

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA



REVISION DE LAS ESTRUCTURAS QUE INTEGRAN
EL SISTEMA DE CONTROL DE AVENIDAS Y
ASOLVES EN EL PONIENTE DEL D. F.

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A

MAURICIO DE LA GARZA BECERRA

México, D. F.

1979



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.



VENERABLE FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-154

Al Pasante señor MAURICIO DE LA GARZA BECERRA,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Antonio Fernández Esparza, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"REVISION DE LAS ESTRUCTURAS QUE INTEGRAN EL SISTEMA DE CONTROL DE AVENIDAS Y AZOLVES EN EL PONIENTE DEL D.F."

Introducción

1. Estudio hidrológico
2. Revisión del sistema de represas para el control de avenidas y azolves
3. Conclusiones y recomendaciones
4. Referencias

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A t e n t a m e n t e

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPERITU"

Cd. Universitaria, 7 de agosto de 1979

EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JJE/OBLH/ser

PROLOGO

La fuerza categórica en el avance de la carrera tecnológica está apoyada, básicamente, en las ciencias de la Ingeniería, pero su crecimiento sería irracional si no estuviera apoyado por otras ciencias desarrolladas por el hombre, tales como las ciencias sociales, humanísticas, culturales, económicas, biológicas, etc; el considerar todo esto, da como producto un desarrollo integral y planificado en el "modus vivendi" del ser humano.

Luego entonces, la Ingeniería vista como un todo, es la creación de un vacío; pero es una valiosa aportación a la humanidad si sus metas van ligadas como un todo homogéneo en el desarrollo de la misma.

Este trabajo pretende dar una conclusión apenas parcial, de una problemática latente para los habitantes de la Ciudad de México, que si bien, no es la única ni la definitiva, puede darse a un profundo estudio, el cual daría resultados importantes en la integración de sectores que habitan esta metrópoli, que ha sido objeto de innumerables cuestionamientos desde épocas remotas por los encargados de su manejo y bienestar.

INDICE

	PAG.
INTRODUCCION.	1
1. ESTUDIO HIDROLOGICO.	5
1.1. OBJETIVO.	5
1.2. DETERMINANTES DE ORDEN FISICO.	5
1.3. METODOLOGIA DEL ESTUDIO HIDROLOGICO.	12
1.4. HIDROLOGIA.	23
1.5. HIDRAULICA.	39
1.6. TRANSITO DE AVENIDAS.	42
2. REVISION DEL SISTEMA DE REPRESAS PARA EL CONTROL DE AVENIDAS Y AZOLVES.	43
2.1. VISITAS DE INSPECCION.	43
2.2. RESULTADOS DE LA APLICACION DE LA METODOLOGIA.	44
2.3. POLITICA DE OPERACION.	107
3. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	120
4. REFERENCIAS.	129

"REVISIÓN DE LAS ESTRUCTURAS QUE INTEGRAN EL SISTEMA DE CONTROL DE AVENIDAS Y AZOLVES EN EL PONIENTE DEL DISTRITO FEDERAL.

INTRODUCCION

El Distrito Federal dada su condición de centro político y económico del país ha presentado en los últimos años un crecimiento explosivo que se traduce en la necesidad de proporcionar no sólo cada vez mejores servicios públicos, sino también proporcionarlos en mayor cantidad. Uno de los servicios públicos que se ve seriamente afectado por el crecimiento de la ciudad de México es el de desagüe de las aguas pluviales que se precipitan en la porción de la Cuenca del Valle de México que drena hacia el Distrito Federal.

Dado que la cuenca del Valle de México es una cuenca cerrada, el desagüe de las aguas pluviales tienen que realizarse a través de obras de ingeniería hidráulica de gran envergadura. Tales obras han venido construyéndose y su operación depende en gran medida de las características con que se presenten los escurrimientos provocados por las lluvias. A efecto de introducir en el sistema de desagüe una modificación al régimen natural de escurrimientos de las aguas pluviales, en sitios estratégicos han sido construídos vasos en los que se interceptan y regulan parcial o totalmente los escurrimientos de las partes altas de la cuenca del Valle de México. Estas obras permiten diseñar los desagües principales con menor capacidad para manejo de avenidas reduciéndose de ésta manera su costo.

En la zona Poniente del Distrito Federal existe un sistema de presas que interceptan los escurrimientos del área comprendida entre los ríos Eslava y Cuautitlán.

Este sistema de presas cumple con dos objetivos principales, a saber: controlar los escurrimientos de avenidas y proporcionar un medio de control de azolves. El control de los escurrimientos se logra por medio de la capacidad de regulación de las presas y mediante interconexiones entre ellas que desvían el curso natural de las corrientes.

Como consecuencia del crecimiento del D.F., las características de las cuencas del poniente, desde el punto de vista hidrológico, han venido sufriendo modificaciones que se traducen en mayor acarreo de azolves y la incidencia de escurrimientos cada vez más importantes al reducirse el área natural de infiltración de agua por el crecimiento de la "mancha urbana".

Por otra parte, la necesidad de espacios para asentamientos humanos ha llevado a gran cantidad de personas a localizar sus viviendas en sitios tales como los vasos de las presas y aún en el cauce de los ríos aguas abajo de algunas de ellas.

La ocurrencia reciente de algunas inundaciones en la zona poniente como consecuencia de tormentas de gran intensidad, aunada a lo expresado arriba condujeron a pensar en la conveniencia de revisar el funcionamiento del sistema de represas del poniente con el objeto de establecer el grado de adecuación que en condiciones actuales presenta para cumplir con los objetivos para los que fue construido y en caso de ser necesario, proponer las modificaciones pertinentes.

El estudio conducido para efectuar la revisión del sistema de presas para el control de avenidas y azolves en el poniente del D.F., consistió fundamentalmente de dos partes. La primera de ellas fue una inspección de las estructuras que constituyen cada presa a fin de emitir un

diagnóstico de su estado físico. La segunda parte fue la revisión de la operación de las represas para diagnosticar el nivel de servicio que prestan para el control de avenidas.

Para la ejecución de las tareas que implica la revisión del estado físico de las estructuras de cada represa se realizaron varias visitas a ellas con personal especializado.

Para efectuar el análisis de operación del sistema de presas del poniente en primer término se realizó un estudio hidrológico para definir las condiciones bajo las cuales el sistema de presas debe operar. El resultado del estudio hidrológico fue definir las características de las avenidas que pueden ocurrir en las cuencas del poniente. Cabe señalar que se tomó en cuenta la variación que con el tiempo se tendrá en las características de los escurrimientos como consecuencia de la creciente urbanización del Distrito Federal.

La parte siguiente de la revisión de operación consistió en conjuntar la información de las visitas efectuadas a cada presa con la producida por el estudio hidrológico. Esta conjunción se realizó mediante un análisis de funcionamiento hidráulico de cada una de las presas y del sistema de presas en su conjunto.

Como resultado del estudio de operación se establecieron recomendaciones de tipo particular para cada represa y de orden general para el sistema de presas del poniente. La presentación del estudio es la siguiente:

En el Capítulo 1 se presenta el estudio hidrológico realizado.

El Capítulo 2 contiene los resultados obtenidos en las visitas de inspección de las represas y los resultados de los análisis de operación realizados para cada represa.

En el Capítulo 3 se presentan las conclusiones y recomendaciones resultado del estudio en forma detallada.

Es importante señalar que el capítulo 2 es la presentación en una forma escueta y gráfica de los resultados obtenidos a lo largo del estudio, luego de un proceso fundamentado en las visitas de inspección, que permitió conocer el estado actual de las estructuras, cuyas características determinaron que la simulación fuera mayormente representativa del fenómeno, a partir de esa simulación se pudo llegar a proponer una política de operación.

CAPITULO 1

ESTUDIO HIDROLOGICO

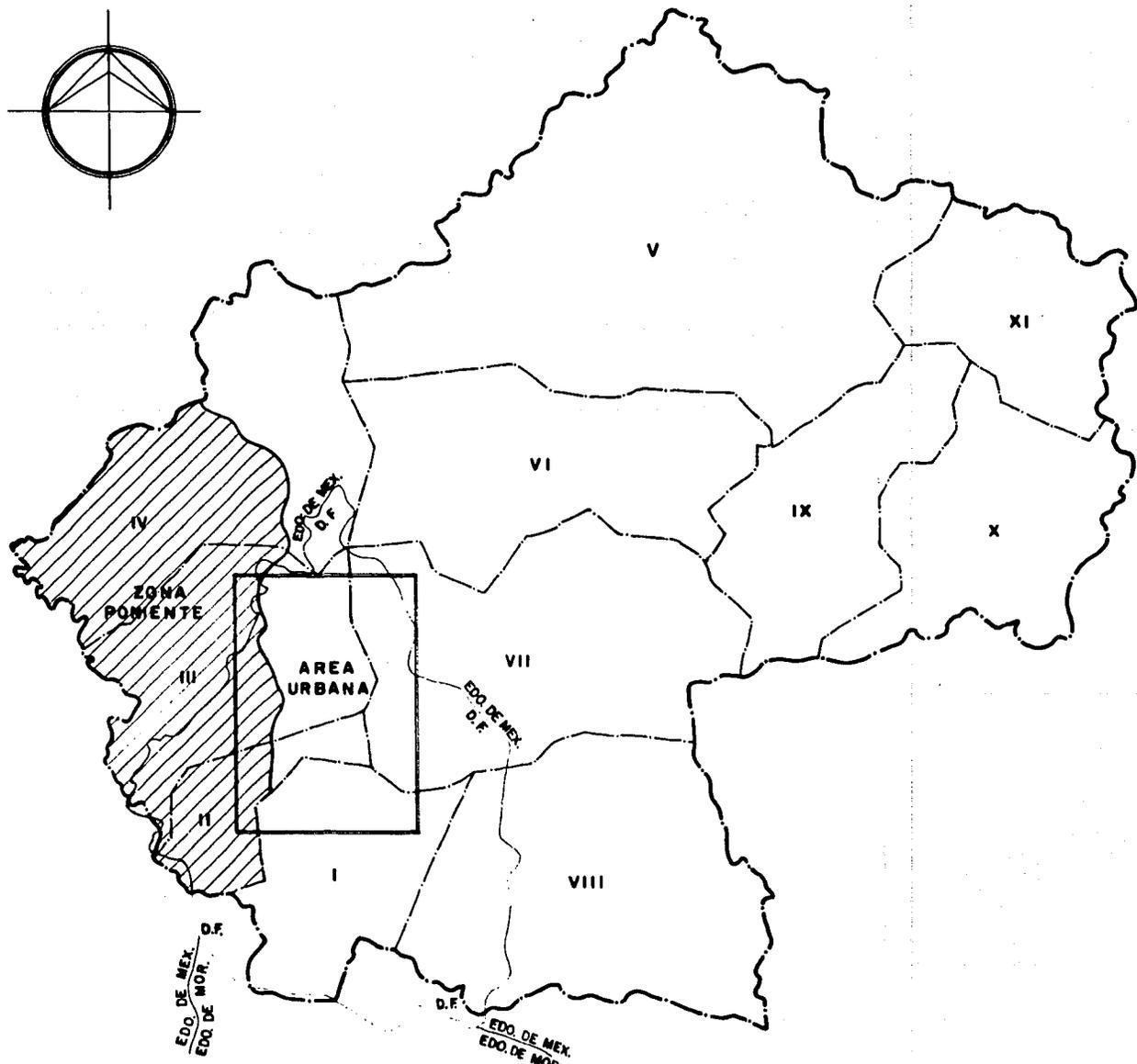
1.1. OBJETIVO

El objetivo del estudio hidrológico fue determinar para cada una de las cuencas de la zona poniente, las características de los hidrogramas que pueden producirse por tormentas con diversos grados de probabilidad. Así mismo se definió la metodología de los análisis a ser realizados para definir las condiciones actuales de operación y establecer recomendaciones para mejorar el funcionamiento del sistema de presas del poniente.

