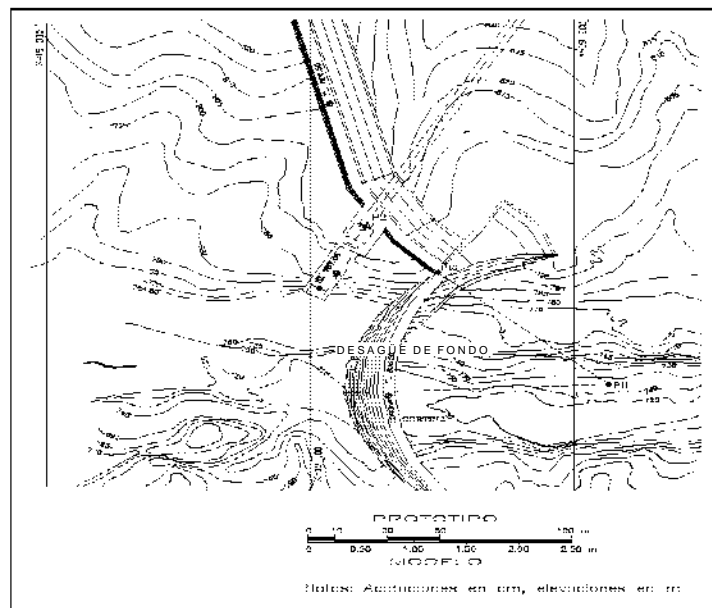
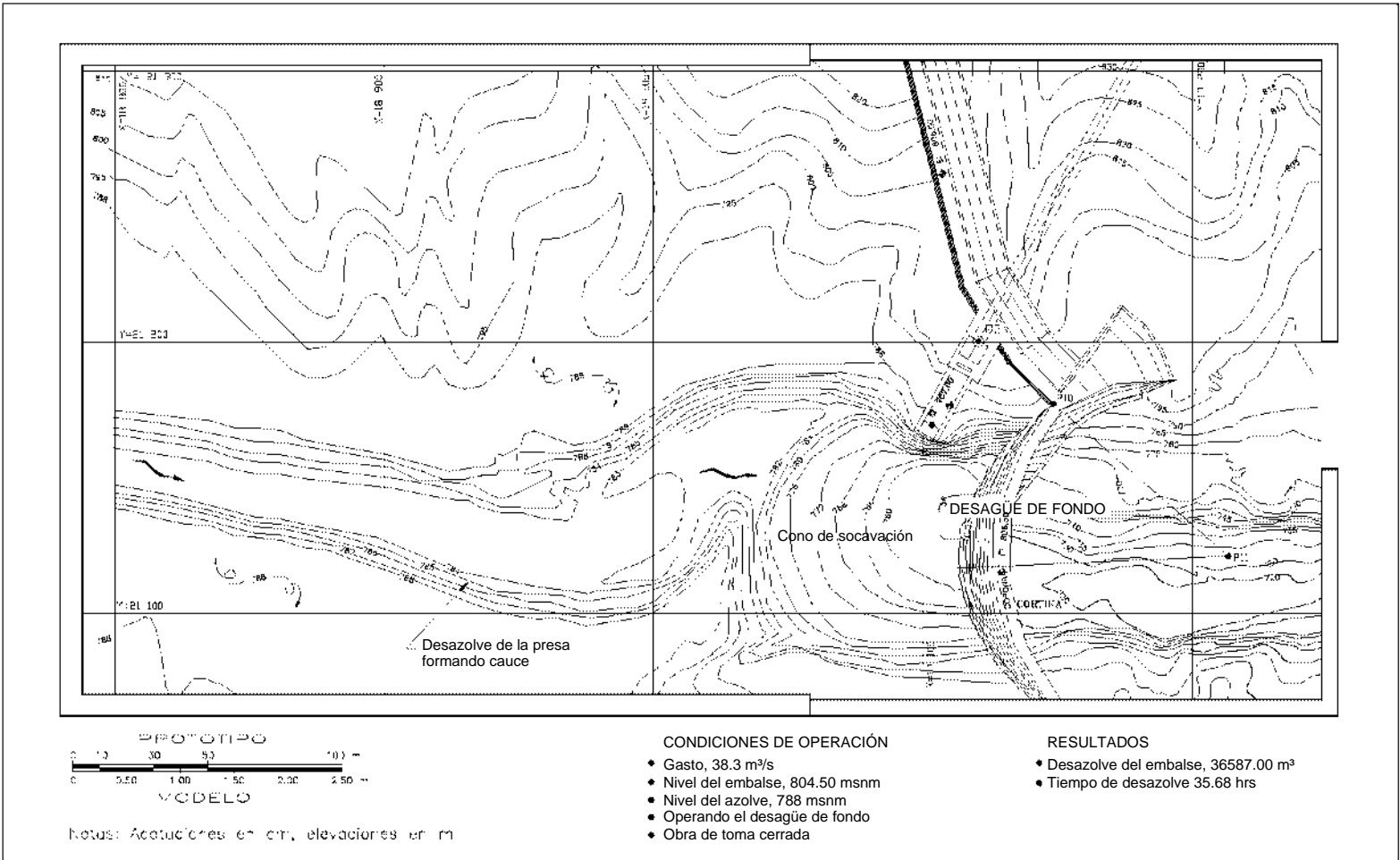


Figura II.4 Disposición de las estructuras representadas en el modelo.

Figura 11.5 Disposición de las estructuras representadas en el modelo, geometría del vaso de la Soledad después del proceso de desazolve.



II.6.2 Funcionamiento de la nueva obra de toma y el desarenador en modelo hidráulico.

En esta parte se tiene como objetivo el poder desazolver el vaso de la Soledad por medio de la construcción de una nueva obra de toma y un desarenador, para los cuales se mencionan dos alternativas de solución y poder demostrar su factibilidad.

II.6.2.1 Alternativa uno.

La nueva captación de la Central Hidroeléctrica Mazatepec, se ubica en la margen izquierda del río Apulco a un lado de la obra de toma actual, conectándose al túnel de conducción hacia la Central Hidroeléctrica, aguas abajo del tapón de concreto hidráulico. El desarenador estaría constituido por la obra de toma actual, que se conectaría a un túnel de eje curvo y fuerte pendiente con descarga al río, aguas abajo de la cortina de arco, como se muestra en la Figuras II.6, II.7 y II.8

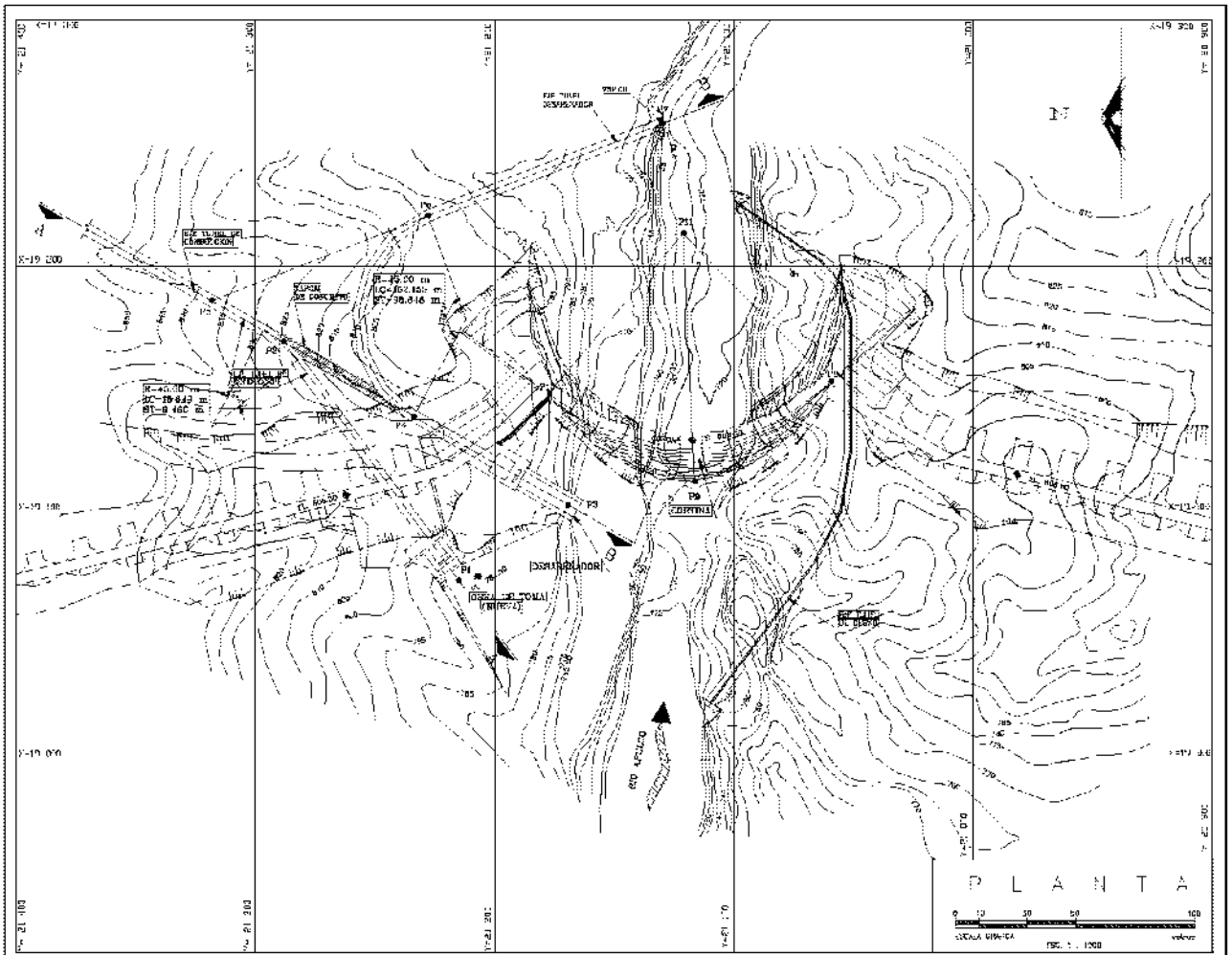


Figura II.6 Plano general de la obra de toma, alternativa uno.

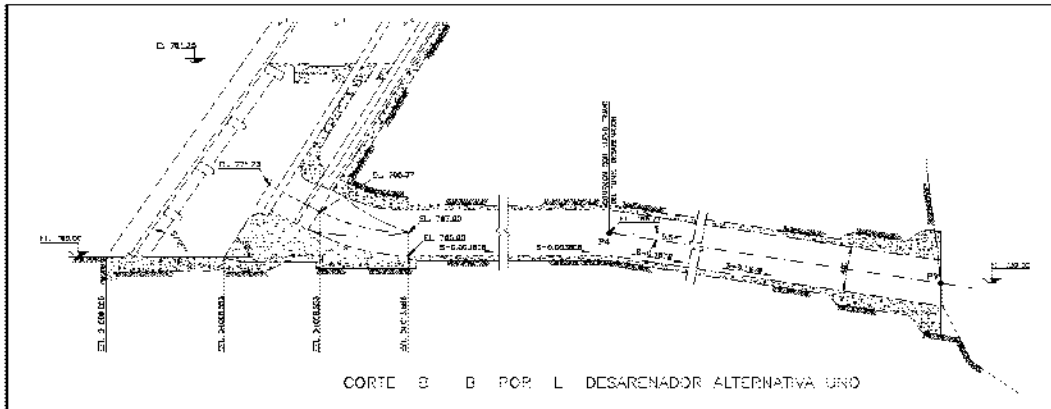


Figura II.7 Corte longitudinal de la obra de toma, alternativa uno.

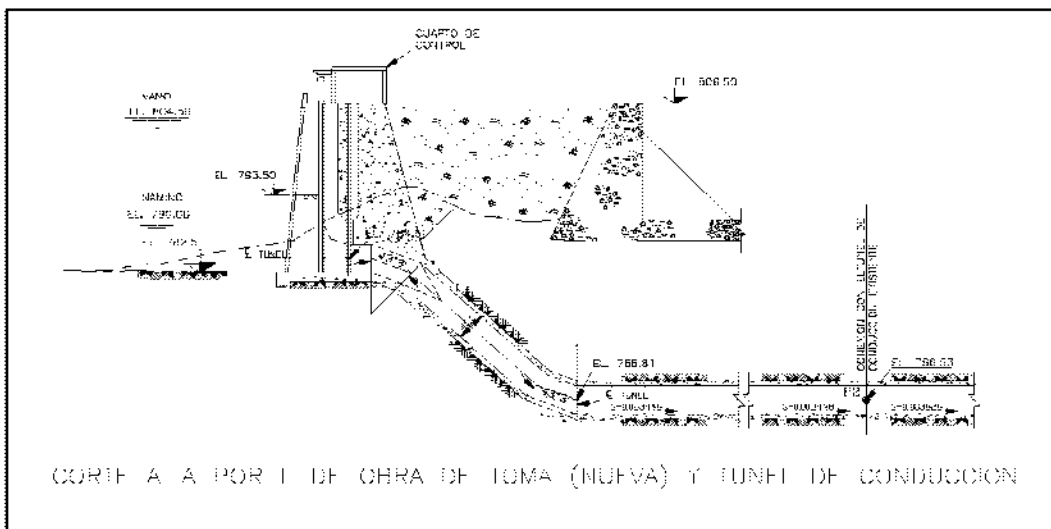


Figura II.8 Corte A-A de la obra de toma, alternativa uno.

Los datos generales de la alternativa uno se muestran en la tabla II.5

Nueva captación, obra de toma	
Elevación de la corona	806.50 msnm
Elevación del cimacio	783.76 msnm
Conducción, túnel	
Diámetro	4.00 m
Pendiente	0.003448 y 0.003826
Nivel de operación	
NAMO	804.50 msnm
NAMINO de operación	798.00 msnm
NAMINO de diseño	790.00 msnm

Tabla II.5 Características generales de la alternativa 1.

Desarenador, obra de toma actual	
Elev. Corona	806.50 msnm
Elev. Cimacio	768.40 msnm
Elev. Plantilla	765.00 msnm
Túnel y conducción	
Diámetro	4.00 m
Pendiente	0.003826 y 0.1678

Tabla II.5 Características generales de la alternativa 1.

El desarenador, obra de toma actual, captaría y eliminaría una parte del sedimento transportado por el flujo, partículas clasificadas en el rango de las arenas. Partículas de mayor o menor diámetro que las arenas se requieren de desgravadores o tanques de sedimentación, respectivamente.

II.6.2.1.1 Procedimiento para la operación del modelo hidráulico de la nueva obra de toma y desarenador. Alternativa 1

Para la operación del modelo hidráulico primeramente se obtuvieron las características iniciales del modelo, se calibró la estructura aforadora como en el caso del desagüe de fondo para que esta tuviera las mismas características de la estructura real, por medio de la curva de carga hidráulica – gastos. Después se simuló el azolve con arena de mina y la de la presa la Soledad.

Se obtuvo un gasto equivalente de operación al modelo, este debido a que se utilizó material diferente en densidad y granulometría al requerido

Para conocer la evolución de los sedimentos depositados en el embalse de la presa la Soledad, se consideró primeramente el azolve a la elevación 784 msnm, la nueva obra de toma sin operar, la pendiente del conducto de descarga del desarenador considerada al principio de 0.005, se inició el desazolve con el nivel del agua a la elevación 798 msnm, se consideraron los escurrimientos correspondientes al gasto mínimo de estiaje de 8.73 m³/s; el gasto medio anual de 18.18 m³/s, y el gasto medio máximo de avenidas de 38.30 m³/s.

Se operó el modelo un tiempo equivalente a 47.75 horas en prototipo.

El material que se representó en el embalse del modelo, clasificado como arena bien graduada de mina, tiene un D50 = 0.62 mm y una densidad de 2.59 Ton/m³.

El grado de compactación del material depositado en el modelo, de inferirse a través de la relación de vacíos es del orden de 1.28%

Para el desarrollo de los ensayos al modelo hidráulico se determinó la pendiente del túnel con el gasto de 8.70 m³/s, para que no se produzca depósito de material, obteniendo una pendiente del túnel de 0.11

Con la pendiente del túnel de 0.11, se obtuvo cuantitativamente la evolución del desazolve de la presa la Soledad en modelo, para diferentes gastos de operación.

II.6.2.1.2 Resultados obtenidos al operar el modelo hidráulico de la nueva obra de toma y desarenador. Alternativa 1

Se obtuvieron los siguientes resultados de haber operado el modelo hidráulico con diferentes gastos de operación y dos pendientes diferentes para verificar la evolución del desazolve.

En la tabla II.6 se muestran los resultados del proceso de desazolve y su evolución para la alternativa 1.

Ensaye	Gasto, m ³ /s	Desazolve, m ³	Figura	Notas
1 A	8.70	23,270.11	II.10	1
1 B	18.20	25,337.64	II.11	2
1 C	38.30	38,249.86	II.12	2

Notas: Canal de llamada de la nueva obra de toma.

(1) Con pendiente hacia el cauce, $S_m = 0.1625$

(2) Sin pendiente hacia el cauce.

Tabla II.6 Resultados obtenidos del desarrollo del desazolve. Alternativa 1

De acuerdo a la obra de toma se estudiaron las condiciones de frontera en el modelo, se obtuvo la presencia de vorticidad en la bocatoma durante 1.6 horas equivalente a prototipo, con un gasto distorsionado igual a 1.5 y 2 veces al de diseño de 55.20 m³/s que toma en cuenta el efecto de escala entre modelo y prototipo. Debido a que no existe mayor vorticidad al tipo 3 es hidráulicamente aceptable.

Registro de gastos en cada nivel de operación por ensaye, tabla II.7

Ensaye	Nivel de operación msnm	Gasto m ³ /s
A	804.50	302.00
B	798.00	286.00
C	790.00	260.00
D		38.30

Tabla II.7 Registro de gastos en cada nivel de operación. Alternativa 1.

Para el NAMO, el gasto y velocidades puntuales son del orden de 302 m³/s y 23.5 m/s; mientras que cuando funciona como canal se reduce a 38.30 m³/s y 11.50 m/s respectivamente. Anexo IV.

A continuación se muestran las figuras II.9, II.10, II.11 y II.12 referentes al plano general de la alternativa uno, y a los correspondientes ensayes realizados al modelo, en los cuales se puede apreciar las curvas de nivel para referenciar la cantidad de azolve removido durante este proceso.

Figura 11.9 Modelo hidráulico de Mazatepec, alternativa uno.

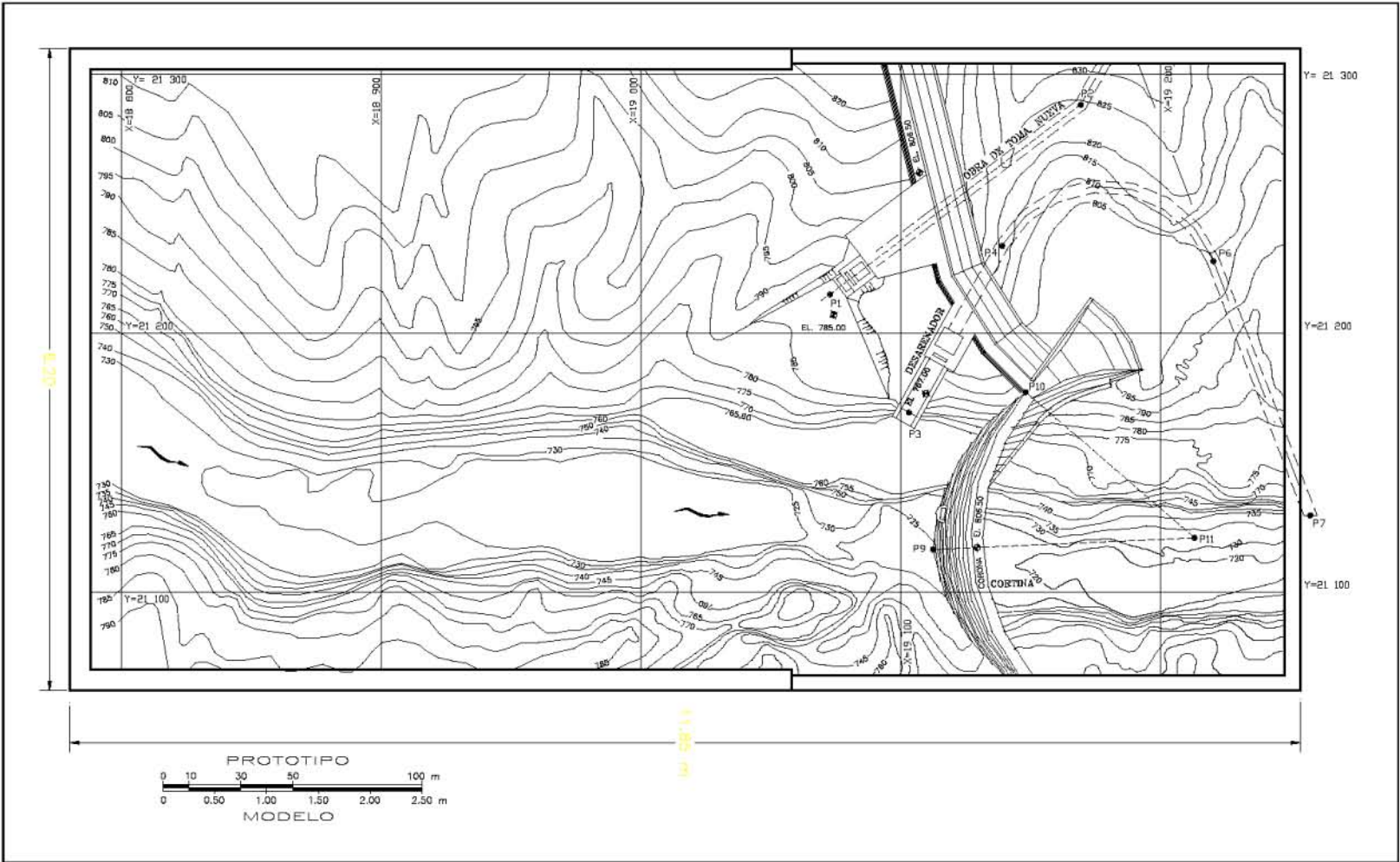


Figura 11.10 Desazolve de la presa la Soledad, al operar el desarenador. Alternativa 1. ensaye A

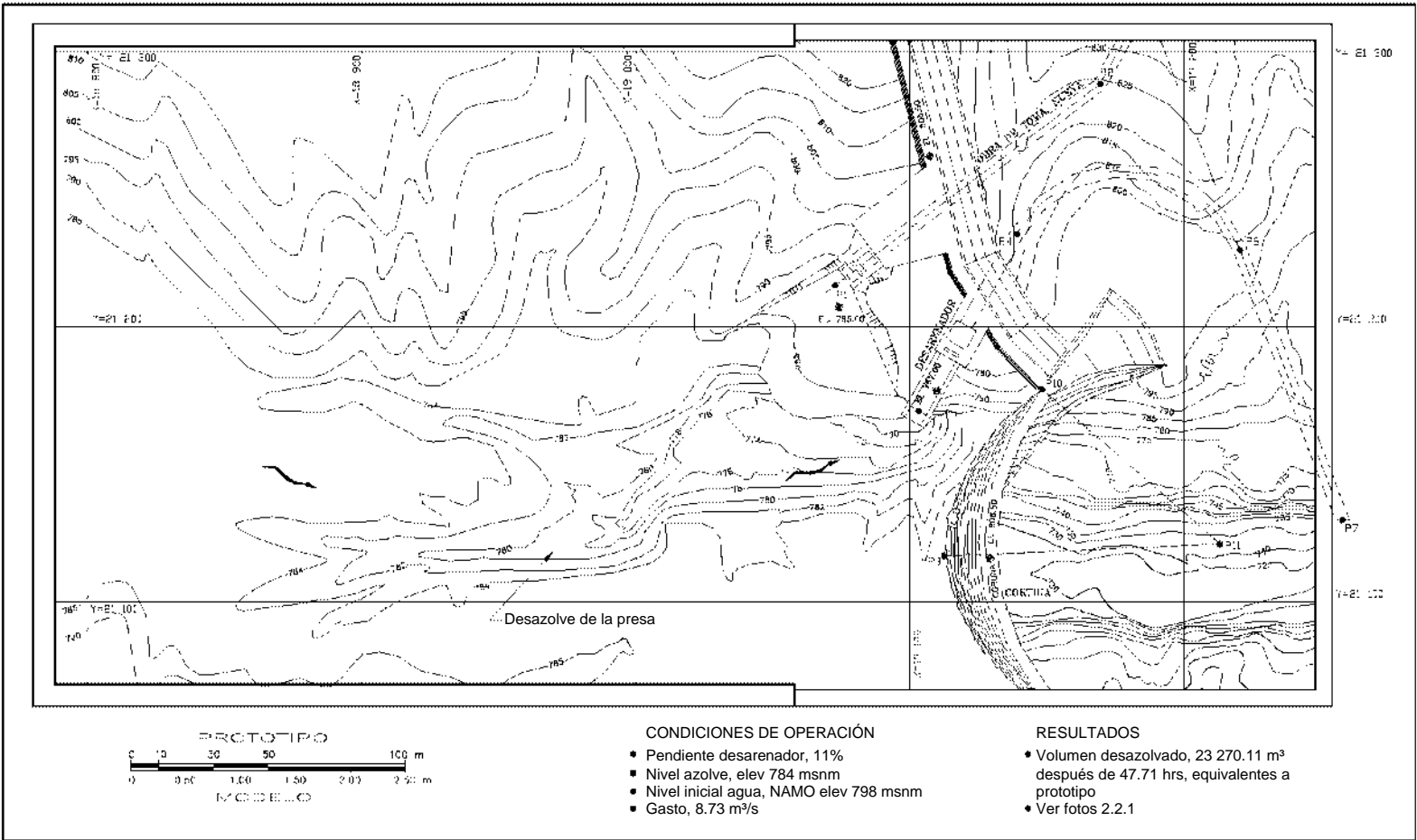


Figura II. 11 Desazolve de la presa la Soledad, al operar el desarenador. Alternativa 1. Ensaye B.

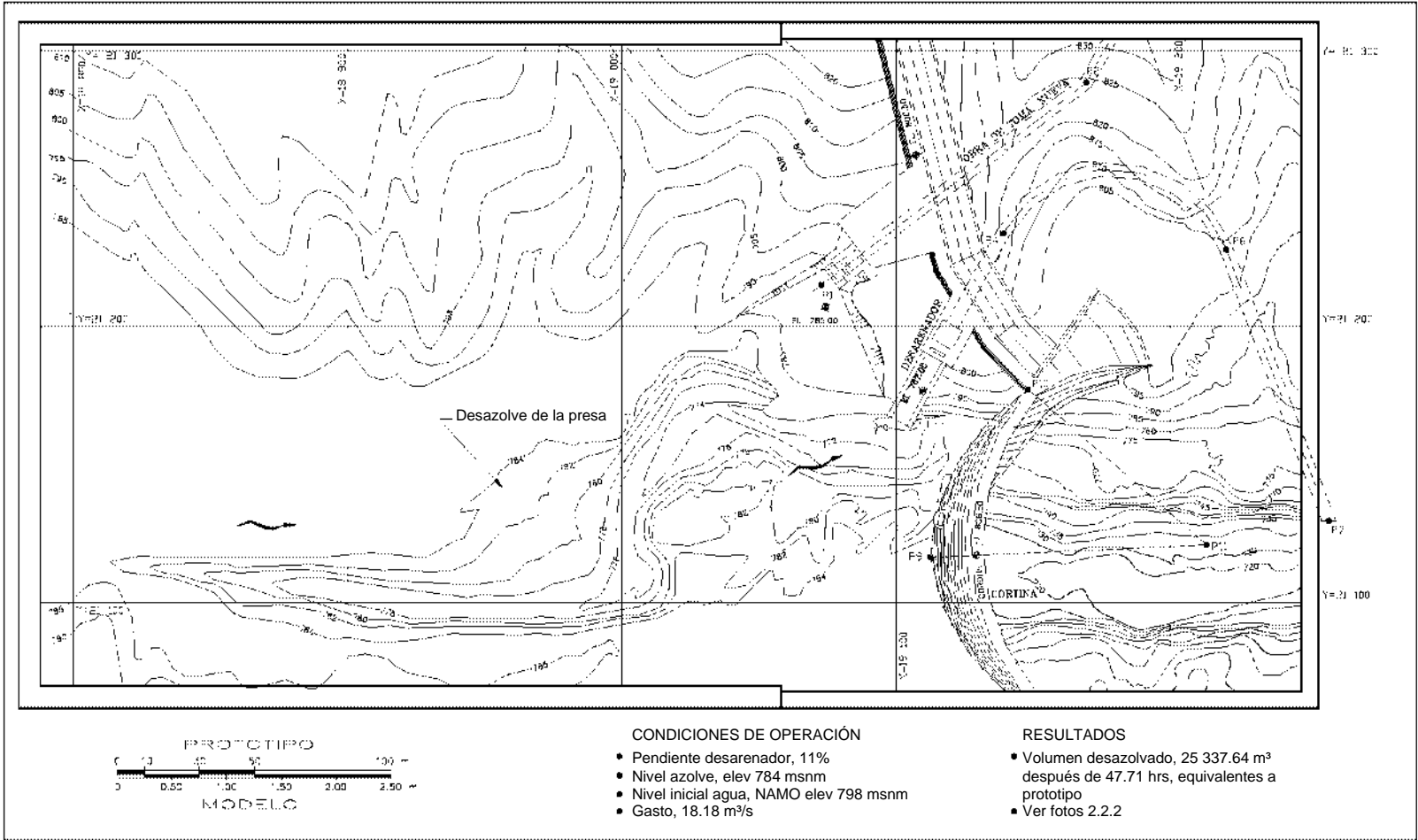
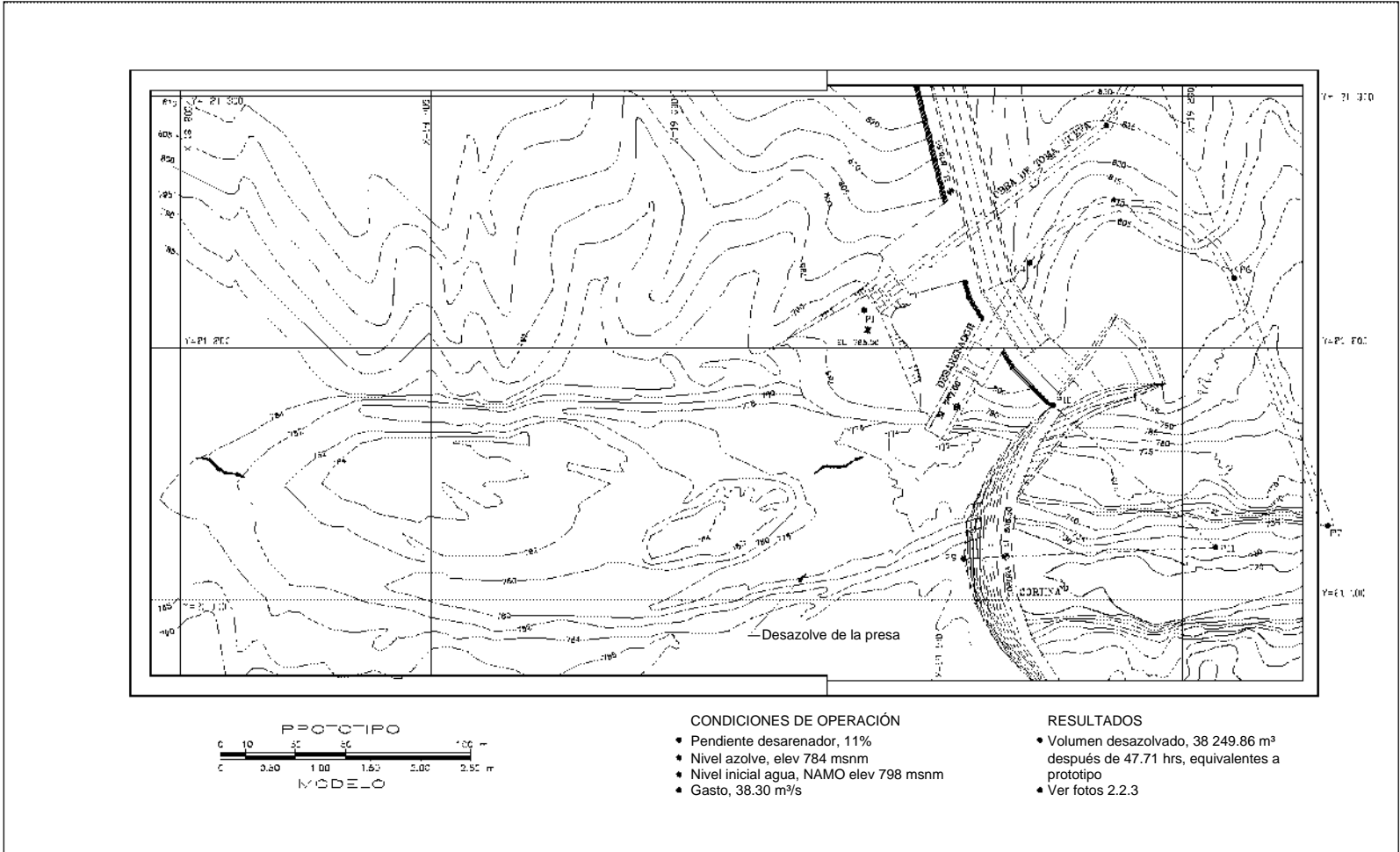


Figura 11.12 Desazolve de la presa la Soledad, al operar el desarenador. Alternativa 1. Ensayo C.



Para obtener una mejor idea del proceso de desazolve en esta alternativa se anexa una serie de fotografías referentes a cada ensaye, las cuales se encuentran en el anexo II.

En conclusión la alternativa uno estaría formada por un desarenador constituido por la obra de toma actual, que se conectaría a un túnel de 4 metros de diámetro, de eje curvo y pendiente con descarga de 0.11 con descarga al río, aguas abajo de la cortina en arco; mientras que la nueva obra de toma se conectaría al túnel de la obra de toma actual.

El desazolve de la presa es considerable cuando el escurrimiento y arrastre de material, se produce en canal hacia el desarenador; previa formación del cono de erosión frente al desarenador, lo que implica que la Central Hidroeléctrica deje de operar un período largo.

En esta alternativa se obtendrán las siguientes ventajas; se produce el desazolve de la presa abarcando una cierta área de influencia al formarse un delta en las inmediaciones del desarenador. El arrastre de sedimentos es considerable cuando el escurrimiento es en canal hacia el desarenador (obra de toma actual); siempre y cuando esté formado el cono de erosión frente al desarenador.

Dentro de las desventajas se obtendrá que la operación de desazolve se logra cuando no se embalsa agua en la presa, es decir la aportación de río sale a través del desarenador; lo que conlleva que la Central Hidroeléctrica deje de operar un período largo, otra desventaja es la de monitorear la elevación del desazolve en la bocatoma del desarenador para que no se obstruya, cono de socavación.

De considerar esta alternativa como la más viable se requiere el reubicar la nueva obra de toma, lo más cerca del desarenador (obra de toma actual) y el de estudiar en el modelo el grado de obstrucción del cono de socavación en la bocatoma del desarenador.

II.6.2.2 Alternativa dos.

La captación estaría formada por un desarenador, canal a cielo abierto, y por una nueva obra de toma que se conectaría al túnel de la obra de toma actual mediante una lumbrera, en la figura II.13 en la cual se muestra la geometría y arreglo de la alternativa 2.

En la figura II.14 se muestra los detalles de las secciones tanto de la obra de toma como del desarenador de la alternativa 2.

En la figura II.15 se muestra un corte longitudinal del canal sedimentador de la alternativa 2, en el cual se muestran las secciones tanto a cielo abierto como en túnel y la obra de toma.

En la tabla II.8 se puede apreciar con detalle las características técnicas de las obras referentes a la alternativa dos.