El estudio se presenta en el siguiente orden: En primer término se establecen las características físicas de la zona del poniente, describiéndose con particular detalle la hidrografía de las cuencas y las estructuras existentes en términos de su operación. En seguida, en el apartado 1.3 se describe la metodología del estudio hidrológico y en el apartado 1.4 se presenta con detalle el estudio hidrológico. Finalmente, en el apartado 1.5 se describe la metodología a seguir para el análisis de operación del sistema presas del poniente.

1.2. DETERMINANTES DE ORDEN FISICO.

Ubicación. La cuenca del Valle de México geográficamente se localiza entre los 19°03' 53' y 20°11' 09' de latitud norte y los 98°11' 24' al oeste del meridiano de Greenwich y su área aproximada es de 9 600 km². Tienen jurisdicción política en la cuenca los Estados de México, Hidalgo, Tlaxcala, Puebla y el Distrito Federal (Ref. No. 2). La zona poniente ocupa las regiones suroeste y noroeste de la cuenca, tiene un área de 1 238 km² de los cuales 293 km² pertenecen al Distrito Federal y 945 km² al Estado de México. La Fig. No. 1 muestra la cuenca del Valle de México y la zona poniente.



ZONAS HIDROLOGICAS DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO

FIGURA No. 1

Orografía. Los límites orográficos de la cuenca del Valle de México están perfectamente definidos al norte por las Sierras de Tezontlalpan y Pachuca, al sur con la Sierra de Chichinautzín, al oriente con las Sierras de Tepozán y Río Frío, al sureste con la Sierra Nevada, al Suroeste con la Sierra de las Cruces y al poniente con las Sierras de Monte Alto y Monte Bajo. Fué una cuenca naturalmente cerrada hasta que entraron en operación el Tajo de Nochistongo y el Túnel de Tequixquiac. La zona poniente está limitada: al oriente con el interceptor y el emisor del poniente, al poniente con las Sierra de Monte Alto y Monte Bajo, al sur con la Sierra de las Cruces y al norte los parteaguas de las cuencas de los Ríos Chiquito y Cuautitlán.

Hidrografía. Por las características hidrológicas que presentan las corrientes superficiales de la cuenca del Valle de México, se ha dividido convencionalmente a ésta en once fracciones que la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México (Ref. No. 2), designa como zonas hidrológicas, de las cuales las zonas II, III, y IV forman la zona poniente. La Zona II la integran las corrientes que forman el Río Churubusco en la parte sur del área urbana y que se conocen como: Río Es lava, Río Magdalena, Barranca Anzaldo, Barranca Texcalatlaco, Barranca Guadalupe ó Río Tequilazco, Barranca del Muerto y Río Mixcoac. La Zona III es la formada por las corrientes que cubren la mayor parte de la Ciudad de México y conocidas como Río Becerra, Río Tacubaya, Barranca Dolores, Barranca Barrilaco, Barranca Tecamachalco, Río San Joaquín, Barranca del Tornillo, Río Sordo, Río Los Cuartos, Río Totolica, Río Chico de los Remedios, Río Tlalnepantla, Río San Javier y Río Cuauhtepac. La Zona IV, abarca las cuencas de los Ríos Tepotzotlán y Cuautitlán, siendo éste último el más caudaloso de los ríos existentes en la cuenca de la zona poniente. El Plano 1.1 muestra la hidrografía de la zona poniente.

Geología. La geología de la zona poniente contiene formaciones pertenecientes a los períodos Terciario medio, Terciario superior y Cuaternario de las

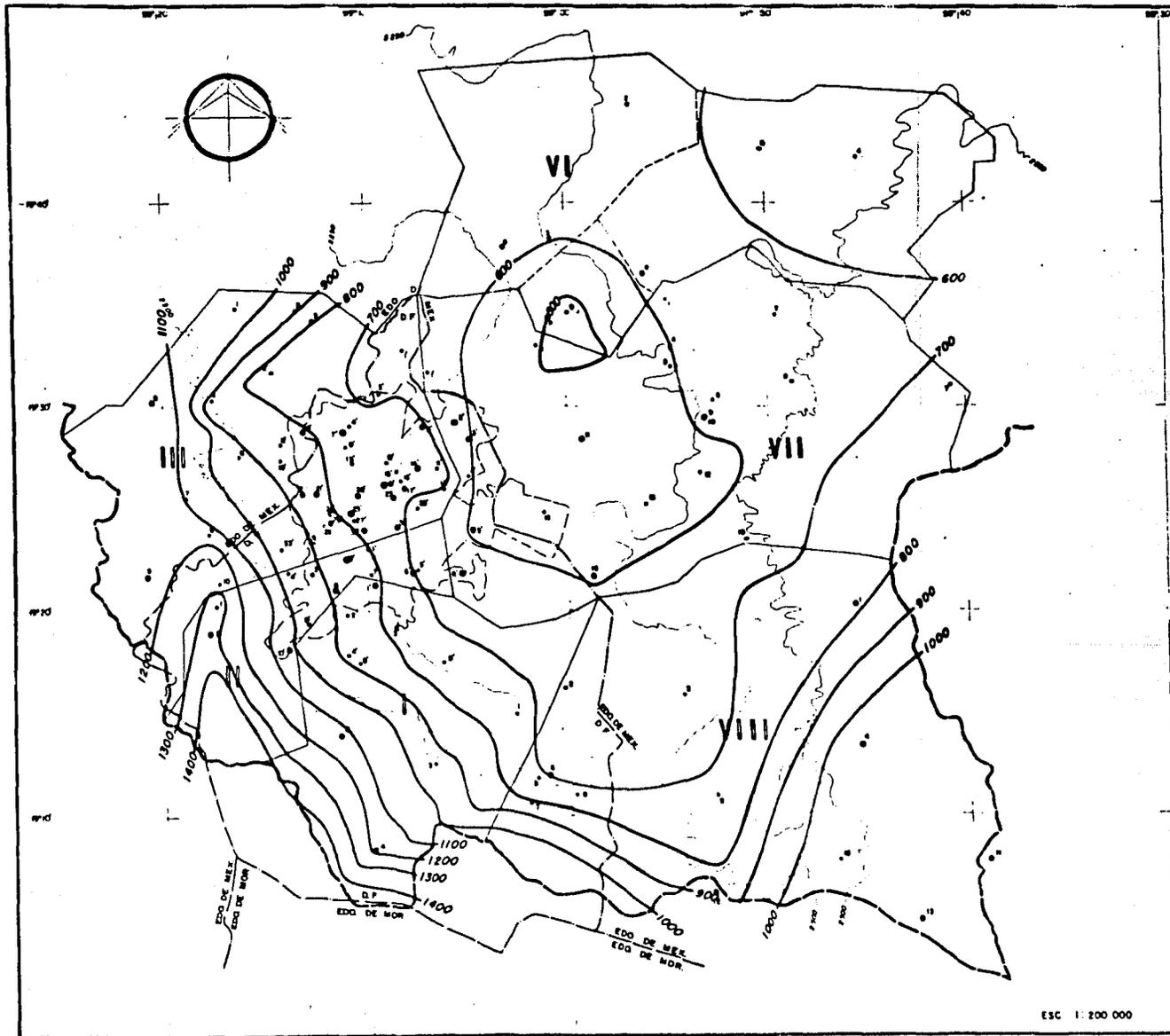
cuales la que reviste mayor importancia es la formación Tarango inferior perteneciente al Periodo Terciario.

La importancia de la formación Tarango estriba en ser la cobertura geológica predominante en la Zona Poniente, es decir se encuentran comprendidos los cauces de la zona que van desde el Río Eslava al sur hasta el Río Cuautitlán al norte en su parte baja y corre a lo largo del interceptor del Poniente.

La formación Tarango consiste en enormes depósitos de tobas y brechas acumuladas a los pies de la Sierra de las Cruces y de la Sierra Nevada, contiene depósitos laháricos y horizontes formados por erupciones de nubes ardientes (tobas de los Remedios). Superficialmente alterada en suelos y tepetates amarillos, la formación Tarango conserva, a cierta profundidad su aspecto original que es de gruesos horizontales de vidrio volcánico fino mezclado con fragmentos de piedra pómez y clástos andesíticos de los más distintos tamaños (1 cm^3 a 1 m^3). Existen también algunos horizontes de suelos fósiles y algunas capas poderosas de pómez. La baja permeabilidad impide la infiltración natural en la formación Tarango, ejemplo claro de ello es el Río Cuautitlán que sigue un cauce cavado en la misma y que es temido por los enormes caudales de agua que lleva en época de lluvias (Ref. No. 3).

La construcción del Interceptor Poniente (planos 1.1 y 1.2) brindó una magnífica oportunidad para estudiar las características de la formación Tarango. En ella, la preponderancia de vidrio volcánico fino hace que la formación actúe como un sello, razón por la que ni siquiera las gruesas capas de pómez contenidas en ella conducen agua.