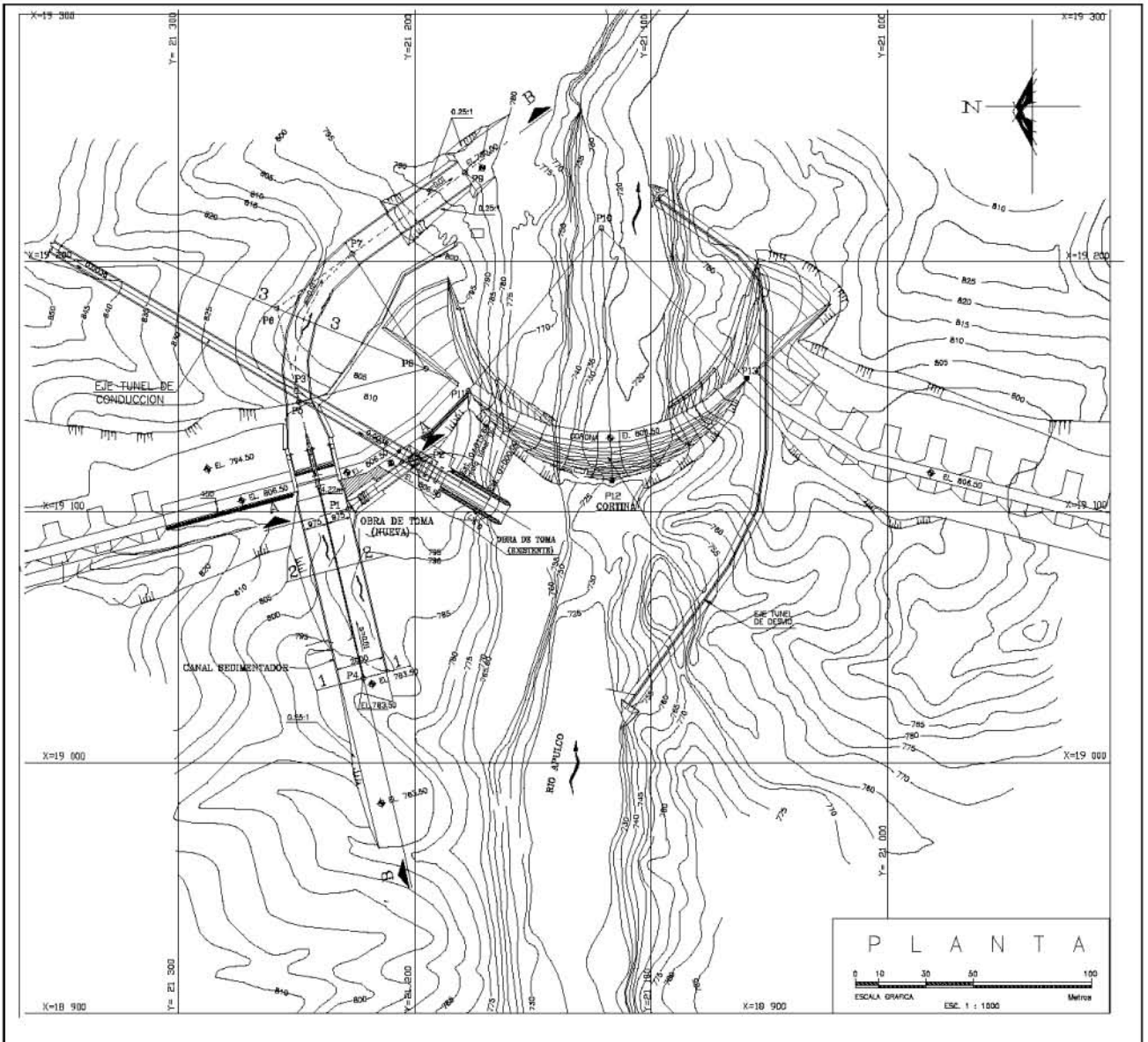


Figura II.13 Plano general de la obra de toma, alternativa 2.

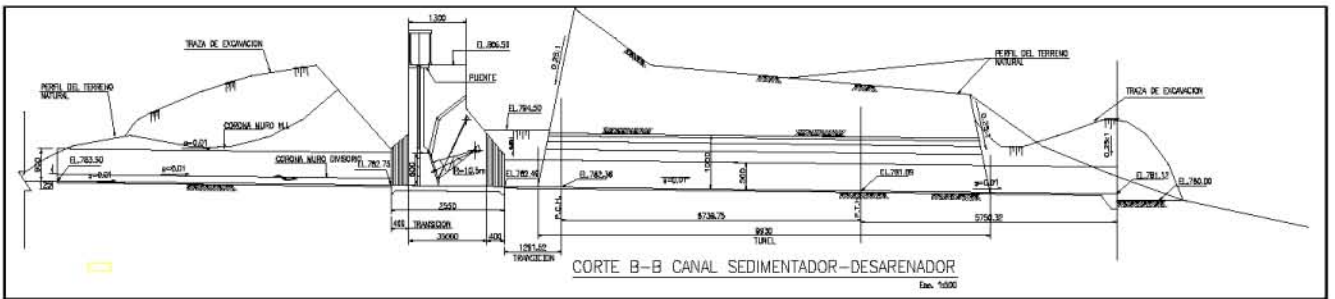


Figura II.14 Corte longitudinal del canal sedimentador. Alternativa 2.

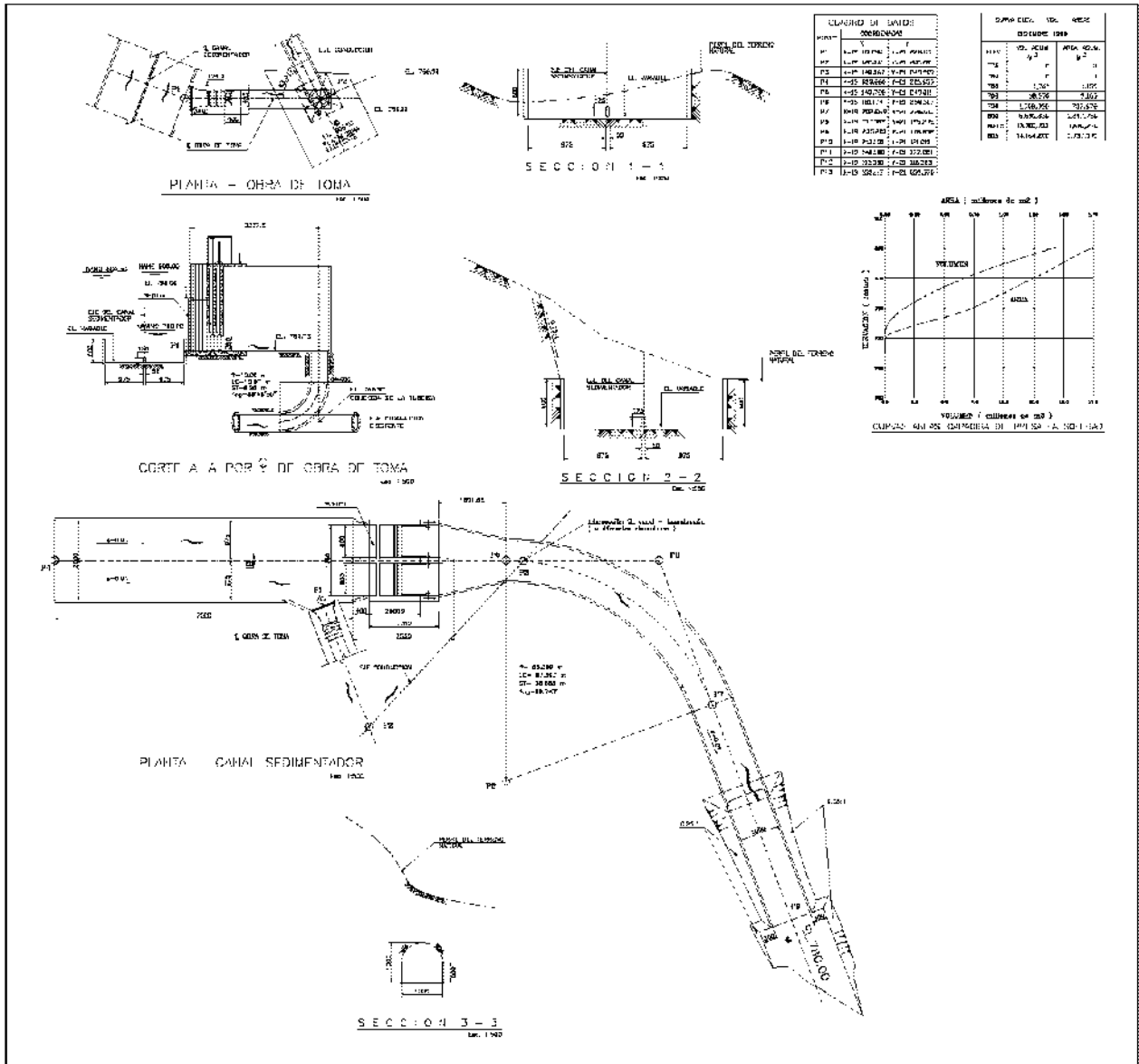


Figura II.15 Detalles de la alternativa 2.

Los datos generales de la alternativa dos se muestran en la tabla II.8:

Nueva captación, obra de toma	
Elevación de la corona	806.50 msnm
Elevación del umbral	784.75 msnm
Conducción, canal	
Ancho	4.00 m
Diámetro, lumbrera de conexión	4.00 m
Compuerta, altura	3.80 m
Ancho	4.00 m

Tabla II.8 Datos generales de la alternativa 2.

Desarenador	
Canal sedimentador	
Número de canales	2
Ancho del canal	9.50 m
Taludes	Verticales
Pendiente	0.01
Elevación acceso	783.50 m
Muro central	1.25
Estructura de control	
Número de compuertas	2
Radio, compuerta	10.50 m
Altura de la pantalla	6.00 m
Ancho del vano	8.00 m
Canal de descarga	
Sección portal	
Ancho y altura	10.00 m
Pendiente canal curvo	0.01
Radio de curvatura	55.36

Tabla II.8 Datos generales de la alternativa 2.

Los gastos de operación y niveles del agua están indicados en la alternativa 1.

El arreglo del modelo hidráulico referente a la alternativa 2 se muestra a continuación en la figura II.16, en el cual se muestran las curvas de nivel

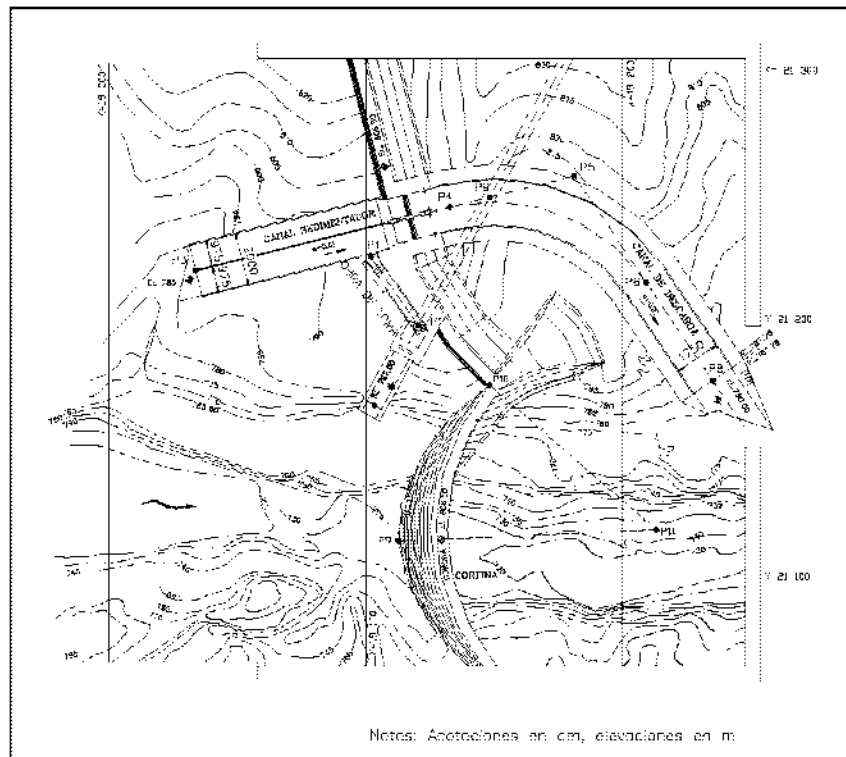


Figura II.16 Modelo hidráulico de Mazatepec, alternativa 2.

El desarenador captaría y eliminaría una parte del sedimento transportado por el flujo, partículas clasificadas en el rango de las arenas. Para las partículas de mayor o menor diámetro que las arenas se requieren desgravadores o tanques de sedimentación, respectivamente.

II.6.2.2.1 Procedimiento para la operación del modelo hidráulico de la nueva obra de toma y desarenador. Alternativa 2

Para el desarrollo de los ensayos al modelo hidráulico y con esto conocer la evolución de los sedimentos depositados en el embalse de la presa La Soledad, se ha considerado lo siguiente: se simuló el azolve a la elevación 788 msnm, la nueva obra de toma debe estar sin operar, la pendiente del desarenador es de 0.01 y 0.05, el proceso de desazolve inicia con el nivel del agua a la elevación 790 msnm, se consideraron los escurrimientos correspondientes al gasto medio máximo de avenidas que corresponde a 38.30 m³/s, el modelo se operó durante un tiempo equivalente a 23.02 horas en prototipo. Para los ensayos se consideraron dos condiciones, la condición A, la cual se operó con las dos compuertas y la condición B, la cual sólo operó una compuerta, la de la margen derecha.

El material que se representó en el embalse del modelo físico, proveniente de la presa la Soledad, clasificada como arena bien graduada, tiene un D50 = 6.263 mm y una densidad de 2.42

II.6.2.2.2 Resultados obtenidos al operar el modelo hidráulico de la nueva obra de toma y desarenador. Alternativa 2

Del funcionamiento hidráulico del desarenador en modelo, se ha obtenido cualitativamente la evolución del desazolve de la presa la Soledad, para dos diferentes pendientes del canal sedimentador – descarga, los resultados se muestran en la tabla II.9

Ensaye	Gasto m3	S	Desazolve embalse,m3	Depósito m3 sedimentador	Descarga	Nota
Compuertas de 6 X 8 m.						
3A	38.3	0.01	7638.21	5756.76	1428.26	1
3B	38.3	0.01	6082.72	2875.4	999.78	2
Compuertas de 3 X 8 m.						
3C	38.3	0.05	16532.44	0	0	1
3D	38.3	0.05	12070.51	0	0	2

Notas: Operación de las compuertas

- (1) Dos compuertas.
- (2) Una compuerta, margen derecha.

Tabla II.9 Evolución cualitativa del desazolve para dos pendientes diferentes.

Para los ensayos 3C y 3D, el tiempo de desazolve del canal sedimentador es del orden de los 3 min en modelo, equivalente en prototipo a 23.85 min.

A continuación se muestran las figuras 11.17, 11.18, 11.19 y 11.20 referentes a cada ensaye en el modelo hidráulico.

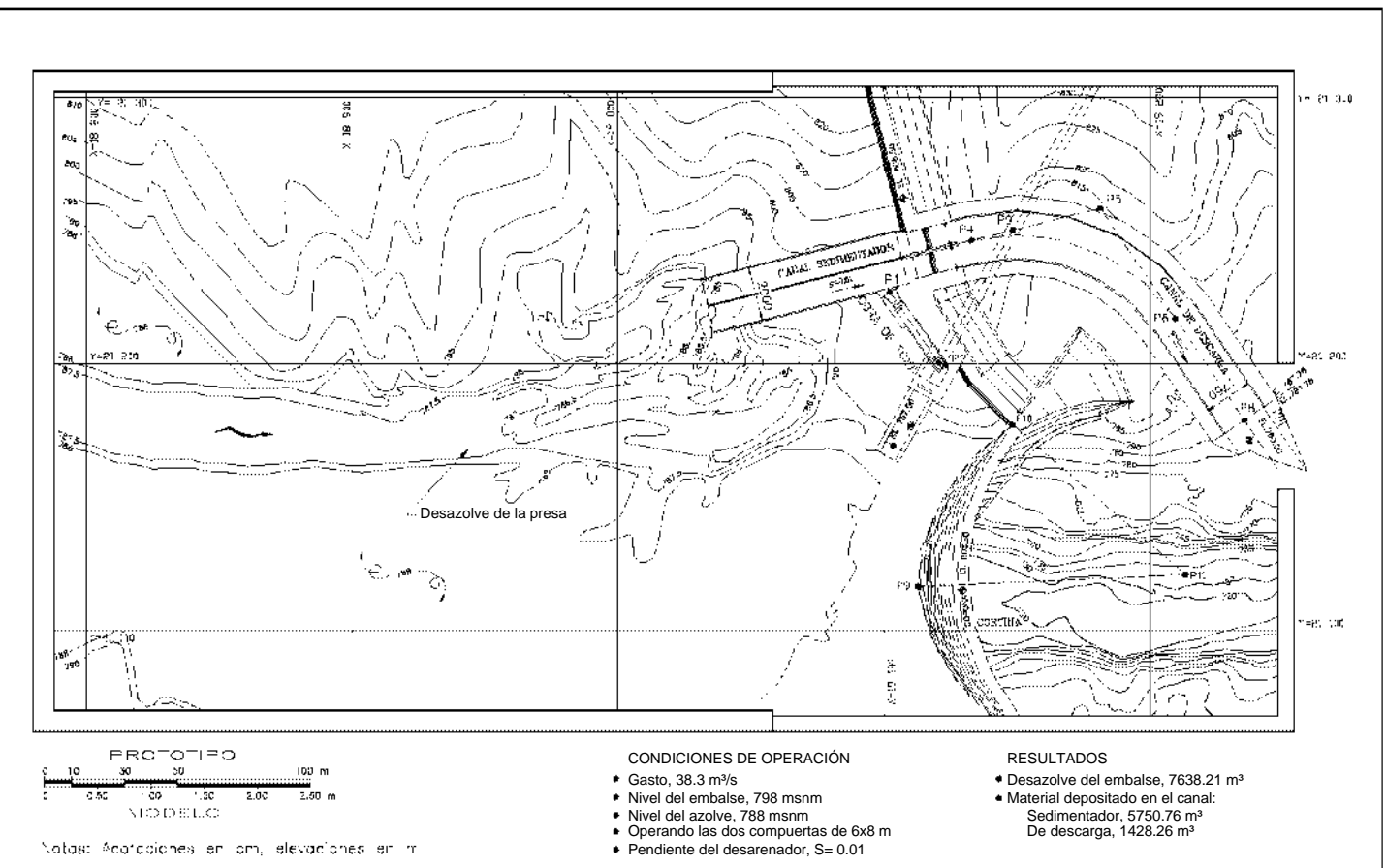


Figura 11.17 Desazolve de la presa la Soledad, al operar las compuertas del desarenador. Alternativa 2. Ensaye A.

Figura 11.18 Desazolve de la presa la Soledad, al operar la compuerta derecha del desarenador.
 Alternativa 2. Ensaye B.

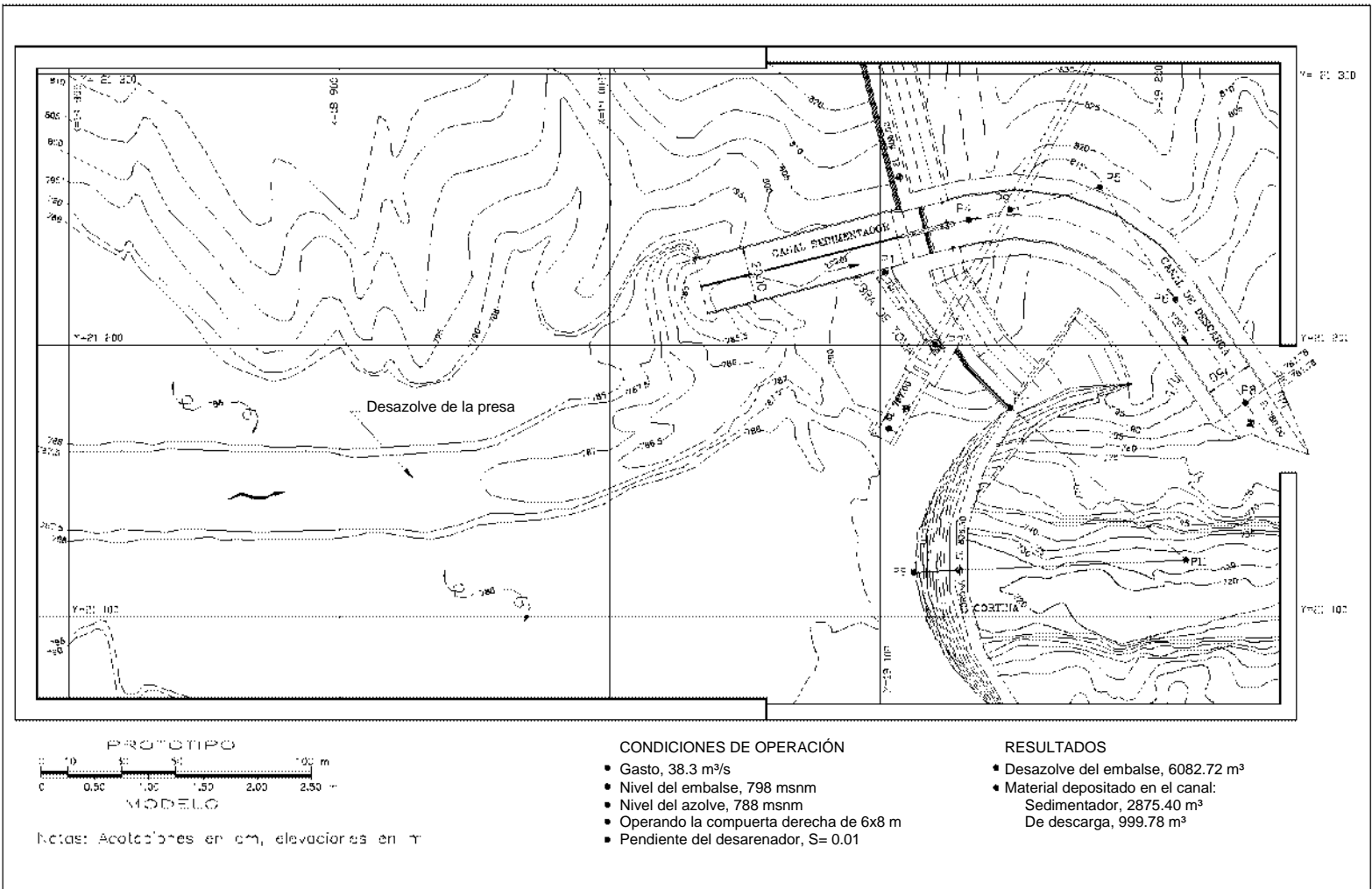


Figura 11.19 Desazolve de la presa la Soledad, al operar las dos compuertas del desarenador.
 Alternativa 2. Ensayo C.

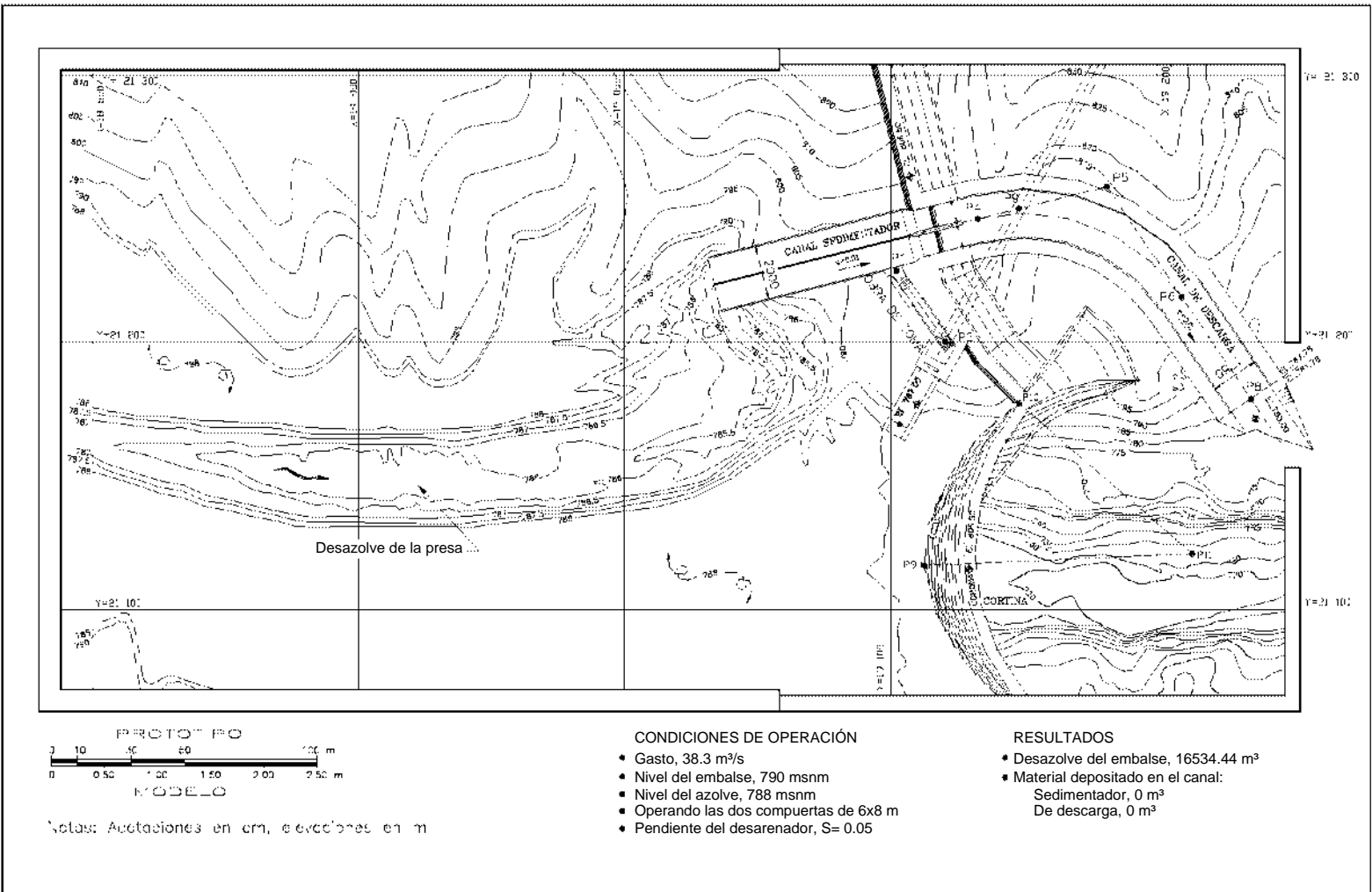
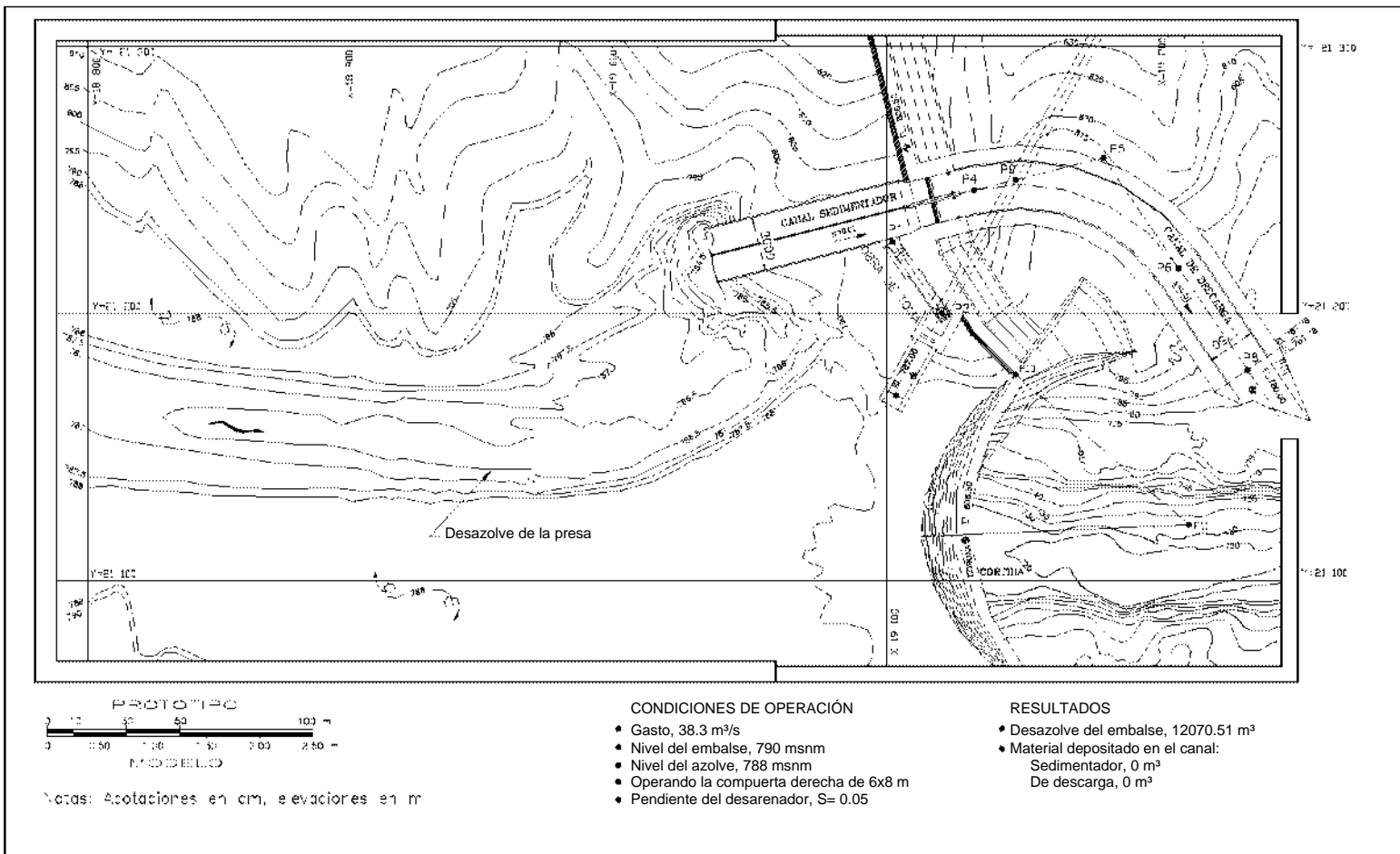


Figura 11.20 Desazolve de la presa la Soledad, al operar las dos compuertas del desarenador.
 Alternativa 2. Ensayo D.



De Acuerdo a la obra de toma se establecieron las condiciones de frontera en el modelo, para los tres niveles de operación: NAMO, elev 804.50; NAMINO de operación; elev 798.00 y NAMINO de diseño, elev 790.00 y el gasto equivalente de 1.5 y 2.0 veces de diseño $Q_d = 55.20 \text{ m}^3/\text{s}$, se observó después de 1.6 horas equivalentes a prototipo la presencia o no vorticidad intermitente en los diferentes niveles de operación, como se muestra en la tabla II.10:

Vorticidad

Nivel de agua	Frente obra de toma		Ingreso lumbrera	
	Q=1.5Qd	Q=2.0Qd	Q=1.5Qd	Q=2.0Qd
NAMO	*	1	*	2 y 3
NAMINO de operación	*	1	*	2 y 3
NAMINO de diseño	*	1	*	2 y 3

Notas: * Frente a la obra de toma se aprecia recirculación del agua más no vorticidad

Tabla II.10 Condiciones de vorticidad para los tres niveles de operación.

Debido a que la vorticidad es del tipo 2 y 3 intermitente, no representa ningún peligro para el funcionamiento de la obra de toma.

De acuerdo a la parte del desarenador, para la condición de descarga libre, se han obtenido del modelo hidráulico tirantes y huellas del flujo en el canal sedimentador y de descarga, para diferentes gastos de operación, de 38.3 a 500 m^3/s . Así como las velocidades del flujo en el canal de descarga, para los mismos gastos.

La curva elevaciones – gastos de la estructura de control, para la descarga libre se muestra en la figura II.17

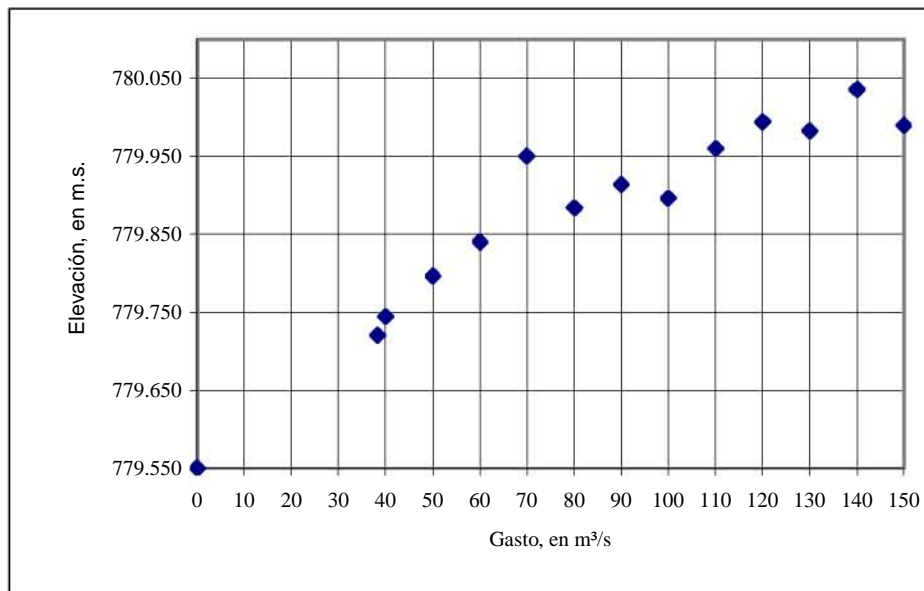


Figura II.21 Curva elevaciones-gastos de la estructura de control.

Los tirantes huellas del flujo son relativamente bajos para el régimen establecido, no incidiendo en los pernos de las compuertas de la estructura de control. El grado de ahogamiento en el canal – túnel de descarga es del orden del 50% para un gasto de 527 m³/s.

La velocidad máxima del flujo registradas en tres puntos diferentes de la misma sección y a 0.2 veces el tirante son del orden de 14.23 m/s, para 527 m³/s.

En la figura II.18 se muestra la geometría del canal sedimentador y de descarga de la alternativa 2.

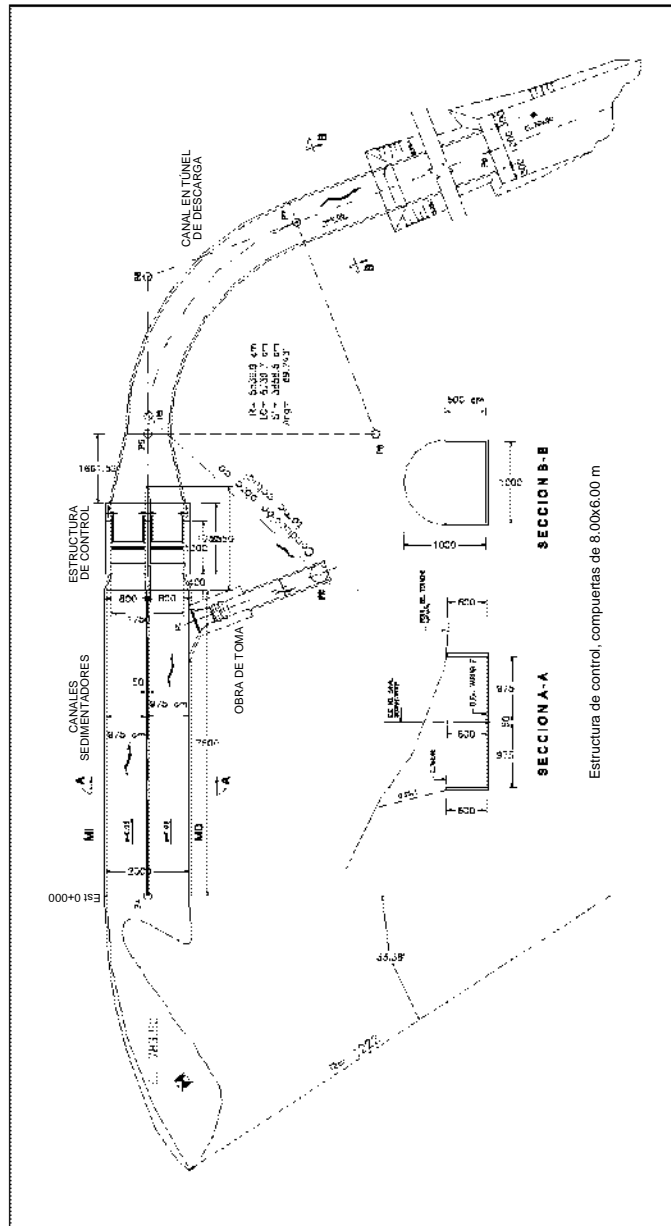


Figura II.22 Geometría del canal sedimentador y de descarga. Alternativa dos.

En la figura II.19 se muestra las secciones de registro del canal sedimentador y de descarga referentes a la alternativa 2.

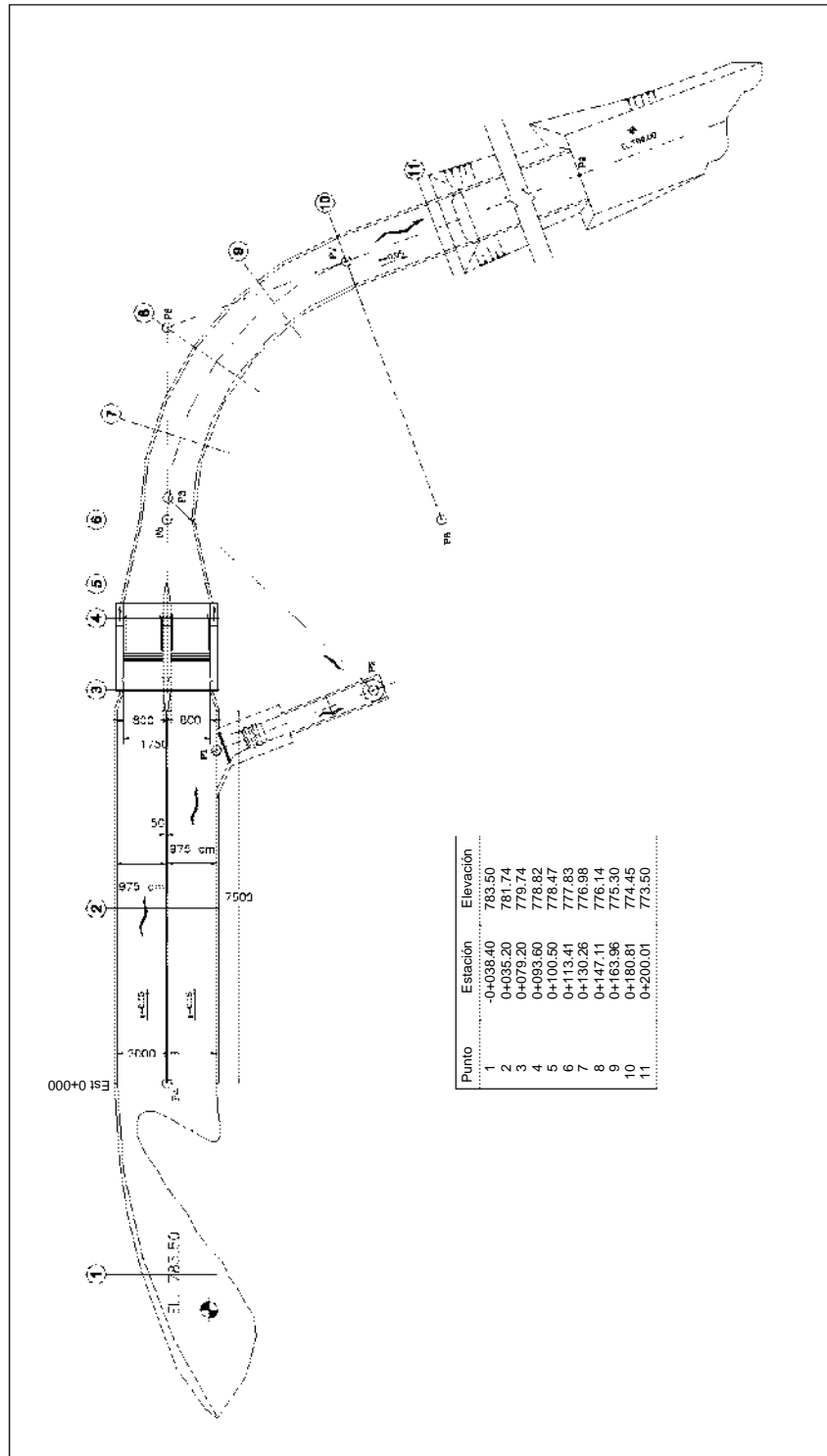


Figura II.23 Secciones de registro del canal sedimentador y de descarga. Alternativa dos.