Precipitación. La precipitación en la cuenca del Valle de México presenta variaciones espaciales de consideración habiendo áreas en las que se registran precipitaciones medias anuales de 500 mm y otras en las que se presentan precipitaciones medias anuales de 1 400 mm. La Zona Poniente registra las mayores alturas de precipitación como se muestra en la Fig. No. 2.



UNAM FACULTAD DE
 INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL
 MAURICIO DE LA GARZA BECERRA
 ISOYETAS MEDIAS
 ANUALES DEL PERIODO 1962-77
 Fig. No. 2

ESC 1:200 000

Durante la temporada lluviosa que ocurre entre los meses de mayo a octubre se precipita en la cuenca un 80% de toda la lluvia del año, es decir, unos 5 380 a 6 050 millones de metros cúbicos en toda la cuenca del Valle de México (Ref. No. 2).

Escurrimiento. Puede indicarse que la mayor parte de las corrientes de las cuencas del poniente son de escurrimientos intermitentes, ya que sólo tienen caudales importantes después de fuertes precipitaciones, es decir, son de carácter torrencial, con avenidas de corta duración a veces peligrosas por el desbordamiento de sus cauces que provocan inundaciones. Solamente en aquellas corrientes cuyas cuencas tienen mayor superficie y sus características geológicas y de cobertura vegetal son favorables para la formación de manantiales, se mantienen escurrimientos perennes que en muy pocas ocasiones alcanzan ciertas importancia (Ref. No. 3). Sólo los siguientes ríos tienen escurrimientos perennes: Magdalena, Mixcoac, Tacubaya, Hondo, Tlalnepantla, Cuautitlán (Ref. No. 2). Todos los ríos tienen la mayor parte de sus escurrimientos en verano y se producen en forma de avenidas.

Lo anterior tiene como resultado que el aprovechamiento de las aguas debido a la falta de correspondencia entre el régimen de las mismas y la ley de las demandas, ya sean agrícolas o urbanas, requiera la construcción de presas de regulación. También se hacen necesarias obras de defensa contra inundaciones y vasos cuya finalidad primordial sea el control de las crecientes.

Desagües de la cuenca. Las obras construídas en la cuenca del Valle de México para desaguarla pluvial y sanitariamente son: el interceptor y emisor del poniente, el tajo de Nochistongo, el Gran Canal de Desagüe, los túneles de Tequixquiác, el emisor central y los interceptores profundos. Otras obras de desagüe son el Río Churubusco, el Río La Piedad, el Río San Joaquín y el Río Consulado que actualmente se encuentran entubados en la zona que atraviesa la ciudad. En el inciso

1.2.1.1. se menciona la forma en que se efectúa el desagüe de la zona poniente y las obras utilizadas para realizarlo.

Urbanización. En los últimos años la Ciudad de México ha presentado un rápido incremento de su área urbana, dando como resultado la ocupación de las zonas periféricas de ésta. En la zona poniente los asentamientos humanos cubren el 20% de su área total.

1.2.1. DESCRIPCION HIDROGRAFICA DE LA ZONA.

Las corrientes que descienden de las montañas que rodean la cuenca del Valle de México, no presentan uniformidad en lo que respecta a sus características hidrológicas, debido a las condiciones propias de las zonas en que se encuentra cada uno de los ríos y que definen sus peculiaridades. En la zona poniente los ríos tienen en común el régimen torrencial, favorecido por las dimensiones reducidas de las cuencas y las pendientes de sus cauces que en general son escarpados (ver tabla No. 1.4), lo que determina que las avenidas sean bruscas y se produzcan fuertes acarrees de azolve, procedente principalmente de los terrenos desnudos; azolves que se han ido depositando en los cauces, la planicie y el fondo de los lagos con la correspondiente mengua de sus capacidades.

La zona poniente se divide en dos regiones o grupos de corrientes, a saber: el grupo Suroeste y el grupo Noroeste, los cuales se describen a continuación.

Grupo Suroeste. Este grupo se inicia al sur con el río Eslava y termina con el río San Javier, se encuentra en la vertiente de las serranías de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo, en una de las regiones más lluviosas del Valle de México y debido a las características geológicas de sus cuencas formadas por andesitas, abanicos aluviales y la formación Tarango, los escurrimientos son de importancia, (Plano 1.2).

Debido a que los cauces atraviesan la Ciudad de México y constituyen un peligro latente durante las crecientes, estos ríos se han desviado a través de una serie de presas, túneles y canales por el llamado sistema hidráulico de la Desviación Combinada, que bordea a la ciudad por el poniente y norte, para descargar sus aguas al lado de Texcoco, con este sistema se ha logrado darle a la ciudad un cierto grado de protección.

Grupo Noroeste. El grupo del noroeste es continuación del anterior y al mismo corresponden los ríos Cuautitlán y Tepotzotlán, las corrientes más importantes de la cuenca por su rendimiento individual, que tanto contribuyeron en el pasado a las inundaciones en la ciudad de México, debido a una pluviosidad alta y a las características de sus cuencas (Plano 1.2).

1.2.1.1. DESCRIPCIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE PRESAS DEL PONIENTE.

En lo que sigue se describe de sur a norte el funcionamiento de presas del poniente que se ilustra en forma esquemática en el plano 1.2.

Los ríos Eslava y Magdalena después de su confluencia descargan en la presa Anzaldo. Así mismo, los arroyos Texcalatlaco, Coyotes y San Jerónimo son conducidos hasta la presa Anzaldo por medio de un conjunto de represas y conducciones denominado Desviación al Pedregal.

En la presa Anzaldo se regulan los escurrimientos de los ríos mencionados descargándose al interceptor del poniente o al río Churubusco.

Más al norte, los ríos Barranca el Moral, Tequilazco, Pilares, Barranca del Muerto son regulados por las presas Las Flores, Tequilazco, La Mina, Pilares y Tarango. De estas presas los escurrimientos regulados pueden descargarse al interceptor del poniente o al río Churubusco.

A partir del río Mixcoac hacia el norte existe un sistema de presas y túneles de interconexión denominado Desviación Combinada que permite interceptar los escurrimientos de los ríos Mixcoac, Becerra, Tacubaya, Tecamachalco, San Joaquín y El Tornillo en las presas del mismo nombre y los conduce por medio del Canal del Tornillo hasta el río Hondo que a su vez descarga en el Vaso del Cristo. (Planos 1.2 y 1.3).

Los escurrimientos de los ríos mencionados que no se alcanzan a regular en el sistema de la Desviación Combinada, así como las aportaciones de cuenca propia aguas abajo de los cauces de la misma se captan en represas situadas antes del cruce de los cauces con el Interceptor del Poniente. En estas represas se obtiene una regulación y se descarga al Interceptor del Poniente o a los ríos Churubusco, Piedad y San Joaquín.

Al norte del río Tacubaya escurre el río Dolores que descarga en la Presa Dolores donde regula sus gastos para conducirlos al Interceptor del Poniente o al río San Joaquín. El río Barranca Barrilaco descarga sus escurrimientos en la presa Barrilaco la que a su vez descarga gastos regulados al Interceptor del Poniente o al río San Joaquín.

El río Hondo recibe además de las descargas del sistema de la Desviación Combinada, las aportaciones de su cuenca propia que se regulan parcialmente en las presas El Sordo, Los Cuartos y Totolica.

Al Vaso del Cristo descargan el Canal Río Hondo y el Río Chico de Los Remedios. El primero conduce los escurrimientos que llegan al río Hondo y el segundo las aportaciones de su cuenca parcialmente reguladas en las Presas Julianas, Los Arcos, El Colorado y La Colorada. Del Vaso del Cristo los escurrimientos regulados por éste pueden conducirse por el Río de Los Remedios hasta el Lago de Texcoco o desviarse por el Emisor del Poniente hasta el Río Cuautitlán.

Los Ríos Tlalnepantla y San Javier tras haber sido regulados por las presas Madín, San Juan y Las Ruínas descargan al Emisor del Poniente.

Las cuencas bajas de estos ríos descargan al río de los Remedios.

El sistema de presas del poniente termina con las presas Guadalupe y Concepción situadas sobre los ríos Cuautitlán y Tepetzotlán y descargan por el canal de Santo Tomás a la Laguna de Zumpango o continúan hasta el Tajo de Nochistongo que es el desagüe artificial del Valle de México.

1.3 METODOLOGIA DEL ESTUDIO HIDROLOGICO.

Se recopiló en dependencias oficiales la información necesaria para el estudio, también se recurrió a los archivos y estudios realizados por el sector privado. Esta información consistió en: planos, registros pluviométricos, pluviográficos e hidrométricos.

A partir de la información recolectada se analizó estadísticamente, la ocurrencia de precipitaciones en la zona del poniente, con el objeto de asignar probabilidades a las alturas de lluvia que pueden ocurrir.

Como actividad paralela se estudiaron las relaciones precipitación escurrimiento y se definió el procedimiento a ser utilizado para transformar la precipitación en hidrogramas de avenidas. El esquema de la Fig. No. 3. nos muestra este procedimiento.

1.3.1. RECOPIACION DE INFORMACION.

Se recopiló información disponible (Capítulo 4, tabla de referencias e información disponible), con el fin de conocer cuales son las condiciones que llevaron al diseño y construcción de las estructuras de control que conforman el sistema de presas y represas de la Zona Poniente del Distrito Federal. En el apartado siguiente se listan las diferentes dependencias oficiales y firmas de consultoría que hicieron posible la recopilación de esta información.