En la siguiente figura (II.20) se muestra la curva elevaciones – gastos del desarenador para la condición de descarga libre.

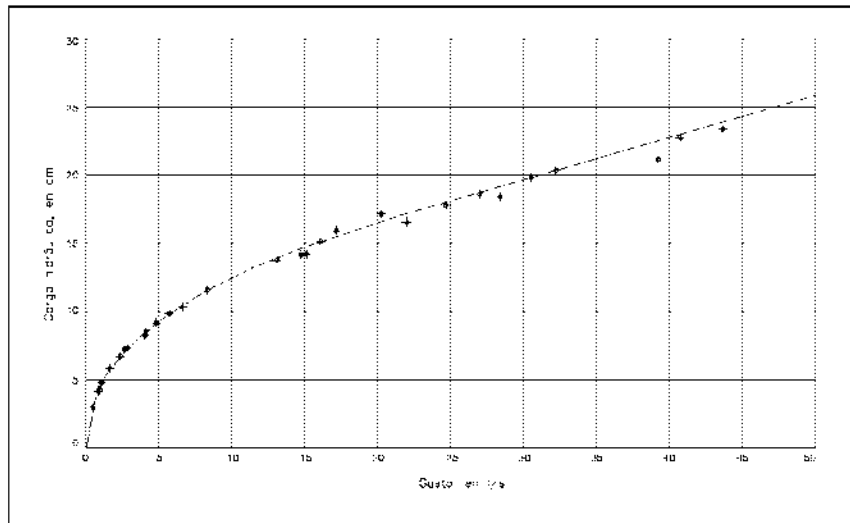


Figura II.24 Curva elevaciones-gastos del desarenador, para descarga libre.

Para obtener una mejor idea del proceso de desazolve en esta alternativa se anexa una serie de fotografías referentes a cada ensaye, las cuales se encuentran en el apéndice III.

El azolve de la presa por arriba de la elev. 783.50 msnm, se desalojaría a través del canal sedimentador – de descarga cuando el escurrimiento y arrastre de material se produce en el canal.

Esta alternativa presenta como ventajas que se produce el desazolve de la presa y el canal sedimentador-descarga al formarse un cauce en el embalse, cuando la pendiente del sedimentador-canal de descarga es del 5%, no aconteciendo lo mismo cuando es del 1%. El desazolve del material que se deposite entre la plantilla del canal sedimentador y el umbral de la nueva obra de toma se logra en un tiempo menor a los 30 minutos, en prototipo.

Dentro de las desventajas se puede mencionar solamente que la operación de desazolve no se produce por debajo de la elevación 783.50 msnm.

De ejecutar esta alternativa como la más viable se requiere redimensionar la altura-ancho de las compuertas y el reducir el ancho del canal de descarga en túnel así como la altura del muro central del canal sedimentador, para reducir el costo de la obra civil y mecánica.

En la alternativa 1 el desazolve de la presa es considerable cuando el escurrimiento y arrastre de material, se produce en canal hacia el desarenador; previa formación del cono de erosión frente al desarenador, lo que implica que la Central Hidroeléctrica deje de operar un período largo.

En la alternativa 2 el azolve de la presa por arriba de la elevación 783.50 msnm se desalojaría a través del canal sedimentador de descarga cuando el escurrimiento y arrastre de material, se produce en el canal.

En este capítulo se concluye que la presa la Soledad es una presa muy importante, ya que abastece de carga hidráulica a la Central hidroeléctrica Mazatepec, la cual suministra energía eléctrica a los estados de Puebla y Veracruz, junto con la central Atlixco, por lo tanto desde el punto de vista de generación de energía eléctrica conviene rescatar esta obra por medio de un desazolve. También al rescatar esta obra seguirán proliferando como se mencionó muchas actividades deportivas, de recreación y productivas.

Las dos alternativas tienen ventajas y desventajas considerables, por lo tanto en el siguiente capítulo se hará una comparación desde el punto de vista tanto de generación como de costo de las obras a realizar, para con esto poder establecer una posible alternativa viable de solución.

Para el caso de tomar la estructura de desagüe de fondo como estructura de desazolve, no se hará la comparación debido a que por una parte produce un volumen considerable de desazolve pero su desventaja es muy grave, la cual es que se puede llegar a tapar permanentemente con piedras, árboles, etc. Por lo tanto solamente se indicó y se podría pensar en alguna alternativa o estructura para que se aprovechara ésta estructura.

Debido a que el objetivo de este capítulo es primeramente conocer las características de la presa la Soledad y la Central hidroeléctrica Mazatepec se ha alcanzado satisfactoriamente ya que se pudo observar las características tanto geográficas, geológicas, de clima, etc. También las características técnicas de la Central.

Durante el desarrollo de capítulo se alcanzaron los objetivos propuestos ya que se conoció la evolución del desazolve por medio del modelo físico, el cual funcionó adecuadamente comprobando su efectividad, puesto que nos proporcionó la información necesaria en cada alternativa y de esa manera hacer una comparación.

CAPITULO III.

PROPUESTA FACTIBLE DEL ESTUDIO.

En este capítulo se hará una comparación de las alternativas presentadas, con el fin de poder seleccionar alguna, con esto solucionar el problema del azolve en la presa La Soledad, y también comprobar que por medio de la aplicación de modelos físicos se puede llevar a cabo muchas de las pruebas que prácticamente sería imposible o muy costoso realizar al prototipo de la misma.

Debido a que la alternativa de desazolvar por medio del desagüe de fondo resulta poco factible como se mencionó anteriormente, solamente se tomarán en cuenta las alternativas referentes a la nueva obra de toma y desarenador.

Para la selección de la alternativa más viable en la solución del problema del azolve en los vasos de almacenamiento, se utilizaron dos criterios; el primero desde el punto de vista de generación de energía eléctrica y el segundo desde el punto de vista del costo de cada una de las obras.

Para la aplicación del primer criterio se utilizó el programa Einzel.xls el cual ofrece una simulación del funcionamiento de un vaso con fines de generación hidroeléctrica (Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctricos, Francisco Javier Contreras Weber).

Para la aplicación del segundo criterio se realizó una aproximación de los costos de cada una de las obras a realizar, tomando en cuenta precios recientes (utilizados en la Presa el Cajón, Nayarit) y una cuantificación de obra no tan detallada, debido a que para realizar un proceso de cálculo de este tipo es necesario los datos completos del proyecto de las obras de cada alternativa.

Para concluir en la selección de la mejor alternativa se menciona un breve análisis financiero, en el cual se indica el período de recuperación de la inversión.

III.1 Funcionamiento de vaso para fines de Generación de energía eléctrica.

Primeramente se realizó un funcionamiento de vaso con la situación actual de capacidad útil o sea tomando en cuenta el volumen real de azolve, después se realizó el funcionamiento de vaso para cada una de las dos alternativas, tomando en consideración los niveles de azolve de las curvas elevaciones-capacidades obtenidas en los ensayos realizados en el modelo hidráulico.

Todo esto se realizó para poder comparar la generación entre la situación real y cada una de las alternativas y así obtener un diferencial de generación (ganancia), esta ganancia en unidades de energía eléctrica se transformó a pesos para uniformizar unidades.

Las características necesarias para la ejecución del programa Einzel referentes a la presa la Soledad y la Central hidroeléctrica Mazatepec se muestran en la tabla III.1

Debido a que es una comparación entre alternativas y como no se cuenta con los datos reales de los dispositivos se supusieron las eficiencias, las cuales se usan los mismos valores en los tres casos.

Nombre del Vaso del Proyecto Hidroeléctrico	Vaso de la Presa la Soledad, Puebla, México
---	--

Número de años de simulación	49
Número del mes inicial del primer año	1
Número del mes final del último año	12
Dígitos del primer año	1952

Mes	Elevación			Evaporación Neta
	NAMO	NAMINO	Desfogue	
	m	m	m	
Enero	804.500	790.000	283.000	69.00
Febrero	804.500	790.000	283.000	95.00
Marzo	804.500	790.000	283.000	143.00
Abril	804.500	790.000	283.000	170.00
Mayo	804.500	790.000	283.000	191.00
Junio	804.500	790.000	283.000	37.00
Julio	804.500	790.000	283.000	-125.00
Agosto	804.500	790.000	283.000	-103.00
Septiembre	804.500	790.000	283.000	-55.00
Octubre	804.500	790.000	283.000	43.00
Noviembre	804.500	790.000	283.000	83.00
Diciembre	804.500	790.000	283.000	54.00

No. de tercias de las curvas Elevaciones Áreas Capacidades	15
--	-----------

Elevación inicial en el vaso (m)	804.5
Eficiencia de la conducción (hidráulica)	1
Eficiencia de la turbina	0.95
Eficiencia del generador	0.985
Número de unidades	4
Capacidad instalada en MW	358
Carga Bruta de diseño (m)	480.4
Factor de proporcionalidad para los escurrimientos	1
Número de horas por día que trabajarán las unidades	4
Número de días por semana que trabajarán las unidades	6

Tabla III.1 Características necesarias para la ejecución del programa Einzel

III.1.1 Situación Actual:

En esta parte se hará un funcionamiento de vaso de acuerdo a los datos proporcionados acerca de la situación actual de la batimetría de la presa la Soledad (con azolve), para tener una referencia de comparación con las alternativas y poder obtener la diferencia de generación. Estos datos se obtuvieron de acuerdo a un estudio realizado en Junio de 2005.

En la tabla III.2 se muestran los datos proporcionados por la Comisión Federal de Electricidad, referentes a la curva elevaciones-capacidades del vaso de la presa la Soledad.

Datos del Vaso del Almacenamiento		
Elevación	Área	Capacidad
M	Km ²	mill. de m ³
785.000	1.155	1761.000
787.000	4.358	8644.600
788.000	5.960	12086.400
790.000	9.163	18970.000
791.000	154.866	356974.000
793.000	446.272	1032982.000
795.000	737.678	1708990.000
797.000	941.707	3702126.000
798.000	1043.721	4698694.000
800.000	1247.750	6691830.000
802.000	1440.426	9629550.000
803.000	1536.763	11098410.000
804.000	1633.101	12567270.000
804.500	1681.270	13301700.000
805.000	1737.070	14164800.000

Tabla III.2 Datos de la curva elevaciones-capacidades reales.

Resumen de los datos obtenidos en el programa Einzel para fines de Generación. Situación actual.

	ENERGÍA GENERADA		Anual		
	Período (49 años)				
Generación Firme Ofertada	14654.185	GWh	299.065	GWh/año	100.000%
Deficiencias en Generación Firme	0.000	GWh	0.000	GWh/año	0.000%
Generación Firme Producida	14654.185	GWh	299.065	GWh/año	100.000%
Generación Secundaria Producida	0.000	GWh	0.000	GWh/año	
Generación Total Producida	14654.185	GWh	299.065	GWh/año	
Generación Total Ofertada	14654.185	GWh	299.065	GWh/año	

III.1.2 Alternativa 1:

En esta parte se hará un funcionamiento de vaso para obtener la energía esperada después de realizar el desazolve con esta alternativa, para compararla con los datos de la situación actual y con esto poder estimar la ganancia en generación de energía eléctrica.

En la tabla III.3 se muestran los datos obtenidos en los ensayos realizados al modelo hidráulico referentes a la alternativa 1.

Datos del Vaso del Almacenamiento		
Elevación	Área	Capacidad
m	km ²	mill. de m ³
785.000	1.825	2782.380
787.000	6.886	13658.468
788.000	9.416	19096.512
790.000	14.478	29972.600
791.000	244.688	564018.920
793.000	705.110	1632111.560
795.000	1165.531	2700204.200
797.000	1487.897	5849359.080
798.000	1649.079	7423936.520
800.000	1971.445	10573091.400
802.000	2275.872	15214689.000
803.000	2428.086	17535487.800
804.000	2580.300	19856286.600
804.500	2656.407	21016686.000
805.000	2744.571	22380384.000

Tabla III.3 Datos de la curva elevaciones-capacidades de la alternativa 1.

Resumen de los datos obtenidos en el programa Einzel para fines de Generación. Alternativa 1.

	ENERGÍA GENERADA				Anual	
	Periodo (49 años)					
Generación Firme Ofertada	22416.863	GWh	457.487	GWh/año	100.000%	
Deficiencias en Generación Firme	0.000	GWh	0.000	GWh/año	0.000%	
Generación Firme Producida	22416.863	GWh	457.487	GWh/año	100.000%	
Generación Secundaria Producida	274.841	GWh	5.609	GWh/año		
Generación Total Producida	22691.704	GWh	463.096	GWh/año		
Generación Total Ofertada	22691.704	GWh	463.096	GWh/año		

III.1.3 Alternativa 2:

En esta parte se hará un funcionamiento de vaso para obtener la energía esperada después de realizar el desazolve con esta alternativa, para compararla con los datos de la situación actual y con esto poder estimar la ganancia en generación de energía eléctrica.

En la tabla III.4 se muestran los datos obtenidos en los ensayos realizados al modelo hidráulico referentes a la alternativa 2.

Datos del Vaso del Almacenamiento		
Elevación	Área	Capacidad
m	km ²	mill. de m ³
785.000	1.444	2201.250
787.000	5.448	10805.750
788.000	7.450	15108.000
790.000	11.454	23712.500
791.000	193.583	446217.500
793.000	557.840	1291227.500
795.000	922.098	2136237.500
797.000	1177.134	4627657.500
798.000	1304.652	5873367.500
800.000	1559.688	8364787.500
802.000	1800.532	12036937.500
803.000	1920.954	13873012.500
804.000	2041.376	15709087.500
804.500	2101.588	16627125.000
805.000	2171.338	17706000.000

Tabla III.4 Datos de la curva elevaciones-capacidades de la alternativa 2.

Resumen de los datos obtenidos en el programa Einzel para fines de Generación. Alternativa 2.

	ENERGÍA GENERADA			
	Período (49 años)		Anual	
Generación Firme Ofertada	22416.863	GWh	457.487	GWh/año 100.000%
Deficiencias en Generación Firme	0.000	GWh	0.000	GWh/año 0.000%
Generación Firme Producida	22416.863	GWh	457.487	GWh/año 100.000%
Generación Secundaria Producida	879.043	GWh	18.307	GWh/año
Generación Total Producida	23295.906	GWh	475.794	GWh/año
Generación Total Ofertada	23295.906	GWh	475.794	GWh/año

De acuerdo con la información proporcionada por la Coordinación de proyectos Hidroeléctricos de la Comisión Federal de Electricidad, se consideraron los siguientes criterios (COPAR 2006), para la transformación de unidades:

Energía Térmica equivalente:

- Energía de base a \$511.47 / MWh
- Energía en pico a \$1440.76 / MWh
- Energía secundaria a \$488.57 / MWh

Tarifa media industrial en media tensión:

- Energía en base a \$0.6 / kWh
- Energía en pico a \$2.4 / kWh
- Energía secundaria a \$0.5/ kWh

En las tres alternativas se tomaron los mismos valores de escurrimientos mensuales, debido a que son los que ingresan al vaso, fue una muestra de 49 años (1952-2000), en metros cúbicos. Anexo VI.

III.1.4 Transformación de unidades.

En esta parte se realiza un transformación de unidades de energía eléctrica a pesos para poder uniformizar los datos y así el análisis económico tenga mayor rapidez.

En la tabla III.5 se muestra la transformación de unidades de energía eléctrica a pesos de acuerdo al criterio de energía térmica equivalente.

Situación Actual	Cantidad	Precio	Ganancia
Energía Firme	299.065 GWh	\$1440.76	\$430'880,889.40
Energía Secundaria	0	\$448,57 MWh	0.00
			\$430'880,889.4
Nueva obra de toma Alt 1	Cantidad	Precio	
Energía firme	457.487	\$1440,76 MWh	\$658'781,280.00
Energía Secundaria	5.609	\$448,57 MWh	\$2'516,029.13
			\$661'297,309.00
Nueva obra de toma Alt 2	Cantidad	Precio	
Energía firme	457.487GWh	\$1440,76 MWh	\$658'781,280.00
Energía Secundaria	18.307	\$448,57 MWh	\$8'211,970.00
			\$666'993,250.00

Tabla III.5 Criterio de energía térmica equivalente.

En la tabla III.6 se muestra la transformación de unidades de energía eléctrica a pesos de acuerdo al criterio de energía media industrial.

Situación actual	Cantidad	Precio	Ganancia
Energía firme	299.065 GWh	\$2,4 kWh	\$717'756,000.00
Energía Secundaria	0	\$0,5 kWh	0.00
			\$717'756,000.00
Nueva obra de toma Alt 1	Cantidad	Precio	
Energía firme	457.487	\$2,4 kWh	\$1'097'968,800.00
Energía Secundaria	5.609	\$0,5 kWh	\$2'804,500.00
			\$1'100'773,300.00
Nueva obra de toma Alt 2	Cantidad	Precio	
Energía firme	457.487	\$2,4 kWh	\$1'097'968,800.00
Energía Secundaria	18.307	\$0,5 kWh	\$9'153,500.00
			\$1'107'122,300.00

Tabla III.6 Criterio de energía media industrial.

III.2 Costo de construcción de cada una de las alternativas de solución del problema de desazolve.