ESQUEMA DEL PROCEDIMIENTO PARA LLEVAR A CABO LA METODOLOGIA

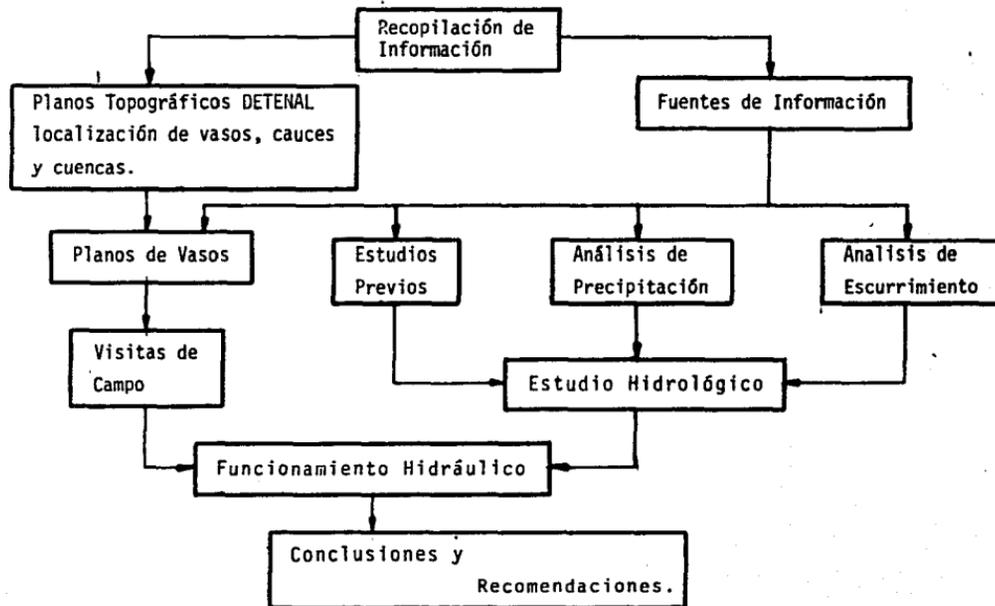


Figura No. 3

ESQUEMA DEL PROCEDIMIENTO PARA LLEVAR A CABO LA METODOLOGIA

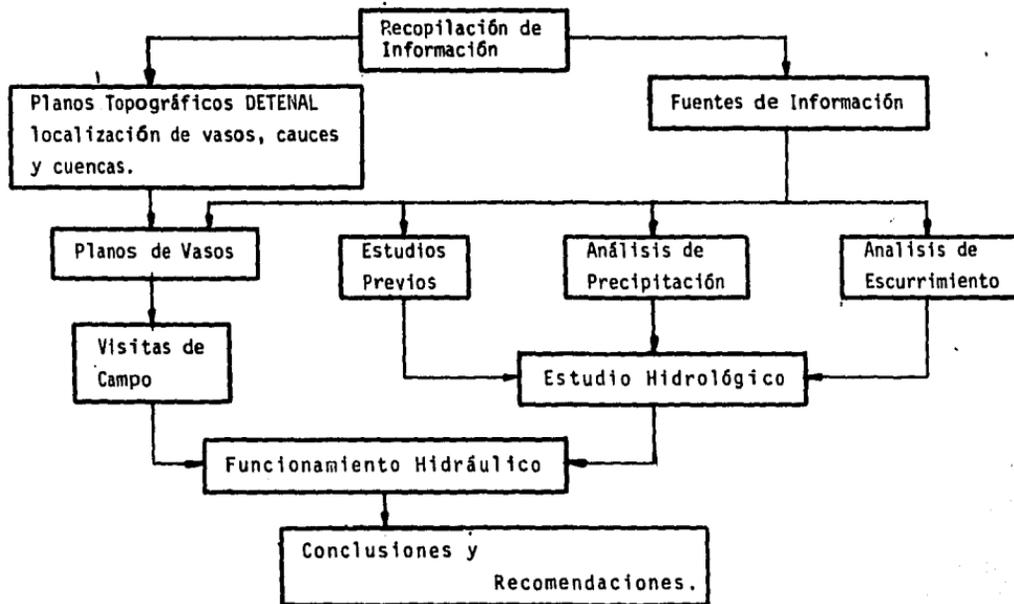


Figura No. 3

1.3.1.1. FUENTES DE INFORMACION.

Se recurrió a las siguientes dependencias oficiales:

1. Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del D.D.F. (D.G.C.O.H.).
2. Comisión de Aguas del Valle de México (C.A.V.M.).
3. Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (S.A.R.H.).
4. Instituto de Ingeniería, UNAM (I. de I.).
5. Departamento de Estudios del Territorio Nacional (DETENAL).

Así como las siguientes firmas de consultoría.

1. Asesores Técnicos (ATEC).
2. ICATEC.
3. Diseño Racional (DIRAC).

1.3.1.2. INFORMACION RECOPIlada.

La información obtenida es la siguiente:

1. Planos conteniendo información de la mayoría de las presas del poniente.
2. Registros de precipitación en las estaciones climatológicas de la cuenca.
3. Registros de escurrimientos en las estaciones hidrométricas
4. Planos escala 1:50 000 de la cuenca de DETENAL.
5. Estudios realizados en la cuenca, Capítulo 4.

1.3.2. ANALISIS DE PRECIPITACION.

La elaboración de hidrogramas que constituye el objetivo del estudio hidrológico (apartado 1.4), se basa fundamentalmente en la precipitación que se presenta en las cuencas de aportación a cada presa. El análisis de la precipitación permitió conocer las características de las tormentas en la zona, su distribución en el tiempo y en el espacio. El estudio "Desagüe del Valle de México" (Ref. No. 5), realizado por el Instituto de Ingeniería concluye que las tormentas que ocurren en la Ciudad de México se presentan durante 3 hrs y que su ocurrencia es de una vez al día, de esto se infiere que los registros de precipitación de la CAVM, que presentan alturas de precipitación en 24 hrs, son similares a la precipitación por efecto de las tormentas. Es por ello que se selecciona la precipitación máxima en 24 hrs, con un período de retorno igual a 25 años, por ser este el período con que se diseñan las estructuras de control. (Ref. No. 14). Otra consideración que se tomó en cuenta es que debido a la cercanía, el reducido tamaño de las cuencas y a la forma en que se presentan las tormentas, se tomó una precipitación homogénea y simultánea en la cuenca.

La precipitación utilizada fué la media, que se obtuvo mediante el método de polígonos de Thiessen (plano 1.4). Del estudio del Instituto de Ingeniería ya citado, se obtuvieron las curvas altura de precipitación (hp, mm) período de retorno (Tr, años) (Tabla 1.1A), para las estaciones climatológicas de la Tabla 1.1 de la zona, donde se obtuvo el valor de la precipitación máxima en 24 hrs, para períodos de retorno de 25, 50 y 100 años.

Se verificó la posibilidad de ocurrencia de los trenes de precipitación en las estaciones climatológicas que cuentan con pluviógrafo a fin de observar la distribución de la precipitación en el tiempo.

TABLA 1.1.

TABLA DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS CON LA
PRECIPITACION REGISTRADA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Nº DE ESTACION	N O M B R E	HP*(mm)		
		25	50	100
1	Desviación Alta al Pedregal	92	102	115
2	Presa Anzaldo	75	85	95
4	Desierto de los Leones	95	110	120
6	Presa Mixcoac	75	85	93
8	Presa Tacubaya	80	90	100
12	Tecamachalco	80	90	100
14	Huixquilucan	80	90	100
17	Molinito	85	95	110
18	Presa Totolica	85	95	105
19	Totolica	85	95	105
20	Molino Blanco	85	95	105
22	El Salitre	80	105	115
23	San Luis Ayucan	125	145	165
24	Madín	75	85	93
25	Calacoaya	75	85	93
27	Tecoloapan	100	115	132
28	Las Ruinas	100	115	132
29	Santiago Tlazalá	115	135	150
30	Magdalena Cahuacan	95	108	120
31	Col. Vicente Guerrero	115	135	150
32	Presa Guadalupe	100	115	132

* HP : Altura de precipitación máxima en 24 hrs.

TABLA N° 1.1.A
 ESTACIONES CLIMATOLOGICAS

ESTACION	CUENCA DE LA PRESA	AREA DE INFLUENCIA (km ²)
Desviación Alta * al Pedregal	Anzaldo	75.74
Anzaldo	Anzaldo	28.34
Desierto de los * Leones.	Mixcoac	116.48
Mixcoac	Mixcoac	12.00
Tacubaya *	Tacubaya	39.59
Tecamachalco *	Tecamachalco	26.01
Huixquilucan *	Hondo	142.23
Molinito	Hondo-Vaso de Cristo	13.10
Presa Totolica	Totolica	84.73
Totolica	Vaso de Cristo	26.97
Molino Blanco *	Vaso de Cristo	17.13
El Salitre	Madin	80.73
San Luis Ayucan *	Madin	139.38
Presa Madin	Madin	34.26
Calacoaya	Madin	2.4
Tecoloapan	Guadalupe	13.52
Las Ruinas	Las Ruinas	45.29
Santiago Tlazalá	Guadalupe	180.75
Ma. Magdalena Cahuacan	Guadalupe	37.22
Col. Vicente Guerrero	Guadalupe	97.50
Guadalupe *	Guadalupe	32.56

* Cuentan con pluviógrafo

1.3.3. ANALISIS DE ESCURRIMIENTO.

Para la determinación de la avenida producida por una tormenta se puede recurrir a dos procedimientos, dependiendo de la información disponible. El primero de ellos es el que se basa en expresiones que reflejan la experiencia registrada en otras cuencas y en general en otros países. El método del hidrograma sintético y la fórmula racional pertenecen a este procedimiento. El segundo procedimiento consiste en utilizar información de la cuenca de interés para derivar hidrogramas unitarios.

Debido a que en las cuencas del poniente no se cuenta con la información utilizable para derivar hidrogramas unitarios. Se recurrió a procedimientos empíricos. El primero de éstos fue la aplicación de la fórmula racional para la cual el gasto máximo de una avenida es función directa del área de la cuenca, de la intensidad de la tormenta y de un coeficiente de escurrimiento ($Q=CIA$), que en la literatura sobre el tema varía entre valores cercanos a la unidad para zonas urbanas impermeables y hasta prácticamente cero para suelos arenosos en las zonas de planicie; esta herramienta aunque útil para el cálculo preliminar de gastos en áreas hasta de 10 km^2 y ser la forma más sencilla de representar la relación precipitación-escurrimiento, está limitada a cuencas pequeñas (menores a 250 km^2 ; Ref. No. 6) o bien a problemas de drenaje urbano donde no es necesario conocer la forma del hidrograma.

El segundo procedimiento empírico se apoyó en los resultados de la investigación hecha sobre la información disponible y que realizó ATEC (Ref. No. 1), ésta consistió en un análisis de regresión para determinar el gasto que se produce debido a una tormenta, obteniendo una expresión matemática cuyas variables son la altura de precipitación máxima en 24 hrs (mm), periodo de retorno de ésta (años), longitud del cauce principal (km), área de la cuenca (km^2) y pendiente media del cauce (m/m). Esta expresión se confrontó con los registros de gastos

máximos reportados en las distintas estaciones hidrométricas 1* y se obtuvo una aproximación adecuada. El empleo de hidrogramas sintéticos (H.S.) definidos por el gasto pico y el tiempo de concentración se hace necesario cuando no existen mediciones en los cauces. En la zona Poniente la red hidrométrica sólo cubre algunos cauces, es por esto que se hace indispensable el uso de H.S. para inferir las avenidas en cada cuenca, a partir de la precipitación y la forma de escurrir del agua en éstas (Apartado 1.4).

Utilizando el gasto producido por la expresión de ATEC como gasto pico, fue necesario hacer una investigación acerca del tiempo de concentración en las fuentes de información, donde aparecen escurrimientos medidos en algunas estaciones hidrométricas (Tabla No. 1.2), así como los medidos in situ en los cauces de los Ríos Magdalena, Mixcoac y Hondo.

Estos escurrimientos son:

- . Hidrogramas mensuales con gastos instantáneos.
- . Volúmenes anuales escurridos hasta las estaciones hidrométricas.
- . Hidrogramas horarios medidos in situ en los cauces de los ríos antes mencionados elaborados por el I de I* (Ref. No. 11).

1* Esta expresión es inconsistente por el acomodo de sus variables puesto que a mayor área el gasto disminuye, pero es la expresión que fue calibrada en la zona y es por ello que se consideró obteniendo resultados satisfactorios. En el apartado 1.4 se tratará mas ampliamente la expresión.

* INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM.

T A B L A N º 1.2
ESTACIONES HIDROMETRICAS.

E S T A C I O N	R I O	AÑOS DE REGISTRO	
Desv. Alta al Pedregal	Magdalena	1944	1975
Tornillo	Canal Tornillo	1955	1975
Molinito	Hondo	1952	1975
Totolica	Totolica	1950	1975
El Conde	Los Remedios	1970	1975
Molino Blanco	Chico los Remedios	1950	1975
Etchegaray	Chico los Remedios	1967	1975
El Salitre	Tepatlixco	1959	1975
Madin	Tlalnepantla	1947	1960
Calacoaya	Tlalnepantla	1959	1975
Las Arboledas	San Javier	1966	1975
San Lorenzo	Cuautitlán	1966	1975
Puente Colgante	Cuautitlán	1965	1975
Huehuetoca	Cuautitlán	1947	1975
Obra de Toma	Cuautitlán	1953	1975

Haciendo la comparación de los tiempos de concentración medidos con los determinados por distintas fórmulas empíricas, se escogió la fórmula con la que se obtuvo la mejor aproximación, adoptando ésta para realizar los cálculos de las cuencas que carecían de registros, siendo ésta la forma de inferir los hidrogramas sintéticos.

La información que presenta el I de I en su estudio "Desagüe del Valle de México" (Ref. No. 11), no fué utilizada en el estudio porque:

- 1) Los escurrimientos registrados no son significativos dado que fueron medidos en meses en los cuales no se presentaron tormentas importantes.
- 2) La forma de los hidrogramas se puede interpretar como el resultado de escurrimientos inmediatos a las estaciones medidoras y no representativas de toda la cuenca.

Los hidrogramas de las avenidas registrados por SARH son más representativas, pues en algunas estaciones coinciden con los máximos registrados por lo cual algunos de éstos fueron utilizados en el desarrollo de éste Estudio Hidrológico.

Además en las distintas estaciones presentadas en la Tabla No. 1.2 se recolectaron los gastos a lo largo de su vida de operación y se obtuvieron curvas $Q_{max}-Tr$ para todas ellas.

En la tabla 1.3 se anotan los datos obtenidos de los hidrogramas recopilados por SARH, CAVM, I de I; estos datos son fecha y gasto pico.

TABLA N° 1.3

H I D R O G R A M A S

ESTACION	SARH FECHA	Q*	INSTITUTO DE INGENIERIA		CAVM	
			FECHA	Q*	FECHA	Q*
Desv. Alta Al Pedregal	4 9 69	24	21 8 76	3.2	19 7 52	8.09
			28 8 76	3.75	14 9 58	14.2
Totolica	8 7 75	23			1 7 52	25.7
	24 8 67	11.3			5 8 53	24.9
	18 5 72	9.0			28 9 52	23.8
Molino Blanco	2 9 70	84.0	24 8 76	29.41	1 7 52	146.0
	20 8 72	30.0			4 9 58	146.0
	8 7 75	64.0			24 8 58	120.0
Calacoaya	12 8 72	4.25			3 7 58	21.9
	21 11 72	4.5			9 9 58	22.6
	14 6 72	150.0			24 10 59	11.8
Molinito					22 6 54	160.0
					1 7 52	186.0
					17 5 54	129.0
Arboledas	22 8 67	7.0				
	17 6 73	10.0				
	15 8 69	15.0				
Mixcoac			19 8 76	13.02		
			22 8 76	15.01		

*Q en m³/s

1.4. HIDROLOGIA.

1.4.1. DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS.

La determinación de las condiciones fisiográficas se realizó en cada una de las corrientes que comprenden la cuenca de la Zona Poniente, éstas se localizaron en planos a escala 1:50 000, se definieron los parteaguas de cada subcuenca, lo que permitió determinar el área de las mismas; también se determinó la longitud y pendiente del cauce principal en cada subcuenca. (Tabla No. 1.4.).

Para obtener las pendientes de los cauces principales se hizo de la fórmula siguiente, la cual requiere del desnivel existente en tramos de 1 km de longitud; esta fórmula es:

$$S = \left[\frac{L_t}{\sum_{i=1}^n L_i} \right]^2 = \frac{1}{51}$$

En donde:

- S = Pendiente media del cauce
- S_i = Pendiente media del tramo
- L_i = Longitud del tramo
- L_t = Longitud total del cauce (km)

Los resultados se encuentran en la tabla No. 1.4.

1.4.2. DETERMINACION DE LA EXPRESION PARA EL GASTO EN FUNCION DE LAS CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS.

Para proceder al cálculo de las avenidas máximas de diseño se tomó como base el estudio hidrológico realizado por ATEC (Ref. No. 1) en el que se llega a una fórmula para la determinación del gasto, en función del área, longitud del cauce, precipitación máxima en 24 hrs., período de

TABLA N° 1.4
 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS

PRESA	AREA DE LA CUENCA (km)	LONGITUD CAUCE (km)	PENDIENTE CAUCE
1 Anzaldo	100.31	22.0	0.07
2 San Jerónimo	10.66	7.8	0.0841
3 Rota	3.102	3.0	0.0628
4 Coyotes	1.784	2.2	0.03
5 Texcalatlaco	11.162	6.2	0.0459
6 Las Flores	2.74	3.1	0.049
7 Tequilazo	22.69	10.0	0.0677
8 La Mina	2.40	2.0	0.0519
9 Pilares	0.62	0.4	0.075
10 Tarango	8.92	4.95	0.0351
11 Mixcoac	54.33	16.6	0.047
12 Mixcoac A	4.35	4.0	0.0296
13 Becerra	13.74	5.7	0.0345
14 Becerra A	1.07	1.0	0.02
15 Becerra B	3.08	3.2	0.0516
16 Becerra C	1.72	1.3	0.0516
17 Tacubaya	17.08	10.4	0.0481
18 Tacubaya A	2.42	1.0	0.03
19 Dolores	7.59	4.6	0.0393
20 Barrilaco	2.46	1.5	0.0144
21 Tecamachalco	21.20	10.1	0.0266
22 Los Jazmines	12.42	8.0	0.0386
23 Sn. Joaquín	20.24	9.1	0.0227
24 El Tornillo	3.01	1.1	0.0273
25 El Periodista	1.46	1.5	0.0067
26 Hondo	181.21	17.5	0.0361
27 Sordo	41.41	15.5	0.0417
28 Cuartos	37.99	14.7	0.0316
29 Totolica	30.75	10.0	0.0659
30 Julianas	4.09	3.0	0.0701
31 Arcos	10.37	4.0	0.0701
32 Colorado	10.07	6.8	0.0461
33 Colorada	14.45	6.2	0.0355
34 Madín	171.26	23.0	0.0332
35 San Juan	15.86	7.6	0.0277
36 Las Ruinas	4.29	2.8	0.0335
37 Angulo	19.72	5.1	0.0113
38 Guadalupe	292.82	32.0	0.0124

retorno de la precipitación y pendiente; la hipótesis fundamental para obtener esta expresión consiste en suponer que en el área en estudio, el uso y tipo de suelo es homogéneo.

La expresión matemática propuesta por ATEC. es:

$$Q = \frac{4.8 \times 10^{-9} hp^{3.54} L^{2.78}}{A^{0.88} Tr^{0.24} S^{1.04}} \quad (2)$$

Donde:

- Q = Gasto en m²/s
- hp= Altura máxima de precipitación en 24 hrs (mm)
para el período de retorno elegido (Tabla No. 1.5)
- L = Longitud del cauce principal (km)
- A = Area de la cuenca (km²)
- Tr= Período de retorno
- S = Pendiente del cauce principal en decimales (m/m).

Según el estudio de ATEC la expresión reúne las siguientes propiedades:

- . El gasto se obtiene para un período de retorno igual al período correspondiente al de la precipitación utilizadas para la subcuenca en cuestión.
- . Las estructuras existentes sobre el cauce en la cuenca forman parte de ella y su efecto está implícito en la expresión.
- . Se considera el uso del suelo y su tipo una constante en toda la zona.

Para aplicar esta expresión se le hicieron algunas modificaciones las cuales se exponen a continuación:

TABLA N° 1.5

CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA EN LA CUENCA DE LA ZONA PONIENTE DEL D.F.
PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO.

N°	ESTACION	HP (mm)			AREA (km ²)	HP x A (mm km ²)		
		25	50	100		25	50	100
1		92	102	115	75.74	6 968.08	7 725.48	8 710.10
2		75	85	95	28.34	2 125.5	2 408.9	2 692.3
4		95	110	120	116.48	11 065.6	12 812.8	13 977.6
6		75	85	93	12.00	900.0	1 020.0	1 116.0
8		80	90	100	39.59	3 167.2	3 563.1	3 959.0
12		80	90	100	26.01	2 080.8	2 340.9	2 601.00
14		80	90	100	142.23	11 378.4	12 800.7	14 223.00
17		85	95	110	13.10	1 113.5	1 244.5	1 441.0
18		85	95	105	84.73	7 202.05	8 049.35	8 896.65
19		85	95	105	26.97	2 292.45	2 562.15	2 831.35
20		85	95	105	17.13	1 456.05	1 627.35	1 798.65
22		80	105	115	80.73	6 458.4	8 476.65	9 283.95
23		125	145	165	139.38	17 422.5	20 210.1	22 997.7
24		75	85	93	34.26	2 569.5	2 912.1	3 186.18
25		75	85	93	2.4	180	204	223.2
27		100	115	132	13.52	1 352	1 554.8	1 784.54
28		100	115	132	45.29	4 529	5 208.35	5 978.28
29		115	135	150	180.75	20 186.25	24 401.25	27 112.5
30		95	108	120	37.22	3 535.9	4 019.76	4 466.4
31		115	135	150	97.50	11 212.5	13 162.5	14 625.0
32		100	115	132	32.56	3 256.	3 744.4	4 297.92
S U M A :					1 233.93	120 142.68	138 979.14	155 016.32
					HP	97.37	112.63	125.63

La urbanización existente en la cuenca de la Zona Poniente alcanza un 20% del área total de la cuenca, es por esto que se considera que la fórmula propuesta por Asesores Técnicos (ATEC) calcula gasto de cuencas naturales.