A continuación se presenta el costo de las obras de acuerdo a precios actuales de obras similares, el precio es aproximado, ya que para la obtención exacta de los costos se necesitan los datos completos del proyecto una vez hecho su diseño. Los datos como son los concretos ya cuentan con los precios de tratamientos especiales, acero de refuerzo, cimbra, etc. Después de una cuantificación aproximada de las cantidades de obra se obtuvieron los siguientes resultados:

Alternativa 1

Concepto	Volumen (m ³)	Precio índice	Costo
Túnel (revestimiento)	1609.007	\$5,290.00	\$8,511,647.03
Tapón de concreto	785.662	\$5,290.00	\$4,156,151.98
Túnel obra de toma	746.645	\$5,290.00	\$3,949,752.05
Excavación túnel	3600.240	\$638.00	\$2,296,953.12
Muros obra de toma	1254.330	\$2,200.00	\$2,759,526.00
Ranuras de compuertas	379.360	\$3,818.00	\$1,448,396.48
Compuerta con mecanismo y grúa	1.000	\$4,710,000.00	\$4,710,000.00
Rejillas	66.815	\$39,624.00	\$2,647,477.56
		Costo Directo	\$30,479,904.22
		Costo Indirecto	\$10,667,966.48
		Costo total	\$41,147,870.70

Tabla III.7 Precio de la construcción de la alternativa 1

Alternativa 2

Concepto	Volumen (m ³)	Precio índice	Costo
Concreto paredes sedimentador	1213.570	\$2,200.00	\$2,669,854.00
Concreto de Plantilla	1729.802	\$3,750.00	\$6,486,757.50
Bordo intermedio	46.875	\$2,200.00	\$103,125.00
Muros obra de toma	2206.040	\$3,818.00	\$8,422,660.72
Compuerta desarenador	1.000	\$5,221,000.00	\$5,221,000.00
Compuerta obra de toma	1.000	\$4,710,000.00	\$4,710,000.00
Rejillas Sedimentador	38.544	\$39,624.00	\$1,527,267.46
Rejillas Obra de toma	9.574	\$39,624.00	\$379,360.18
Excavación a cielo abierto	15424.570	\$33.00	\$509,010.81
Excavación Túnel	7799.004	\$638.00	\$4,975,764.55
		Costo Directo	\$35,004,800.21
		Costo Indirecto	\$12,251,680.07
		Costo total	\$47,256,480.29

Tabla III.8 Precio de la construcción de la alternativa 2

De acuerdo a los resultados obtenidos la alternativa más económica es la alternativa 1, y por ello ahora realizaremos las comparaciones de las dos alternativas considerando aspectos financieros.

El cálculo detallado de los volúmenes de obra se presentan en el Anexo V.

III.3 Análisis financiero.

De acuerdo a los resultados que se han ido obteniendo a través del estudio se puede realizar análisis económico para con esto concluir sobre las alternativas mostradas, el tiempo de recuperación de la inversión en la obra. Desde el punto de vista constructivo esta obra durará doce meses aproximadamente, tiempo en el cual la Central no generará energía eléctrica.

Se tomaron en consideración las tarifas referentes a la energía térmica equivalente.

III.3.1 Análisis económico de la alternativa 1

En esta parte se comparará los datos obtenidos referentes a generación y al costo de la obra de la alternativa 1 para poder estimar la ganancia en pesos y el tiempo de recuperación de la inversión.

Los indicadores financieros de la alternativa 1 se muestran en la tabla III.9, en la figura III.1 se muestra la gráfica eficiencias – B/C alternativa 1.

Generación actual: \$ 430'880,889.40

Generación de alternativa 1: \$ 661'297,309.00

Por lo tanto se tiene una ganancia de: \$ 230'416,419.6

En este caso la obra cuesta: \$41'147,870.70

Como dejará de generar durante doce meses habrá una pérdida de: \$ 430'880,889.40

El costo total que incluye la pérdida y la obra es de: \$472'028,760.10

De acuerdo a lo anterior el tiempo en que se recupera la inversión: 2.05 años

Obtención de indicadores financieros de la alternativa 1

Años	Escenarios de la alternativa No. 1			
	100% prod	80% prod	60% prod	40% prod.
0'	- 41,147,870.70	- 41,147,870.70	- 41,147,870.70	- 41,147,870.70
0"	- 430,880,889.40	- 430,880,889.40	- 430,880,889.40	- 430,880,889.40
1	\$ 661,297,309.00	\$ 529,037,847.20	\$ 396,778,385.40	\$ 264,518,923.60
2	\$ 661,297,309.00	\$ 529,037,847.20	\$ 396,778,385.40	\$ 264,518,923.60
3	\$ 661,297,309.00	\$ 529,037,847.20	\$ 396,778,385.40	\$ 264,518,923.60
4	\$ -	\$ -		

TIR	114.5%	88.5%	60.6%	29.4%
Ingresos netos	\$ 1,511,863,166.90	\$ 1,115,084,781.50	\$ 718,306,396.10	\$ 321,528,010.70
VAN (i=25.0%)	818,823,587.07	560,653,117.63	302,482,648.20	44,312,178.77
B/C	3.20	2.36	1.52	0.68

Interés

0.25

0' Inversión: Corresponde al costo de la obra civil propuesta: túnel, obra de toma, etc.

0"

1, 2 y 3 Corresponden al ingreso neto de la producción de energía, es decir, a la venta al usuario.

Tabla III.9 Indicadores financieros de la alternativa 1.

Se plantean 4 escenarios de producción futura considerando la inversión de las obras y el costo de oportunidad de no producir energía durante el período en que se desarrolle la obra. De esta manera se puede medir la eficiencia en la producción como parámetro de evaluación interna de la operación de la presa.

Si bien es cierto que la TIR presenta porcentajes altos en cada uno de los escenarios, no puede ser el único indicador financiero para evaluar la factibilidad y rentabilidad de la inversión. Es decir, el análisis de cada indicador inherente a cada uno de los escenarios ofrece una perspectiva completa de dicho análisis.

Los ingresos y el valor del B/C están en función, principalmente, del período de amortización de las inversiones. El cual en este caso es de tres años.

Se consideró una tasa de interés muy alta para fines prácticos, la cual es de 25%

Con respecto a la eficiencia operativa, se debe operar al 47.62% como mínimo para que la relación B/C sea de uno, es decir no hay ganancia pero tampoco pérdidas.

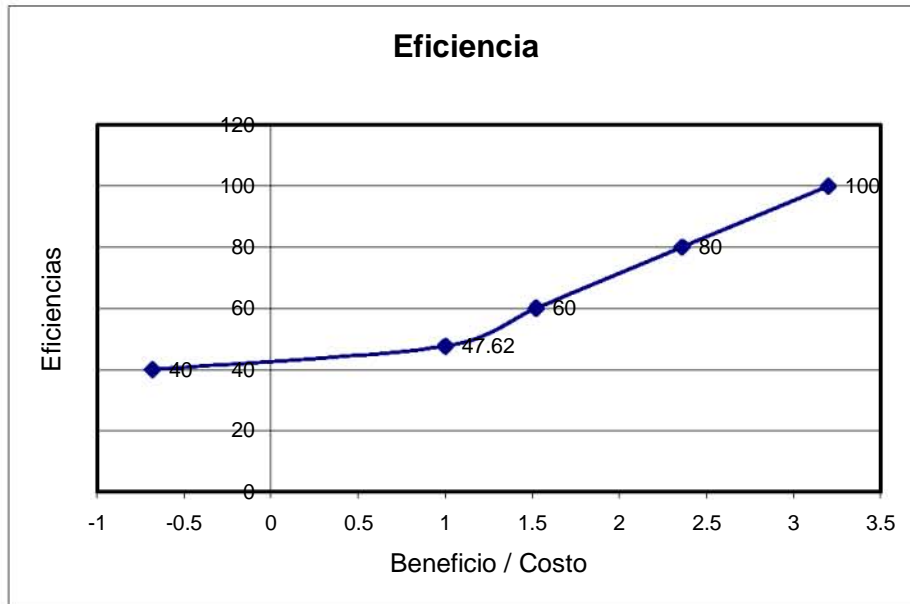


Figura III.1 Gráfica Eficiencias – B/C alternativa 1.

III.3.2 Análisis económico de la alternativa 2

En esta parte se comparará los datos obtenidos referentes a generación y al costo de la obra de la alternativa 2 para poder estimar la ganancia en pesos y el tiempo de recuperación de la inversión.

Los indicadores financieros de la alternativa 2 se muestran en la tabla III.10, en la figura III.2 se muestra la gráfica eficiencias – B/C alternativa 2.

Generación actual: \$ 430'880,889.40

Generación de alternativa 2: \$ 666'993,250.00

Por lo tanto se tiene una ganancia de: \$ 236'112,360.60

De acuerdo a los datos obtenidos la construcción de la obra costará: \$47'256,480.29

Como se dejará de generar durante doce meses habrá una pérdida de: \$ 430'880,889.40

Costo Total: \$ 478'137,369.69

Tiempo en que se recupera la inversión: 2.03 años

Años	Escenarios de la alternativa No. 2			
	100% prod	80% prod	60% prod	40% prod
0`	- 47,256,480.29-	47,256,480.29-	47,256,480.29-	- 47,256,480.29
0"	- 430,880,889.40-	430,880,889.40-	430,880,889.40-	- 430,880,889.40
1	\$ 666,993,250.00	\$ 533,594,600.00	\$ 400,195,950.00	\$266,797,300.00
2	\$ 666,993,250.00	\$ 533,594,600.00	\$ 400,195,950.00	\$266,797,300.00
3	\$ 666,993,250.00	\$ 533,594,600.00	\$ 400,195,950.00	\$266,797,300.00
4	\$ -	\$ -		

TIR	112.5%	87.1%	59.6%	28.9%
Ingresos netos	\$ 1,522,842,380.31	\$ 1,122,646,430.31	\$ 722,450,480.31	\$322,254,530.31
VAN (i=25.0%)	751,401,457.74	505,493,692.26	259,585,926.77	13,678,161.28
B/C	3.18	2.35	1.51	0.67

Notas

- 0` Inversión: Corresponde al costo de la obra civil propuesta: canal, obra de toma, etc.
0" Inversión: Corresponde al costo de oportunidad por la pérdida de producción de energía (generación actual)
1, 2 y 3 Corresponden al ingreso neto de la producción de energía, es decir, a la venta al usuario.

Tabla III.10 Indicadores financieros de la alternativa 2.

Al igual que la alternativa 1, se plantearon 4 escenarios de producción futura considerando la inversión de las obras y el costo de oportunidad de no producir energía durante el período en que se desarrolle la obra. De esta manera se midió la eficiencia en la producción como parámetro de evaluación interna de la operación de la presa.

También la TIR presenta porcentajes altos en cada uno de los escenarios, y como se vio no puede ser el único indicador financiero para evaluar la factibilidad y rentabilidad de la inversión. Es decir, el análisis de cada indicador inherente a cada uno de los escenarios ofrece una perspectiva completa de dicho análisis.

Los ingresos y el valor del B/C también están en función, principalmente, del período de amortización de las inversiones. El cual también en este caso es de tres años.

Se consideró una tasa de interés muy alta para fines prácticos, la cual es de 25%

Con respecto a la eficiencia operativa, se debe operar al 47.84% como mínimo para que la relación B/C sea de uno, es decir no hay ganancia pero tampoco pérdidas.

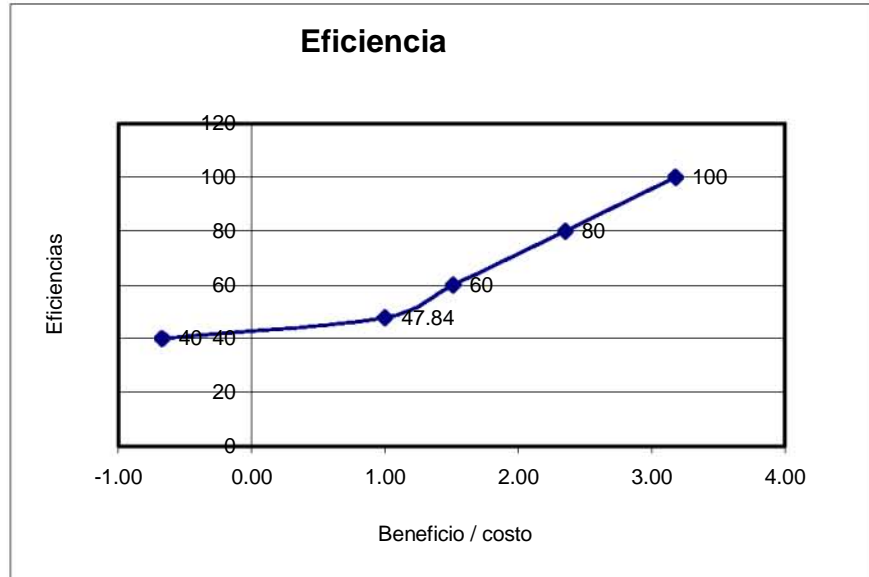


Figura III.2 Gráfica Eficiencias – B/C alternativa 2

De acuerdo a los resultados obtenidos las dos alternativas de solución son buenas debido a la poca diferencia tanto en generación, como en costo de la obra (ya que la diferencia es el 12%) y también a que el tiempo de recuperación de la inversión es prácticamente el mismo, habría que realizar más estudios en la zona para demostrar cuál es la mejor, es decir por condiciones de fallas geológicas, de estabilidad de taludes, etcétera ya que una alternativa cuenta con más longitud de túnel y la otra cuenta con un buen tramo de canal a cielo abierto. Hay que tomar en cuenta que la alternativa 2 generará mayores ganancias debido a su mayor generación eléctrica, aunque el tiempo de recuperación de la inversión es prácticamente el mismo tiene \$ 5'695,941.00 al año más que la alternativa 1, por lo cual con el tiempo se obtendrán ganancias mayores.

Desde el punto de vista de construcción, se recomienda la alternativa 2, ya que se cree que puede durar menor tiempo, y desde el punto de vista de mantenimiento existe menor posibilidad de que se obstruya el canal y puede llegar a limpiarse con maquinaria, lo que no podría realizarse en el túnel de la alternativa 1 y lo que es peor, si llega a taparse la obra se perdería permanentemente.

CAPITULO IV.

CONCLUSIONES.

Conclusiones generales

El sedimento se acumula progresivamente reduciendo la capacidad de los almacenamientos y puede llegar a eliminar la capacidad útil de éstos.

El proceso de azolvamiento no tiene un período semejante en todos los embalses, depende de características particulares como el gasto del río, la granulometría del material arrastrado y la deforestación.

El proceso de azolvamiento no es incontrolable ni irreversible, ya que existen diversos métodos tanto para su prevención y su control.

Por medio de la experimentación en los modelos físicos se obtienen resultados bastante aceptables, los cuales extrapolándolos al prototipo permiten obtener características difíciles de conseguir tanto por tiempo como en costo.

Mediante la construcción de obras adicionales a las diseñadas se pueden rescatar obras de almacenamiento por un periodo adicional.

Conclusiones particulares.

De acuerdo a los resultados obtenidos en los ensayos se observó que el desagüe de fondo es una estructura buena de desazolve, si desde el diseño de las presas se considera el desagüe de fondo para desazolvar y se adaptara alguna estructura adicional para evitar su obstrucción, sería una solución fácil y económica.

De acuerdo a los resultados las dos alternativas de solución son semejantes, y aunque la alternativa 2 es más costosa tiene una mayor generación eléctrica y con el tiempo generará mayores ganancias.

Las dos alternativas están diseñadas para trabajar con sedimento, pero desde el punto de vista particular la mejor es la alternativa 2, ya que como es un canal a cielo abierto puede removerse el sedimento, con alguna maquinaria y en la alternativa 1 podría llegar a taparse el túnel quedando obstruido permanentemente, debido a que el sedimento es de varios tamaños y puede llevar basura o restos vegetales.

De acuerdo a los resultados obtenidos en las dos alternativas, el desazolve es mínimo en comparación del volumen real, pero es factible la solución debido a que las obras adicionales se pagan en menos de dos años y el problema se controlará bastante tiempo.

El rescatar la presa la Soledad se apoyaría a una zona muy importante de México, ya que abastece de energía eléctrica a una parte de los estados de Puebla y Veracruz.

De acuerdo al análisis financiero se comprobó que ambas alternativas son viables, ya que se manejaron diferentes porcentajes de eficiencias, para compensar las utilizadas en el funcionamiento de vaso, ya que se consideraron muy altas para dispositivos de generación con varios años. De acuerdo a los indicadores financieros, es una buena inversión ya que el tiempo de recuperación es relativamente corto y solamente se exigiría que la eficiencia estuviera por arriba del 48% en ambas alternativas para que la relación costo-beneficio sea mayor a uno.

Por último se concluye que la alternativa 2 es la mejor opción, ya que tuvo competitividad con alternativa 1 en todos los casos y pensando a futuro, debido a la mayor generación se obtendrían mayores ganancias y de alguna manera es más segura la inversión porque como se dijo antes, existe la manera de limpiar un gran tramo de canal debido a que su funcionamiento es a cielo abierto.

CAPITULO V.

RECOMENDACIONES.

Se recomienda establecer nuevos procesos de prevención de azolve ya que es un fenómeno latente y permanente, como son

- la reforestación para evitar la erosión del suelo.
- mejorar las medidas de control de basura.
- En las partes donde el ángulo de inclinación de los taludes de río es grande, estabilizarlos por medio de un revestimiento.
- Pensar en algún tipo de muros de contención para detener la caída de material al río.

También se recomienda una remoción periódica de sedimentos para evitar grandes acumulaciones con lo cual complicaría la extracción del mismo.

Para realizar un proceso de desazolve en un embalse, se recomienda realizar estudios de impacto ambiental, principalmente aguas abajo de la cortina, tomando en cuenta la calidad del agua y el lugar para depositar los desechos sólidos o en su caso determinar la capacidad del río, en caso de que el flujo agua-sedimento sea descargado a él.

ANEXO I

En este anexo se muestran las fotografías de cada ensaye realizado al desagüe de fondo de la presa la Soledad. En las cuales se muestran desde la construcción de las obras del modelo hidráulico hasta cada una de las etapas de los ensayes indicando como se desarrolla el proceso en diferentes tiempos, indicando también sus curvas de nivel para la obtención del volumen de desazolve.

Construcción del modelo hidráulico



Topografía, aguas arriba.



Cortina en arco



Cortina, vista aguas abajo



Obra de toma actual y desagüe de fondo

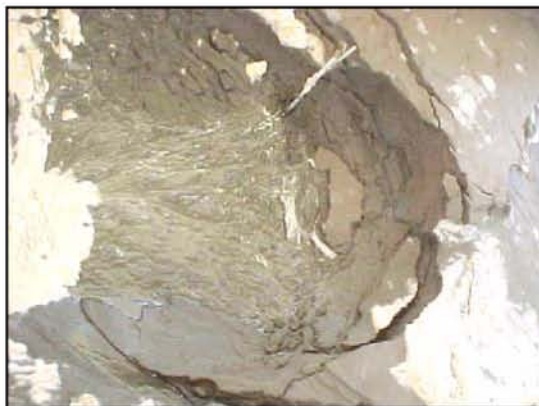
Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico al operar el desagüe de fondo, ensaye A.