El suelo en la Cuenca del Poniente no es homogéneo en virtud de la creciente urbanización de la ciudad, por lo que se hace una división del área de cada subcuenca considerando 3 tipos de uso de suelo; urbano, semiurbano y virgen (tierra forestal) (Tabla 1.6). Para estimar el gasto pico de cada porción de la cuenca se aplica la fórmula (2) afectada por un coeficiente de escurrimiento (c), de manera de considerar el tipo de área a que pertenece (urbana, semiurbana y virgen). El valor del coeficiente es de 0.8 para área urbana, 0.65 para área semiurbana y 0.5 para área virgen. Estos valores equivalen a considerar un incremento de 30%, 15% y nulo al resultado de la aplicación de la expresión original, según se trate de cuencas urbanas, semiurbanas y vírgenes.

Así finalmente la expresión queda:

$$Q = \frac{(2.4 + 4.8c) \times 10^{-9} h p^{3.54} S^{2.78}}{A^{0.88} T_r^{0.24} S^{1.04}} \quad (3)$$

- Una última consideración fue que al norte del Vaso del Cristo se utilizó la precipitación media registrada en cada subcuenca ya que estos valores sobrepasan a la precipitación media de la cuenca. (Ref. No. 3).
- Se encontró que con estas modificaciones los gastos generados son aproximados a los gastos medidos, no controlados, en las estaciones hidrométricas.

Para la generación de los gastos en cada una de las cuencas que conforman la zona en estudio, se tomó como base para el funcionamiento

TABLA N° 1.6

PORCENTAJES DE URBANIZACION PARA LAS CONDICIONES ACTUALES

	AU	ASU	AV
1 Anzaldo	0.07	0.03	0.9
2 San Jerónimo		1.00	
3 Rota	0.50	0.10	0.40
4 Coyotes	1.00		
5 Texcalatlaco	0.20	0.60	0.20
6 Las Flores	0.75	0.25	
7 Tequilazco		0.50	0.50
8 La Mina		0.90	0.10
9 Pilares	1.00		
10 Tarango	0.20	0.70	0.10
11 Mixcoac	0.10	0.15	0.75
12 Mixcoac A	0.60	0.40	
13 Becerra	0.07	0.90	0.03
14 Becerra A	0.70	0.30	
15 Becerra B	0.90	0.10	
16 Becerra C	1.00		
17 Tacubaya		0.60	0.40
18 Tacubaya A	0.75	0.05	0.20
19 Dolores	0.20	0.10	0.70
20 Barrilaco	1.00		
21 Tecamachalco	0.60	0.40	
22 Jazmines	0.45	0.55	
23 San Joaquín	0.45	0.55	
24 Tornillo	0.10	0.50	0.40
25 Periodista		1.00	
26 Hondo		0.30	0.70
27 Sordo	0.50	0.50	
28 Los Cuartos	0.30	0.30	0.40
29 Totolica		0.35	0.65
30 Los Arcos		0.70	0.30
31 Julianas		0.20	0.80
32 Colorado		0.70	0.30
33 Colorada		0.75	0.25
34 Madín	0.05	0.15	0.80
35 Angulo			1.00
36 San Juan			1.00
37 Las Ruinas			1.00
38 Guadalupe		0.15	0.85

AU - Area Urbana
ASU - Area Semiurbana
AV - Area Virgen

Hidráulico de los vasos (inciso 1.5.2), una altura máxima de precipitación en 24 hrs con un período de retorno igual a 25 años, por ser éste el período con el que se diseñan las estructuras de control (Ref. No. 14).

1.4.3 DISTRIBUCION EN EL TIEMPO.

Una vez obtenidos los gastos máximos a partir del análisis anterior, se requiere definir la forma del hidrograma para observar la manera en que se presenta.

Se hicieron las siguientes consideraciones:

- . Las cuencas son pequeñas (Ref. No. 6), por lo que se acepta que el tiempo pico es aproximadamente igual al de concentración.
- . La duración de la tormenta es uniforme en toda la cuenca.
- . Para las cuencas divididas en subcuencas los hidrogramas de cada división empiezan a aportar, a partir del tiempo de concentración de la subcuenca inferior y así sucesivamente.
- . Ya que cada cuenca está dividida en 3 subcuencas, se observó que en los hidrogramas solamente influye en su forma, los porcentajes del área que sobrepasan el 30% del total del área de la cuenca lo cual significa que los gastos y tiempos picos de estas áreas son los que determinan la forma del hidrograma, con lo cual la división menor a un 30% del total se discrimina por considerar poca su influencia en tiempo, gasto y volumen por lo que se considera homogénea al área cuyas divisiones sean menores a ese 30%, ya que con ésta consideración, se presentan condiciones más desfavorables de gasto y volumen (Tabla 1.6).

Para la obtención del tiempo de concentración, se utiliza la expresión siguiente. (Ref. No. 8).

$$t_c = \frac{0.37 (1.1 - C) \sqrt{L}}{\sqrt[3]{S}} \quad (4)$$

Donde:

- t_c = Tiempo de concentración (hrs)
- L = Longitud del cauce principal (km)
- C = Coeficiente de escurrimiento
- S = Pendiente media del cauce principal

Expresión que produce buena aproximación respecto a los hidrogramas medidos en las estaciones hidrométricas de las corrientes de la Zona Poniente.

Los tiempos de concentración, gastos y volúmenes del hidrograma de cada subcuenca se encuentran en la Tabla No. 1.7. En la Tabla No. 1.8, se presentan los gastos para diferentes periodos de retorno, según las condiciones actuales de las cuencas.

- . De la Ref. No. 9 (Hydrology, Section 4) se tomó la recomendación en obtención del hidrograma de tomar el volumen de éste en su parte ascendente como un 37.5% del volumen total del hidrograma. Esto permite obtener la base del triángulo mediante una relación con el tiempo pïco, ésta es: (Ver hidrogramas en el inciso 2.2).

Sí:

- T_p = 1 unidades de tiempo = 0.375 del volumen total
- T_b = 2.67 unidades de tiempo
- T_r = $T_b - T_p$ = 1.67 unidades de tiempo.

TABLA N° 1.7

TABLA DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS HIDROGRAMAS

CONDICIONES ACTUALES

	Q (m ³ /s)	Tp (hr)	Tb (hr)	V (m ³)
Anzaldo	36.0	2.53	6.76	478 413
Sn Jeronimo	13.81	1.05	2.80	69 602
Rota	2.58	0.34	2.20	9 510
Coyotes	6.52	0.53	1.42	16 665
Texcalatlaco	10.56	1.23	3.05	51 540
Las Flores	6.95	0.53	1.42	17 764
Tequilazco	9.67	2.11	4.10	69 960
La Mina	2.31	0.63	1.68	6 985
Pilares	1.81	0.17	0.44	1 433
Tarango	11.40	1.13	3.02	61 970
Mixcoac	42.83	2.50	6.68	514 987
Mixcoac A	10.84	0.55	2.34	51 063
Becerra	11.67	1.22	3.26	68 479
Becerra A	1.75	0.41	1.09	3 433
Becerra B	6.50	0.53	1.42	16 614
Becerra C	0.90	0.34	0.91	1 474
Tacubaya	24.69	1.13	4.41	192 366
Tacubaya A	0.56	0.36	0.96	967
Dolores	8.23	1.40	3.74	55 404
Barrilaco	3.63	0.55	1.47	9 604
Tecamachalco	39.47	0.91	3.87	250 487
Jazmines	17.50	1.64	3.34	124 632
Sn Joaquín	28.04	1.30	5.49	303 660
Tornillo	0.58	0.58	1.58	1 618
Periodista	11.27	1.06	2.83	57 409
Hondo	18.83	3.47	7.36	233 902
Sordo	31.40	3.00	6.03	404 442
Cuartos	31.00	3.49	6.31	416 912
Totolica	9.27	2.14	4.44	72 460
Julianas	2.32	1.72	3.06	9 772
Arcos	6.00	0.31	2.50	12 996
Colorado	15.43	1.00	3.32	86 634
Colorada	12.20	1.08	3.30	68 392
Madin	133.91	3.31	8.84	2 130 775
San Juan	27.42	1.99	4.66	229 998
Las Ruinas	4.43	1.14	3.04	73 692
Angulo	19.00	2.20	5.87	200 754
Guadalupe	433.67	5.42	14.47	11 295 368

TABLA N° 1.8

TABLA DE GASTOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO SEGUN
LAS CONDICIONES ACTUALES (m³/s)

	10 AÑOS	25 AÑOS	50 AÑOS	100 AÑOS
Anzaldo	23.06	36.03	51.16	63.76
San Jerónimo	8.84	13.81	19.61	24.44
Coyotes	4.17	6.52	9.26	11.54
Las Flores	4.45	6.95	9.87	12.30
La Mina	1.48	2.31	3.28	4.09
Pilares	1.16	1.81	2.57	3.20
Tarango	7.30	11.40	16.19	20.18
Mixcoac	27.41	42.83	60.82	75.81
Becerra	7.47	11.67	16.57	20.66
Becerra A	1.12	1.75	2.49	3.10
Becerra B	4.16	6.5	9.23	11.51
Becerra C	0.58	0.9	1.28	1.59
Tacubaya A	0.36	0.56	0.80	0.99
Dolores	5.27	8.23	11.69	14.57
Barrilaco	2.32	3.63	5.15	6.43
Tornillo	0.33	0.51	0.72	0.90
Periodista	7.21	11.27	16.00	19.95
Madin	85.70	133.91	190.15	237.02
Angulo	12.16	19.00	26.98	33.63
San Juan	17.55	27.42	38.94	48.53
Las Ruinas	2.84	4.43	6.29	7.84
Guadalupe	277.55	433.67	615.81	767.60

TABLA N° 1.8 - A

TABLA DE GASTOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO SEGUN
CONDICIONES ACTUALES EN CUENCAS SUBDIVIDIDAS (m³/s).

		10 AÑOS	25 AÑOS	50 AÑOS	100 AÑOS
ROTA	U	1.65	2.58	3.66	4.57
	SU	0.07	0.11	0.16	0.19
	V	0.83	1.30	1.85	2.30
TEXCALATLACO	U	0.95	1.48	2.10	2.62
	SU	6.76	10.56	15.00	18.69
	V	0.73	1.14	1.62	2.02
TEQUILAZCO	U				
	SU	5.70	8.90	12.64	15.75
	V	4.95	7.74	10.99	13.70
MIXCOAC A	U	6.94	10.84	15.39	19.19
	SU	2.84	4.44	6.30	7.86
	V				
TACUBAYA	U				
	SU	9.06	14.16	20.11	25.06
	V	3.72	5.81	8.25	10.28
TECAMACHALCO	U	25.26	39.47	56.05	69.86
	SU	10.34	16.16	22.95	28.60
	V				
JAZMINES	U	8.54	13.35	18.96	23.63
	SU	11.07	17.30	24.57	30.62
	V				
SN JOAQUIN	U				
	SU	17.95	28.04	39.82	49.63
	V	10.66	16.66	23.66	20.49

U - Urbana

SU - Semiurbana

V - Virgen.

TABLA (Cont, N° 1.8 A)

		10 AÑOS	25 AÑOS	50 AÑOS	100 AÑOS
HONDO	U	2.81	4.39	6.23	7.77
	SU	12.05	18.83	26.74	33.33
	V				
SORDO	U	18.76	29.32	41.63	51.90
	SU	16.32	25.50	36.21	45.14
	V				
CUARTOS	U	14.10	22.03	31.28	38.99
	SU	12.47	19.49	27.68	34.50
	V	18.74	29.28	41.58	51.83
TOTOLICA	U				
	SU	2.11	3.29	4.67	5.82
	V	5.93	9.27	13.16	16.41
JULIANAS	U				
	SU	0.12	0.18	0.26	0.32
	V	1.42	2.22	3.15	3.93
ARCOS	U				
	SU	3.85	6.02	8.55	10.66
	V	0.67	1.05	1.49	1.86
COLORADO	U				
	SU	9.88	15.43	21.91	27.31
	V	1.72	2.68	3.81	4.74
COLORADA	U				
	SU	7.81	12.20	17.32	21.59
	V	0.84	1.32	1.87	2.34

1.4.4. DETERMINACION DE LAS CONDICIONES A FUTURO.

Debido al crecimiento de la Ciudad de México y la errática urbanización que trae aparejada con él, fue necesario determinar la forma en que está creciendo la ciudad y cuales serán las zonas que presentarán mayor urbanización (Tabla No. 1.9), con el fin de conocer la manera que ésta influye en los escurrimientos y de saber las consecuencias que estos pueden acarrear en la estabilidad del sistema de presas y represas de la Zona Poniente, es decir, se incluye en este estudio una estimación del grado de urbanización que alcanzará cada cuenca de la zona y la forma que presentarán los hidrogramas, estos se obtuvieron en gasto pico y tiempo de concentración (Tabla No. 1.10) utilizando la misma metodología de los incisos anteriores. La estimación que la urbanización alcanzará está considerada al año 2000.

El problema de la urbanización tiene importancia hidrológica puesto que el volumen de escurrimiento en cada avenida se incrementa al disminuir el volumen infiltrado y en esas condiciones las presas de la zona tendrán que regular con mayor rapidez, ¿qué tan mayor será la eficiencia y la rapidez en su descarga?, en el funcionamiento hidráulico (Apartado 1.5) se hace una descripción de la manera como se presentan las avenidas para usos del suelo actual y año 2000.

El resultado de estas condiciones se presentan en una forma individual por cuenca de presa en el Inciso 2.2.

En el caso de algunas cuencas los hidrogramas son los mismos (Tabla No. 11), para las condiciones actuales y las estimadas al año 2000, esto se debe a que la urbanización esperada no es representativa en comparación a la urbanización actual, es decir, no sobrepasa al 30% del total del área de la cuenca o por que su urbanización actual es total; por esta razón no afecta el valor del hidrograma.

TABLA No. 1.9
 PORCENTAJES DE LA URBANIZACION
 UNA ESTIMACION AL AÑO 2 000

	AU	ASU	AV
1 Anzaldo	0.30	0.10	0.60
2 San Jerónimo	1.00		
3 Rota	0.90	0.10	
4 Coyotes	1.00		
5 Texcalatlaco	0.60	0.30	0.10
6 Las Flores	1.00		
7 Tequilazco	0.40	0.20	0.40
8 Mina	0.50	0.50	
9 Pilares	1.00		
10 Tarango	0.40	0.60	
11 Mixcoac	0.40	0.20	0.40
12 Mixcoac A	1.00		
13 Becerra	0.30	0.70	
14 Becerra A	1.00		
15 Becerra B	1.00		
16 Becerra C	1.00		
17 Tacubaya	0.20	0.60	0.20
18 Tacubaya A	1.00		
19 Dolores	0.30	0.20	0.50
20 Barrilaco	1.00		
21 Tecamachalco	0.80	0.20	
22 Jazmines	0.70	0.30	
23 San Joaquín	0.70	0.30	
24 Tornillo		1.00	
25 Periodista		1.00	
26 Hondo	0.20	0.30	0.50
27 Sordo	0.20	0.30	0.50
28 Los Cuartos	0.50	0.30	0.20
29 Totolica	0.10	0.35	0.55
30 Los Arcos	0.10	0.60	0.30
31 Julianas	0.10	0.30	0.60
32 Colorado	0.10	0.60	0.30
33 Colorada	0.15	0.60	0.25
34 Madin	0.20	0.20	0.60
35 Angulo		0.30	0.70
36 San Juan		0.20	0.80
37 Las Ruinas		0.20	0.80
38 Guadalupe	0.10	0.20	0.70

AU - Area Urbana
 ASU - Area Semiurbana
 AV - Area Virgen

TABLA N^o 1.10
 TABLA DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS HIDROGRAMAS
 (ESTIMACION AÑO 2000)

	Q (m ³ /s)	Tp (hr)	Tb (hr)	V (m ³)
Anzaldo	36.03	2.55	6.76	486 693
Sn. Jerónimo	15.2	1.08	2.80	76 100
Rota	4.40	0.49	1.28	10 190
Coyotes	6.52	0.53	1.42	16 665
Texcalatlaco	13.40	1.23	3.05	73 141
Las Flores	6.95	0.53	1.42	17 764
Tequilazco	8.89	0.54	4.03	70 255
La Mina	2.60	0.63	1.68	19 051
Piñares	1.81	0.17	0.44	1 433
Tarango	11.70	1.13	3.02	64 354
Mixcoac	43.25	2.5	6.68	538 946
Mixcoac A	15.91	0.72	1.92	54 984
Becerra	11.67	1.22	3.26	72 151
Becerra A	1.75	0.41	1.09	3 433
Becerra B	6.50	0.53	1.42	16 614
Becerra C	0.90	0.34	0.91	1 474
Tacubaya	36.19	1.46	3.90	264 053
Tacubaya A	0.56	0.36	0.96	967
Dolores	8.55	1.40	3.74	58 045
Barrilaco	3.63	0.55	1.47	9 604
Tecamachalco	57.88	1.18	3.15	328 179
Jazmines	21.80	0.62	3.34	163 944
Sn. Joaquín	34.00	1.15	4.50	307 152
Tornillo	0.58	0.58	1.58	1 618
Periodista	11.27	1.06	2.83	57 409
Hondo	19.00	3.47	7.36	242 542
Sordo	31.40	3.00	6.08	417 870
Cuartos	31.00	3.49	6.31	420 822
Totolica	9.50	2.14	4.44	82 901
Julianas	2.50	1.72	3.06	11 502
Arcos	6.0	0.93	2.85	31 276
Colorado	15.43	1.00	3.32	86 634
Colorada	13.69	1.26	3.36	82 736
Madín	133.91	3.31	8.84	2 130 775
Sn. Juan	27.42	1.99	4.66	229 998
Las Ruinas	4.43	1.14	3.04	73 692
Angulo	19.25	2.20	5.87	208 098
Guadalupe	433.67	5.42	14.47	11 295 368

TABLA No. 1.11
CUENCAS CON URBANIZACION SIMILAR (ACTUAL-AÑO 2000)

Cuenca de la Presa	Coyotes
Cuenca de la Presa	Las Flores
Cuenca de la Presa	Pilares
Cuenca de la Presa	Becerra A
Cuenca de la Presa	Becerra B
Cuenca de la Presa	Becerra C
Cuenca de la Presa	Tacubaya A
Cuenca de la Presa	Barrilaco
Cuenca de la Presa	Tornillo
Cuenca de la Presa	Periodista
Cuenca de la Presa	Colorada
Cuenca de la Presa	Madin
Cuenca de la Presa	San Juan
Cuenca de la Presa	Las Ruinas
Cuenca de la Presa	Guadalupe

1.5 HIDRAULICA.

1.5.1. DETERMINACION DEL FUNCIONAMIENTO Y DIVISION DE LOS SISTEMAS DE CONTROL DE AVENIDAS.

La determinación del funcionamiento de los sistemas de control de avenidas se hizo en base al estudio hidrológico que determinó los hidrogramas característicos (inciso 2.2), para cada subcuenca, asimismo, con la información obtenida de las visitas técnicas efectuadas en cada presa se determinaron las condiciones actuales que guardan las estructuras de control en las cuencas de la Zona Poniente.

Una vez reunida toda la información de cada cuenca se ordenó para utilizarla en un programa de computadora a fin de transitar las avenidas diseñadas.

Como se mencionó en el inciso 1.4.2., el período de retorno elegido para generar el hidrograma de entrada en cada una de las cuencas es de 25 años, se considera que la tormenta que los produce se presenta en forma uniforme y simultáneamente en la zona en estudio.