Desazolve de la Presa , 1,52 min. en modelo.



Desazolve de la Presa , 3,08 min. en modelo.



Cono de socavación, 93,3 min. en modelo

Condiciones de operación:

Gasto, 38,3 m³/s

Nivel del agua 804,50 m.s.n.m.

Nivel del azolve 788 m.s.n.m.

Tiempo de operación 1,55 hrs. en modelo, equivalente a 35,68 hrs., en prototipo.

Resultados obtenidos

Desazolve del embalse, 36,587 m³

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico al operar el desagüe de fondo, ensaye A.



Cono de socavación, 120 min. en modelo



Arrastre de material, 155 min. en



Levantamiento del cono de socavación



Levantamiento del cauce del embalse de la Presa

Condiciones de operación:

Gasto, 38,3 m³/s

Nivel del agua 804,50 m.s.n.m.

Nivel del azolve 788 m.s.n.m.

Tiempo de operación 1,55 hrs. en modelo, equivalente a 35,68 hrs., en prototipo.

Resultados obtenidos

Desazolve del embalse, 36,587 m³

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico al operar el desagüe de fondo, ensaye B.



Inicio del ensaye, desagüe prácticamente obstruido



A los 12 min. de operación del modelo se inicia el desazolve de la Presa.

Condiciones de operación:

Gasto, 38,3 m³/s
que
Nivel del agua 804,50 m.s.n.m.
el
Nivel del azolve 788 m.s.n.m.
Tiempo de operación 2 hrs. en modelo, equivalente a 46,04 hrs.,
en prototipo.

Resultados obtenidos

El desagüe de fondo se obstruye por las piedras
arrastra el flujo. Después de retirar las piedras,
volumen de desazolve es similar al del ensaye A.

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico al operar el desagüe de fondo, ensaye B.



Desazolve, 85 min. en modelo.



Cono de socavación, 95 min. en modelo.



Cono de socavación, 110 min. en modelo



Obstrucción del desagüe, 120 min. en modelo.



Las piedras arrastradas por el flujo obstruyeron la estructura de rejillas



Condiciones de operación:

Gasto, 38,3 m³/s
que
Nivel del agua 804,50 m.s.n.m.
el
Nivel del azolve 788 m.s.n.m.
Tiempo de operación 2 hrs. en modelo, equivalente a 46,04 hrs.,
en prototipo.

Resultados obtenidos

El desagüe de fondo se obstruye por las piedras
arrastra el flujo. Después de retirar las piedras,
volumen de desazolve es similar al del ensaye A.

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico al operar el desagüe de fondo, ensaye C.



Desazolve de la Presa, 5.2 min. en modelo.



Desazolve de la Presa, 10 min. en modelo.



Desazolve de la Presa, 10 min. en modelo.



Desazolve de la Presa, 30 min. en modelo.



Desazolve de la Presa, 40 min. en modelo.



Desazolve de la Presa, 45 min. en modelo.

Condiciones de operación:

Gasto, 38,3 m³/s
que
Nivel del agua 804,50 m.s.n.m.
el
Nivel del azolve 788 m.s.n.m.
Tiempo de operación 1,5 hrs. en modelo, equivalente a 34,53 hrs.,
en prototipo.

Resultados obtenidos

El desagüe de fondo se obstruye por las piedras
arrastra el flujo. Después de retirar las piedras,
volumen de desazolve es similar al del ensaye A.

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico al operar el desagüe de fondo, ensaye C.



Cono de socavación, 55 min. en modelo.



Cono de socavación, 60 min. en modelo.



Cono de socavación, 85 min. en modelo.



Cono de socavación, 90 min. en modelo.



Cono de socavación, 90 min. en modelo.

Condiciones de operación:

Gasto, 38,3 m³/s
que
Nivel del agua 804,50 m.s.n.m.
el
Nivel del azolve 788 m.s.n.m.
Tiempo de operación 1,5 hrs. en modelo, equivalente a 34,53 hrs.,
en prototipo.

Resultados obtenidos

El desagüe de fondo se obstruye por las piedras
arrastra el flujo. Después de retirar las piedras,
volumen de desazolve es similar al del ensaye A.

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico al operar el desagüe de fondo, ensaye D.



Inicio del ensaye,



Desazolve de la Presa, 16 min. de operación del modelo



Cono de socavación, 55 min. en modelo.

Cono de socavación, 70 min. en modelo.

Condiciones de operación:

Gasto, 38,3 m³/s

que

Nivel del agua 804,50 m.s.n.m.

el

Nivel del azolve 788 m.s.n.m.

Tiempo de operación 1,2 hrs. en modelo, equivalente a 27,62 hrs.,
en prototipo.

Resultados obtenidos

El desagüe de fondo se obstruye por las piedras

arrastra el flujo. Después de retirar las piedras,

volumen de desazolve es similar al del ensaye A.

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico al operar el desagüe de fondo, ensaye D.



Desagüe de fondo obstruido, 75 min. en modelo.



Cono de socavación, 80 min. en modelo.



Al obstruirse el desagüe, se recupera el nivel del embalse.



Material que obstruye al desagüe.



Las piedras arrastradas por el flujo obstruyeron la estructura de rejillas



Condiciones de operación:

Gasto, 38,3 m³/s
que
Nivel del agua 804,50 m.s.n.m.
el
Nivel del azolve 788 m.s.n.m.
Tiempo de operación 1,2 hrs. en modelo, equivalente a 27,62 hrs.,
en prototipo.

Resultados obtenidos

El desagüe de fondo se obstruye por las piedras
arrastra el flujo. Después de retirar las piedras,
volumen de desazolve es similar al del ensaye A.

ANEXO II.

En este anexo se muestran las fotografías de cada ensaye realizado a la alternativa 1. En las cuales se muestran desde la construcción de las obras del modelo hidráulico hasta cada una de las etapas de los ensayes indicando como se desarrolla el proceso en diferentes tiempos, indicando también sus curvas de nivel para la obtención del volumen de desazolve.

Construcción del modelo hidráulico, alternativa uno.



Topografía, aguas arriba.



Cortina en arco



Obra de toma nueva y desarenador.



Túnel de descarga del desarenador

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico. Alternativa 1 ensaye A.



Evolución del desazolve, 12.20 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 13.20 min. en



Evolución del desazolve, 14.20 min. en modelo



Evolución del desazolve, 15.20 min. en



Evolución del desazolve, 16.20 min. en modelo



Evolución del desazolve, 17.20 min. en

Condiciones de operación:

Gasto, 8.70 m³/s

Nivel del agua 798 m.s.n.m.

Nivel del azolve 784 m.s.n.m.

Pendiente del túnel desarenador, $s = 0.1100$, y rampa en el canal de llamada de la nueva obra de toma
Tiempo de operación 1 hora en modelo, equivalente a 47.71 hrs., en prototipo.

Resultados obtenidos

Desazolve del embalse, 23,270.11 m³

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico. Alternativa 1 ensaye A.



Evolución del desazolve, 18.20 min. en modelo



Evolución del desazolve, 20.20 min. en



Evolución del desazolve, 38.20 min. en modelo



Evolución del desazolve, 40.20 min. en



Evolución del desazolve, 50.00 min. en modelo



Evolución del desazolve, 55.00 min. en

Condiciones de operación:

Gasto, 8.70 m³/s

Nivel del agua 798 m.s.n.m.

Nivel del azolve 784 m.s.n.m.

Pendiente del túnel desarenador, $s = 0.1100$, y rampa en el canal de llamada de la nueva obra de toma
Tiempo de operación 1 hora en modelo, equivalente a 47.71 hrs., en prototipo.

Resultados obtenidos

Desazolve del embalse, 23,270.11 m³

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico. Alternativa 1 ensaye A.



No se deposita material en el túnel, con pendiente de 0.11
0.0003826

Se deposita material en el túnel actual, con pendiente



Erosión frente al desarenador

Condiciones de operación:

Gasto, 8.70 m³/s

Nivel del agua 798 m.s.n.m.

Nivel del azolve 784 m.s.n.m.

Pendiente del túnel desarenador, $s = 0.1100$, y rampa en el canal de llamada de la nueva obra de toma

Tiempo de operación 1 hora en modelo, equivalente a 47.71 hrs., en prototipo.

Resultados obtenidos

Desazolve del embalse, 23,270.11 m³

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico. Alternativa 1 ensaye B.



Evolución del desazolve, 15.01 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 16.38 min. en



Evolución del desazolve, 33.17 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 40.38 min. en



Evolución del desazolve, 45.38 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 60 min. en modelo.

Condiciones de operación:

Gasto, 18.20 m³/s

Nivel del agua 798 m.s.n.m.

Nivel del azolve 784 m.s.n.m.

Pendiente del túnel desarenador, $s = 0.1100$, y sin rampa en el canal de llamada de la nueva obra de toma

Tiempo de operación 1 hora en modelo, equivalente a 47.71 hrs., en prototipo.

Resultados obtenidos

Desazolve del embalse, 25,337.64 m³

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico. Alternativa 1 ensaye B.



En el tramo del túnel actual, con pendiente 0.0003826 se deposita material, y en el tramo con pendiente 0.11 no se deposita material.



Erosión frente al desarenador

Condiciones de operación:

Gasto, 18.20 m³/s

Nivel del agua 798 m.s.n.m.

Nivel del azolve 784 m.s.n.m.

Pendiente del túnel desarenador, $s = 0.1100$, y sin rampa en el canal de llamada de la nueva obra de toma

Tiempo de operación 1 hora en modelo, equivalente a 47.71 hrs., en prototipo.

Resultados obtenidos

Desazolve del embalse, 25,337.64 m³

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico. Alternativa 1 ensaye C.



Evolución del desazolve, 23.57 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 24.57 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 25.57 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 26.57 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 26.57 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 27.52 min. en modelo.

Condiciones de operación:

Gasto, 38.30 m³/s

Nivel del agua 798 m.s.n.m.

Nivel del azolve 784 m.s.n.m.

Pendiente del túnel desarenador, $s = 0.1100$, y sin rampa en el canal de llamada de la nueva obra de toma

Tiempo de operación 1 hora en modelo, equivalente a 47.71 hrs., en prototipo.

Resultados obtenidos

Desazolve del embalse, 38,249.86 m³

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico. Alternativa 1 ensaye C.



Evolución del desazolve, 28.57 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 29.57 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 32.57 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 33.57 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 34.57 min. en modelo.



Evolución del desazolve, 45 min. en modelo.

Condiciones de operación:

Gasto, 38.30 m³/s

Nivel del agua 798 m.s.n.m.

Nivel del azolve 784 m.s.n.m.

Pendiente del túnel desarenador, $s = 0.1100$, y sin rampa en el canal de llamada de la nueva obra de toma

Tiempo de operación 1 hora en modelo, equivalente a 47.71 hrs., en prototipo.

Resultados obtenidos

Desazolve del embalse, 38,249.86 m³

Evolución de desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico. Alternativa 1 ensaye C.



No se deposita material en el túnel, con pendiente de 0.11
pendiente 0.0003826

Se deposita material en el túnel actual, con



Erosión frente al desarenador

Condiciones de operación:

Gasto, 38.30 m³/s

Nivel del agua 798 m.s.n.m.

Nivel del azolve 784 m.s.n.m.

Pendiente del túnel desarenador, $s = 0.1100$, y sin rampa en el canal de llamada de la nueva obra de toma
Tiempo de operación 1 hora en modelo, equivalente a 47.71 hrs., en prototipo.

Resultados obtenidos

Desazolve del embalse, 38,249.86 m³

Vorticidad en la nueva obra de toma con un gasto distorsionado de 1.5 veces el gasto de diseño. Alternativa 1



NAMO, elev. 804.50 m.s.n.m.



NAMINO de operación, elev. 798 m.s.n.m.



NAMINO de diseño, elev. 790 m.s.n.m

Condiciones de operación:

Gasto distorsionado, 1.5 veces el gasto de diseño de 55.2 m³/s.

Tiempo de ensaye, equivalente a 1.6 hrs de prototipo

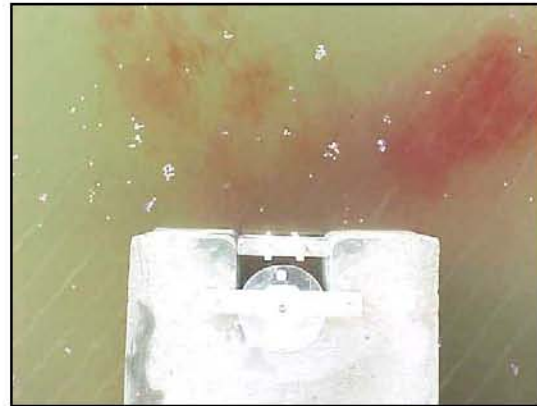
Resultados:

Ausencia de vorticidad y de recirculación de flujo por la topografía

Vorticidad en la nueva obra de toma, con un gasto distorsionado de 2 veces el gasto de diseño. Alternativa 1



NAMO, elev. 804.50 m.s.n.m.



NAMINO de operación, elev. 798 m.s.n.m.



NAMINO de diseño, elev. 790 m.s.n.m

Condiciones de operación:

Gasto distorsionado, 2 veces el gasto de diseño de 55.2 m³/s.

Tiempo de ensaye, equivalente a 1.6 hrs de prototipo

Resultados:

Ausencia de vorticidad y de recirculación de flujo por la topografía

ANEXO III.

En este anexo se muestran las fotografías de cada ensaye realizado a la alternativa 2. En las cuales se muestran desde la construcción de las obras del modelo hidráulico hasta cada una de las etapas de los ensayes indicando como se desarrolla el proceso en diferentes tiempos, indicando también sus curvas de nivel para la obtención del volumen de desazolve.

Construcción de modelo hidráulico. Alternativa 2.



Etapa constructiva del modelo.
toma actual.



Canal sedimentador-desarenador y obra de toma



Estructura de control y la nueva obra de toma.
desarenador.



Canal de descarga del

Funcionamiento hidráulico del desarenador en modelo hidráulico. Alternativa 2, ensaye A



La turbulencia que se genera al abrir las compuertas propicia el arrastre de sedimentos. El canal derecho opera en su inicio como canal lateral; posteriormente el flujo se canaliza al bajar el nivel del agua.

Condiciones de operación

Gasto, 38.3 m³/s
Nivel del embalse, 798 m.s.n.m.
Nivel del azolve, 788 m.s.n.m.
Operando las dos compuertas de 6 x 8 m
Pendiente del desarenador, S = 0.01

Desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico. Alternativa 2, ensaye A



Canal sedimentador y de descarga azolvados en un 70%. En la foto se aprecia la formación del cauce en el embalse después de una hora en modelo, equivalente a 23 horas en prototipo

Condiciones de operación Resultados obtenidos

Gasto, $38.3 \text{ m}^3/\text{s}$
Nivel del embalse, 798 m.s.n.m.
Nivel del azolve, 788 m.s.n.m.
Operando las dos compuertas de 6 x 8 m
Pendiente del desarenador, $S = 0.01$

Desazolve del embalse, 7638.21 m^3
Material depositado en el canal:
Sedimentador, 5750.76 m^3
De descarga, 1428.26 m^3

Funcionamiento hidráulico del desarenador. Alternativa 2, ensaye B



La turbulencia que se genera al abrir la compuerta derecha propicia el arrastre de sedimentos. El canal derecho opera en su inicio como canal lateral; posteriormente el flujo se canaliza al bajar el nivel del agua

Condiciones de operación

Gasto, $38.3 \text{ m}^3/\text{s}$
Nivel del embalse, 798 m.s.n.m.
Nivel del azolve, 788 m.s.n.m.
Operando la compuerta derecha de $6 \times 8 \text{ m}$
Pendiente del desarenador, $S = 0.01$

Desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico. Alternativa 2, ensaye B



El canal sedimentador derecho y el de descarga azolvados, el primero de ellos en un 70%. En la foto se aprecia la formación del cauce en el embalse después de una hora en modelo, equivalente a 23 horas en prototipo

Condiciones de operación Resultados obtenidos

Gasto, $38.3 \text{ m}^3/\text{s}$
Nivel del embalse, 798 m.s.n.m.
Nivel del azolve, 788 m.s.n.m.
Operando la compuertas derecha de 6 x 8 m
Pendiente del desarenador, $S = 0.01$

Desazolve del embalse, 6082.72 m^3
Material depositado en el canal:
Sedimentador, 2875.40 m^3
De descarga, 999.78 m^3

Funcionamiento hidráulico del desarenador, en modelo hidráulico, Alternativa 2, ensaye C



La turbulencia que se genera al abrir las compuertas propicia el arrastre de sedimentos. El canal derecho opera en su inicio como canal lateral; posteriormente el flujo se canaliza al bajar el nivel del agua

Condiciones de operación:

Gasto, $38.3 \text{ m}^3/\text{s}$
Nivel del embalse, 790 m.s.n.m.
Nivel del azolve, 788 m.s.n.m.
Operando las dos compuertas de $3 \times 8 \text{ m}$
Pendiente del desarenador, $S = 0.05$

Desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico. Alternativa 2, ensaye C



Canal sedimentador y de descarga desazolvados en 24 minutos en prototipo. En la foto se aprecia la formación del cauce en el embalse después de una hora en modelo, equivalente a 23 horas en prototipo.

Condiciones de operación:

Gasto, $38.3 \text{ m}^3/\text{s}$
Nivel del embalse, 790 m.s.n.m.
Nivel del azolve, 788 m.s.n.m.
Operando las dos compuertas de $3 \times 8 \text{ m}$
Pendiente del desarenador, $S = 0.05$

Resultados obtenidos

Desazolve del embalse, 16534.44 m^3
Material depositado en el canal:
Sedimentador, 0 m^3
De descarga, 0 m^3

Funcionamiento hidráulico del desarenador, en modelo hidráulico. Alternativa 2, ensaye D.



La turbulencia que se genera al abrir las compuertas propicia el arrastre de sedimentos. El canal derecho opera en su inicio como canal lateral; posteriormente el flujo se canaliza al bajar el nivel del agua.

Condiciones de operación:

Gasto, $38.3 \text{ m}^3/\text{s}$
Nivel del embalse, 790 m.s.n.m.
Nivel del azolve, 788 m.s.n.m.
Operando la compuerta derecha de 3 x 8 m
Pendiente del desarenador, $S = 0.05$

Desazolve de la presa La Soledad, en modelo hidráulico. Alternativa 2, ensaye D.



Canal sedimentador y de descarga desazolvados en 24 minutos en prototipo. En la foto se aprecia la formación del cauce en el embalse después de una hora en modelo, equivalente a 23 horas en prototipo

Condiciones de operación:

Gasto, $38.3 \text{ m}^3/\text{s}$
Nivel del embalse, 790 m.s.n.m.
Nivel del azolve, 788 m.s.n.m.
Operando la compuerta derecha de $3 \times 8 \text{ m}$
Pendiente del desarenador, $S = 0.05$

Resultados obtenidos

Desazolve del embalse, 12070.51 m^3
Material depositado en el canal:
Sedimentador, 0 m^3
De descarga, 0 m^3

Vorticidad en la obra de toma, con un gasto distorsionado de 1.5 veces el gasto de diseño.
Alternativa 2.