Cabe hacer notar que algunas corrientes presentan 2 o más estructuras de control, esto propició que los hidrogramas originados por cuenca propia, de la presa ubicada aguas abajo, sufrieran modificaciones en su forma, de la manera como se presentará el hidrograma de salida de la presa localizada aguas arriba. Así mismo los sistemas de interconexión provocaron modificaciones a los hidrogramas de entrada de las presas interconectadas localizadas aguas abajo.

Los sistemas de interconexión analizados son 3, los cuales se indican según el flujo del agua a través de los túneles (Plano No. 1.3). El sistema número 1 llamado Desviación al Pedregal comprende la interconexión de los siguientes vasos: Texcalatlaco, Coyotes, San Jerónimo y Anzaldo, haciendo su descarga hacia el interceptor del poniente o al río Churubusco; el sistema 2 comprende a los vasos: Mixcoac,

Becerra, Tacubaya, Tecamachalco, San Joaquín y El Tornillo, descargando por el canal del Tornillo hacia el río Hondo en la confluencia con el interceptor del poniente, por último, el sistema 3, comunica los vasos de las presas Hondo y Sordo, y descarga al río Hondo aguas arriba de la descarga del sistema 2; estos dos últimos sistemas son mejor conocidos con el nombre de Desviación Combinada (Refs. 1, 4, 10, 12; Planos 2 y 3).

1.5.2 FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

Se desarrolló un programa de computadora para realizar el funcionamiento hidráulico de cada cuenca, consistente en el tránsito de las avenidas de diseño, este programa resuelve la ecuación.

$$\Delta A = (\Delta E - \Delta S) \Delta t^*$$

Para la utilización del programa, se requieren los siguientes datos, que comprenden tanto las características físicas del vaso como las características de las estructuras hidráulicas que forman la cortina, estos datos son: curva elevaciones-capacidades del vaso; curva gastos-tirantes de la obra de toma, elevación y dimensiones; longitud y elevación del vertedor; elevación inicial del agua en el embalse y el hidrograma de entrada.

El programa proporciona el hidrograma de salida por la obra de toma y/o vertedor, así como la elevación máxima alcanzada, el gasto máximo.

El Modelo del Sistema toma en consideración, para su funcionamiento lo siguiente:

* Simbología pag. 45

1. Avenida de diseño con un período de retorno igual a 25 años.
2. La precipitación es simultánea en toda la cuenca.
3. La capacidad de los vasos está considerada a partir del nivel actual que presentan los azolves.
4. Se regula el gasto de salida mediante la operación de compuertas y se aprovecha al máximo la capacidad de los vasos.

Como se mencionó en el inciso anterior, se realizaron los tránsitos correspondientes al sistema de interconexión, tomando en cuenta los efectos del túnel, en la presa aguas abajo.

Se revisó la posibilidad de ocurrencia de los trenes de avenidas y se transitaron los trenes registrados, en la información disponible, en las cuencas correspondientes.

El funcionamiento hidráulico también se llevó a cabo, según las condiciones de uso del suelo estimadas al año 2000 y basados en los análisis anteriores sólo se consideraron los casos más desfavorables.

De la información recopilada, se obtuvieron los hidrogramas de las avenidas registradas por la SARH, algunos de los cuales fueron considerados para efectuar el funcionamiento hidráulico de los vasos; se pueden mencionar los casos de las presas: Hondo, Sordo, Cuartos, Totolica, Julianas, Arcos y Madín.

1.6 TRANSITO DE AVENIDAS.

El programa de tránsito de avenidas resuelve la ecuación:

$$\Delta A = (\Delta E - \Delta S) \Delta t$$

En la que se conocen las condiciones iniciales, las cuales se pueden variar a fin de prever los casos que se necesitan analizar entre las variables que se pueden modificar para adecuarlas al caso por analizar, se tienen:

- . La elevación inicial del agua en el embalse;
- . La condición de las compuertas (abiertas o cerradas);
- . El hidrograma de entrada y el intervalo de tiempo del hidrograma de salida.

CAPITULO 2

REVISION DEL SISTEMA DE REPRESAS PARA EL CONTROL DE AVENIDAS Y AZOLVES.

Para este capítulo se analizaron los informes de las visitas de inspección realizadas en cada presa (Apartado 2.1), se presentan los resultados de la aplicación de la Metodología en (Apartado 2.2) y la política de operación propuesta (Apartado 2.3).

2.1. VISITAS DE INSPECCION.

Las actividades que se realizaron para llevar a cabo las visitas de inspección fueron las siguientes:

- Recopilación de información y planos disponibles en el Departamento del Distrito Federal y en la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos a través de su residencia en San Juan de Aragón.
- Primera visita de inspección a las presas en la época de avenidas obteniendo datos generales (Agosto y Septiembre 1978).
- Juntas de trabajo con personal de operación de las presas.
- Segunda visita de inspección a las presas en la época de estiaje (Diciembre 1978 y Enero 1979), en la cual se tomaron mediciones directas de las presas con personal de Topografía, con el objeto de proporcionar la información requerida para realizar el funcionamiento hidráulico de las mismas. En esta visita se tuvieron entrevistas con los preseros y con la gente del lugar.

- Una vez concluidas las visitas de inspección se procedió a realizar un análisis de la información recolectada, y con ello y los hidrogramas de entrada (producto del análisis hidrológico) se obtuvo el comportamiento de las estructuras mediante el funcionamiento hidráulico (cuyos resultados se resumen en los hidrogramas de salida).

2.2. RESULTADOS DE LA APLICACION DE LA METODOLOGIA.

Los resultados de la aplicación de la metodología y la información que se utilizó, para llegar a ellos, se presentan en un análisis individual en la forma siguiente:

Los hidrogramas presentan las siguientes características:

En el eje de las abscisas se marca el tiempo en horas; en el eje de las ordenadas los gastos en metros cúbicos por segundo (m^3/s); se proporcionan los datos de las elevaciones mínimas del vaso (en muchos casos es la de la Obra de Toma), y el vertedor, así como la elevación del embalse al iniciarse el tránsito de la avenida correspondiente y la elevación máxima alcanzada por la avenida. Las siglas A y C indican la posición de las compuertas, abiertas o cerradas respectivamente, y la letra V indica si funciona la estructura vertedora.

Todas las elevaciones están tomadas a partir de la cota 2 000 tomada ésta como cero.

SIMBOLOGIA

EMIN	Elevación mínima de la plantilla	(m)
EVERT	Elevación del vertedor	(m)
ECOR	Elevación de la corona	(m)
HENT	Hidrograma de entrada	
Q	Gasto máximo del hidrograma de entrada	(m ³ /s)
tp	Tiempo en el que se presenta el gasto pico	(HR)
tb	Tiempo base	(HR)
VOL	Volumen del hidrograma	(m ³)
HSAL	Hidrograma de salida	
E INIC	Elevación inicial del embalse	(m)
E MAX	Elevación máxima del embalse	(m)
REG	Regulación	(m ³ /s)
ALM	Volumen máximo almacenado	(m ³)
ETUN	Elevación túnel	(m)
COMP	Compuerta	
EOT	Elevación obra de toma	(m)
ECON	Elevación donde comienza el control	(m)
ΔA	Incremento de almacenamiento	
ΔE	Incremento de entrada	
ΔS	Incremento de salida	
Δt	Incremento o período de tiempo	

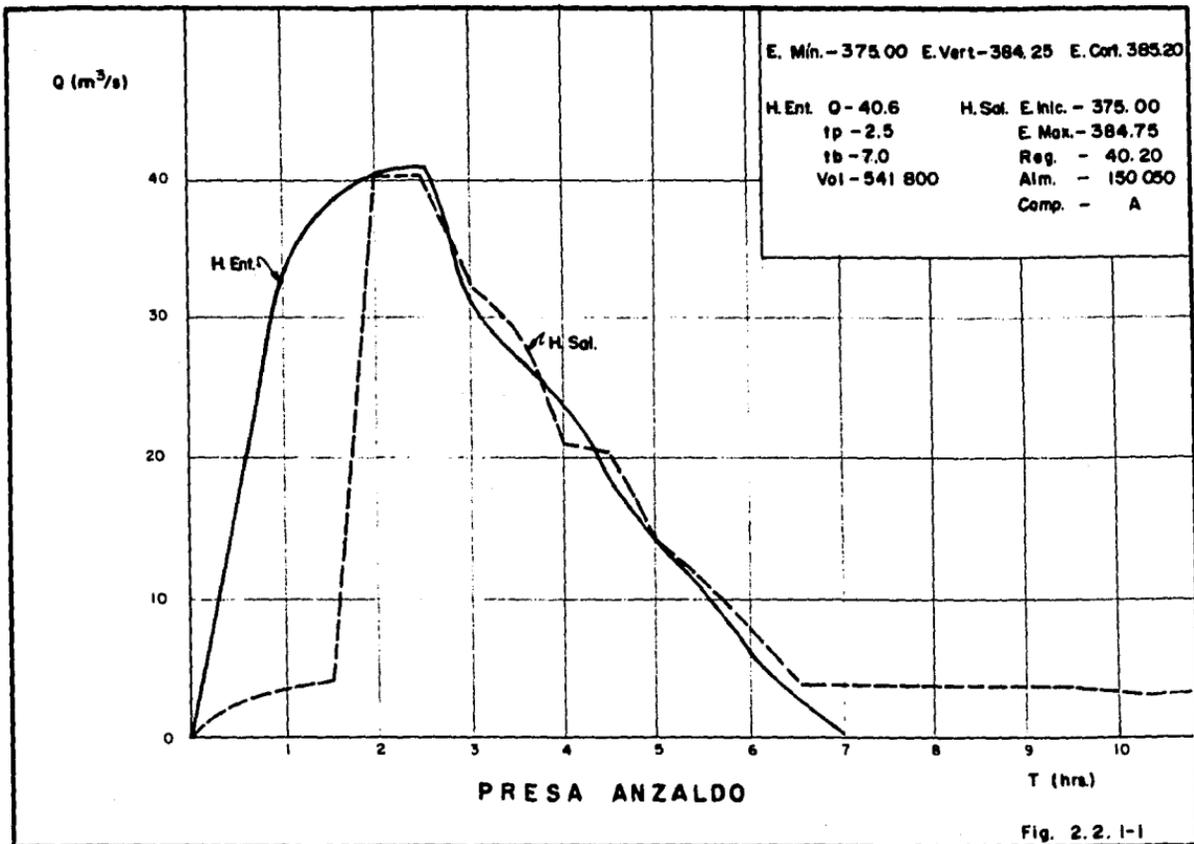