NAMO, elev. 804.50 m.s.n.m.



NAMINO, de operación, elev. 798 m.s.n.m.



NAMINO de diseño, elev. 790 m.s.n.m.

Condiciones de operación:

Gasto distorsionado, 1.5 veces el gasto de diseño de 55.2 m³/s
Tiempo de ensaye, equivalente a 1.6 hrs de prototipo

Resultados:

Ausencia de vorticidad
Recirculación del agua frente a la obra de toma y en la conexión con la lumbrera

Vorticidad en la obra de toma, con un gasto distorsionado de 2 veces el gasto de diseño.
Alternativa 2.



NAMO, elev. 804.50 m.s.n.m.



NAMINO, de operación, elev. 798 m.s.n.m.



NAMINO de diseño, elev. 790 m.s.n.m.

Condiciones de operación:

Gasto distorsionado, 2 veces el gasto de diseño de $55.2 \text{ m}^3/\text{s}$
Tiempo de ensaye, equivalente a 1.6 hrs de prototipo

Resultados:

Vorticidad del tipo 2 y 3 de forma intermitente
Recirculación del agua frente a la obra de toma y en la conexión con la lumbrera

Funcionamiento hidráulico del canal sedimentador-descarga, para 527 m³/s. Alternativa 2.



Embalse de la Presa
descarga



Estructura de control-canal de



Canal de descarga



Descarga al río

ANEXO IV

Registro de velocidades puntuales registradas en el túnel del desarenador, alternativa 1.

Las siguientes mediciones se realizaron con el NAMO elevación 804.50, el gasto y la velocidad son altos y se puede apreciar que conforme desciende el nivel de operación, el gasto y velocidad disminuyen.

Sección	Estación	Q	d	V	Q	d	V	Q	d	V	d/D
	km	m ³ /s	m	m/s	m ³ /s	m	m/s	m ³ /s	m	m/s	

		NAMO, elev 804.50			NAMINO OP, elev 798			NAMINO DIS, elev 790			
				22.53			23.55			21.42	0.40
1	0+070.60	302	4	24.74	286	4	23.93	260	4	21.91	0.60
				25.32			22.75			21.88	0.80
				25.24			22.36			21.24	0.06
				23.90			22.94			18.85	0.40
2	0+191.20	302	4	23.43	286	4	23.18	260	4	18.68	0.60
				23.52			22.96			18.62	0.80
				23.80			22.93			18.47	0.06
				24.16			22.41			20.49	0.40
3	0+273.00	302	4	24.34	286	4	24.01	260	4	21.60	0.60
				25.97			23.93			22.58	0.80
				21.79			18.79			22.93	0.06

		Como canal			
1	0+070.60	38.30	0.80	6.26	0.20
2	0+191.20	38.30	0.40	11.37	0.10
3	0+273.00	38.30	0.20	12.43	0.05

Notas:

Las velocidades instantáneas, se registraron con tubo Pitot.

Los gastos se obtuvieron con las velocidades medias puntuales.

ANEXO V

Cálculos referentes a la obtención de los costos de las obras de las alternativas de solución del problema de desazolve.

Los precios mostrados incluyen tratamientos, acero de refuerzo, cimbras, y todo lo necesario para su colocación.

Alternativa 1.

Nota: los cálculos faltantes de detalle se obtuvieron con la ayuda del programa de cómputo AutoCad para precisar las mediciones y operaciones, ya que no se cuenta con planos de detalle del proyecto.

Se consideró un costo total indirecto de 35%

Túnel del desarenador (obra de toma actual) hacia aguas debajo de la cortina.

Ltotal: 207.513 m

S: constante

A: $[\pi(4.7)^2/4]-[\pi(4.0)^2/4]= 4.783 \text{ m}^2$

V: 1609.007 m³

Costo por metro cúbico: \$5290.00

Costo: *\$8'511,647.03*

Túnel obra de toma nueva hacia conexión de túnel de casa de máquinas.

L: 156.104 m

A: 4.783 m²

V: 746.645 m³

Costo por metro cúbico: \$5290.00

Costo: *\$ 3'949,752.05*

Tapón de concreto:

L: 62.521 m

A: 12.566 m²

V: 785.662 m³

Costo por metro cúbico: \$5290.00

Costo *\$ 4'156,152.283*

Excavación de túnel:

L: 207.513 m

A: 17.349 m²

V: 3600.24 m³

Costo por metro cúbico: \$638.00

Costo *\$2'296,950.23*

Muro de contención de obra de toma:

Altura: 19.45 m

Grosor: 1.00 m

L: 64.5 m

V: 1254.33 m³
Costo por metro cúbico: \$ 2200.00
Costo \$ 2'759,527.10

Ranuras de compuertas:
V: 379.36 m³
Costo por metro cúbico \$3818.00
Costo \$ 1'448,396.50

Compuerta:
Unidad \$ 4'710,000.00 aprox.
Incluye mecanismo y grúa

Rejillas:
66.815 Ton
Precio por tonelada \$ 39,624.00
Costo \$ 2'647,477.60

Costo Directo Total: \$ 30'749,904.22
Costo Indirecto Total: \$ 10'667,966.48
Costo total de las obras de la alternativa 1: \$ 41'147,870.70

Alternativa 2.

Concreto paredes del canal sedimentador:
L: 75 m
Volumen en la sección canal: 577.92 m³
Volumen en la sección portal: 635.65 m³
Volumen total: 1213.57 m³
Costo por metro cúbico: \$ 2200.00
Costo: \$ 2'669,854.00

Concreto de plantilla:
Grosor: 0.5 m
V1: 925.00 m³
V2: 169.152 m³
V3: 635.65 m³
Volumen total: 1759.802 m³
Costo por metro cúbico: \$ 3750.00
Costo \$ 6'486,757.50

Bordo intermedio:
V: 46.875 m³
Costo por metro cúbico: \$ 2200.00
Costo \$ 103,125.00

Muros de la obra de toma:
Alto: 21.89 m
Largo: 35.84 m ancho: 1.00 m

L: 8.00 m
Volumen total: 2206.04 m³
Costo por metro cúbico: \$ 3818.00
Costo \$ 8'422,660.70

Compuerta desarenador: \$ 5'221,000.00
Incluyen mecanismos y grúa

Compuerta de la obra de toma: \$ 4'710,000.00
Incluyen mecanismos y grúa

Rejillas del canal sedimentador:
38.544 ton
Precio por tonelada: \$ 39,624.00
Costo \$ 1'527,267.50

Rejillas de la obra de toma:
9.574 ton
Precio por tonelada: \$ 39,624.00
Costo \$ 379,357.01

Excavación a cielo abierto:
V: 15424.570 m³
Costo por metro cúbico: \$ 33.00
Costo \$ 509,010.81

Excavación en túnel:
V: 7799.004 m³
Costo por metro cúbico: \$ 638.00
Costo \$ 4'975,764.55

Costo Directo Total: \$ 35'004,800.21
Costo Indirecto Total: \$ 12'251,680.07
Costo total de las obras de la alternativa 1: \$ 47'256,480.29

ANEXO VI

Registro de escurrimientos utilizados en el programa Einzel (1952-2000)

En las tres alternativas se tomaron los mismos valores de escurrimientos mensuales, debido a que son los que ingresan al vaso, fue una muestra de 49 años (1952-2000), en metros cúbicos.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1952	38.00	26.00	27.00	30.00	34.00	141.00	107.00	87.00	262.00	152.00	98.00	64.00
1953	44.00	34.00	31.00	28.00	28.00	38.00	55.00	69.00	128.00	156.00	87.00	49.00
1954	39.00	39.00	38.00	34.00	34.00	68.00	107.00	51.00	327.00	386.00	4.00	62.00
1955	47.00	37.00	33.00	27.00	28.00	27.00	135.00	129.00	117.00	105.00	58.00	44.00
1956	35.00	28.00	27.00	34.00	43.00	99.00	87.00	86.00	328.00	101.00	79.00	59.00
1957	48.00	36.00	37.00	38.00	43.00	40.00	57.00	73.00	89.00	79.00	51.00	37.00
1958	47.00	27.00	24.00	25.00	50.00	67.00	141.00	91.00	157.00	198.00	98.00	70.00
1959	46.00	34.00	44.00	36.00	34.00	81.00	102.00	91.00	88.00	125.00	68.00	43.00
1960	35.00	28.00	26.00	23.00	22.00	38.00	72.00	70.00	115.00	52.00	50.00	41.00
1961	32.00	26.00	26.00	20.00	22.00	52.00	83.00	79.00	102.00	140.00	132.00	53.00
1962	43.00	29.00	28.00	25.00	23.00	35.00	35.00	36.00	30.00	32.00	19.00	14.00
1963	13.00	10.00	10.00	9.00	8.00	9.00	25.00	44.00	56.00	48.00	43.00	29.00
1964	32.00	26.00	23.00	35.00	46.00	65.00	64.00	43.00	45.00	88.00	62.00	63.00
1965	38.00	24.00	22.00	25.00	27.00	40.00	51.00	87.00	45.00	74.00	47.00	27.00
1966	23.00	22.00	25.00	22.00	23.00	58.00	90.00	67.00	139.00	105.00	52.00	34.00
1967	32.00	26.00	25.00	21.00	28.00	32.00	30.00	38.00	115.00	71.00	45.00	36.00
1968	28.00	24.00	22.00	23.00	29.00	55.00	60.00	55.00	78.00	66.00	35.00	46.00
1969	36.00	24.00	24.00	22.00	20.00	21.00	52.00	124.00	204.00	94.00	56.00	40.00
1970	32.00	31.00	28.00	22.00	27.00	45.00	51.00	78.00	94.00	79.00	37.00	28.00
1971	27.00	23.00	26.00	31.00	24.00	32.00	50.00	56.00	59.00	120.00	111.00	40.00
1972	33.00	27.00	31.00	22.00	25.00	89.00	83.00	97.00	72.00	64.00	51.00	40.00
1973	26.00	23.00	21.00	19.00	26.00	44.00	88.00	118.00	90.00	85.00	42.00	45.00
1974	30.00	24.00	24.00	23.00	22.00	93.00	107.00	54.00	134.00	97.00	65.00	48.00
1975	37.00	29.00	19.00	21.00	29.00	49.00	60.00	59.00	117.00	146.00	50.00	48.00
1976	60.00	40.00	34.00	30.00	32.00	68.00	105.00	75.00	96.00	114.00	98.00	45.00
1977	31.00	25.00	22.00	21.00	25.00	31.00	52.00	47.00	41.00	78.00	46.00	37.00
1978	26.00	21.00	24.00	19.00	19.00	59.00	50.00	70.00	77.00	102.00	55.00	33.00
1979	29.00	26.00	24.00	20.00	22.00	41.00	43.00	89.00	156.00	59.00	59.00	42.00
1980	34.00	27.00	26.00	23.00	26.00	24.00	27.00	70.00	116.00	85.00	50.00	35.00
1981	33.00	31.00	27.00	23.00	23.00	100.00	103.00	134.00	132.00	108.00	64.00	52.00
1982	39.00	31.00	32.00	32.00	38.00	31.00	41.00	40.00	78.00	89.00	47.00	37.00
1983	32.00	24.00	23.00	19.00	19.00	21.00	59.00	47.00	73.00	63.00	65.00	43.00

Registro de escurrimientos utilizados en el programa Einzel (1952-2000)

Desazolve en la presa la Soledad, aplicando modelos físicos.

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1984	39.00	21.00	25.00	20.00	46.00	69.00	90.00	67.00	203.00	70.00	41.00	35.00
1985	30.10	24.80	28.30	23.30	22.90	40.40	56.70	62.50	93.10	69.70	40.10	41.00
1986	34.56	25.62	21.67	19.54	25.36	62.62	51.85	29.91	31.89	64.42	76.68	31.70
1987	22.51	17.29	18.37	14.87	14.53	27.61	74.34	69.94	59.91	46.75	29.10	31.71
1988	17.52	14.58	13.83	26.00	14.74	47.49	47.74	48.48	114.15	47.00	31.60	29.20
1989	20.51	20.88	16.39	16.80	13.93	22.78	45.36	46.85	193.60	66.91	58.86	45.50
1990	36.57	29.81	30.78	31.64	31.46	35.88	69.96	77.38	118.41	89.60	60.78	48.38
1991	45.40	32.85	30.31	19.19	23.05	43.39	69.96	43.76	62.50	114.79	58.00	27.24
1992	35.54	36.35	31.40	31.26	54.28	53.40	41.04	103.49	121.55	161.49	75.72	43.90
1993	36.62	29.57	27.78	22.64	22.29	54.66	61.54	58.84	120.22	100.46	41.99	34.51
1994	31.19	28.13	27.14	25.99	26.24	54.70	27.97	48.44	58.20	54.40	30.94	30.08
1995	24.77	23.13	24.40	18.15	17.08	20.05	46.96	78.76	63.05	54.40	66.43	36.54
1996	36.12	20.36	18.73	19.10	17.61	28.03	36.81	79.92	78.04	83.15	50.55	32.54
1997	24.09	21.99	26.90	27.91	33.95	20.55	43.44	30.12	75.10	76.30	37.74	28.94
1998	22.33	17.67	29.29	15.60	15.36	17.28	28.98	40.75	102.86	196.69	98.00	78.06
1999	29.66	23.66	22.10	18.95	23.35	27.91	56.72	58.10	161.78	0.00	0.00	38.52
2000	0.00	0.00	0.00	17.00	24.50	35.04	30.11	66.08	62.46	43.29	24.71	40.64

Registro de escurrimientos utilizados en el programa Einzel (1952-2000) continuación.

BIBLIOGRAFIA.

- 1) Atkinson, Ed (1998), "Looking a little flushed", International Water Power & Dam Construction, Febrero, pp. 30-33.
- 2) Barragán, Barrios, Ma del Carmen, "Remoción de sedimentos en embalses con la ayuda de la modelación física", Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México
- 3) Campos, Aranda Daniel Francisco (1980), "Dimensionamiento de la capacidad para sedimentos en los embalses" , Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. México D.F.,pp. 187.
- 4) Calahorra, Fuentes Óscar y Ponce, Hinojosa José, (1996), "Modernización de la C.H. Tuxpango, Veracruz", Congreso Nacional de Hidráulica, Tomo I, ponencia 25.
- 5) Comisión Federal de Electricidad, Manual de Obras civiles, A 2.1.1, 1981
- 6) Comisión Federal de Electricidad, Manual de obras civiles, A 2.1.5, "Técnicas experimentales" 1981
- 7) Comisión Federal de Electricidad, Secretaría de Recursos Hidráulicos, Instituto de Ingeniería, "Comportamiento de Presas Construidas en México. Behavior of Dams in México" 1976
- 8) Comisión Federal de Electricidad, "Funcionamiento del desagüe de fondo de la presa la Soledad en modelo Hidráulico" Informe de Laboratorio, Morelos, México 2001.
- 9) Comisión Federal de Electricidad, "Funcionamiento de la nueva obra de toma y desarenador en modelo Hidráulico" Informe de Laboratorio, Morelos, México 2001.
- 10) Comisión Federal de Electricidad. "Manual de obras Civiles: Hidrotecnia A19 Simulación de un vaso" Instituto de investigaciones eléctricas, 1980
- 11) Contreras, Weber Francisco Javier "Einzel: Simulación del funcionamiento de vaso con fines de generación hidroeléctrica" Programa de cómputo, Comisión Federal de Electricidad, 2004.
- 12) Fan, Jiahua and Morris, Gregory L. (1992), "Reservoir sedimentation. I: Delta and density current deposits", Journal of Hydraulic Engineering, Vol 118, No 3, pp354-369.
- 13) Fernández, Espinosa A. (1998), "Experiencias en el vaciado de una presa" XVIII Congreso Latino Americano de Hidráulica, Oaxaca, México.
- 14) Gómez, Valle Rodolfo, "Estudio Geológico para el proyecto Hidroeléctrico del río Apulco, Puebla, México.

- 15) Hernández, De la Torre Jorge A. "Batimetría del vaso de la Soledad" Plano de AutoCad, 2005
- 16) Hotchkiss, Rollin H. (1995), "Reservoir sedimentation: causes and consequences", International Water Resources Engineering Conference, 1, San Antonio Texas, Proceedings, New York, NY: American Society of Civil Engineers, Vol 2, pp 1189-1192.
- 17) Hotchkiss, Rollin H. and Huang Xi, (1994), "Reservoir sediment removal: Hydrosuction dredging", Congress of Hydraulic Engineering 94, vol 2, pp 1020-1024.
- 18) Jihn – Sung, Lai and Hsieh, Shen W. (1996), "Flushing sediment through reservoirs" Journal of Hydraulic Research, Vol 34, No 2, pp 237-255.
- 19) Linsley, Ray E. y Franzini Joseph B. "Ingeniería de los recursos Hidráulicos" pp 189-209, 234-241, 550-552, 557-565
- 20) Marengo, Mogollón H. "Aplicación en modelos físicos de la remoción hidráulica de sedimentos" Comisión Federal de Electricidad – UNAM, México, 2000.
- 21) Marengo, Mogollón H. (1998), "Consideraciones de riesgo de falla en presas mexicanas, revista de Ingeniería Civil, México, Vol 356, pp 22-39.
- 22) Moric, P. Electrowatt Engineering Ltd. Switzerland (1996), "Optimizing desanding facilities for hydroplants", Hydropower & Dams, vol 6, pp 31-35.
- 23) Rehbinder, G. (1994), "sediment removal with siphon at critical flux", Journal of Hydraulic Research, vol 32, No 6, pp 845-860.
- 24) Romero, Chávez Enrique Irán. (1996), "Problemática y soluciones para el aprovechamiento de la Central Hidroeléctrica Manuel M. Diéguez – Santa Rosa", Congreso Nacional de Hidráulica, tomo I, ponencia 28.
- 25) Roovers, M. (1989) "The removal, treatment and use of sediment from reservoirs", International Water Power & Dam Construction, vol 41 No 3, pp 45-48.
- 26) Sánchez, Trejo Roberto, Santiago, Caballero C. Y Sánchez trejo R. "Estabilidad de la ladera derecha de la presa la Soledad, Instituto de Ingeniería UNAM 1961
- 27) Singh, Krishan P. and Durgunoglu, Ali (1991), "Remedies for sediment buildup", Hydro Review, vol 10, No 7, pp 90-97.
- 28) Torres, Herrera Francisco, "Obras Hidráulicas" LIMUSA, pp. 24,26-29,263-267.
- 29) COPAR. Costos y parámetros de referencia. Comisión Federal de Electricidad. 2006

Desazolve en la presa la Soledad, aplicando modelos físicos.



“POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU”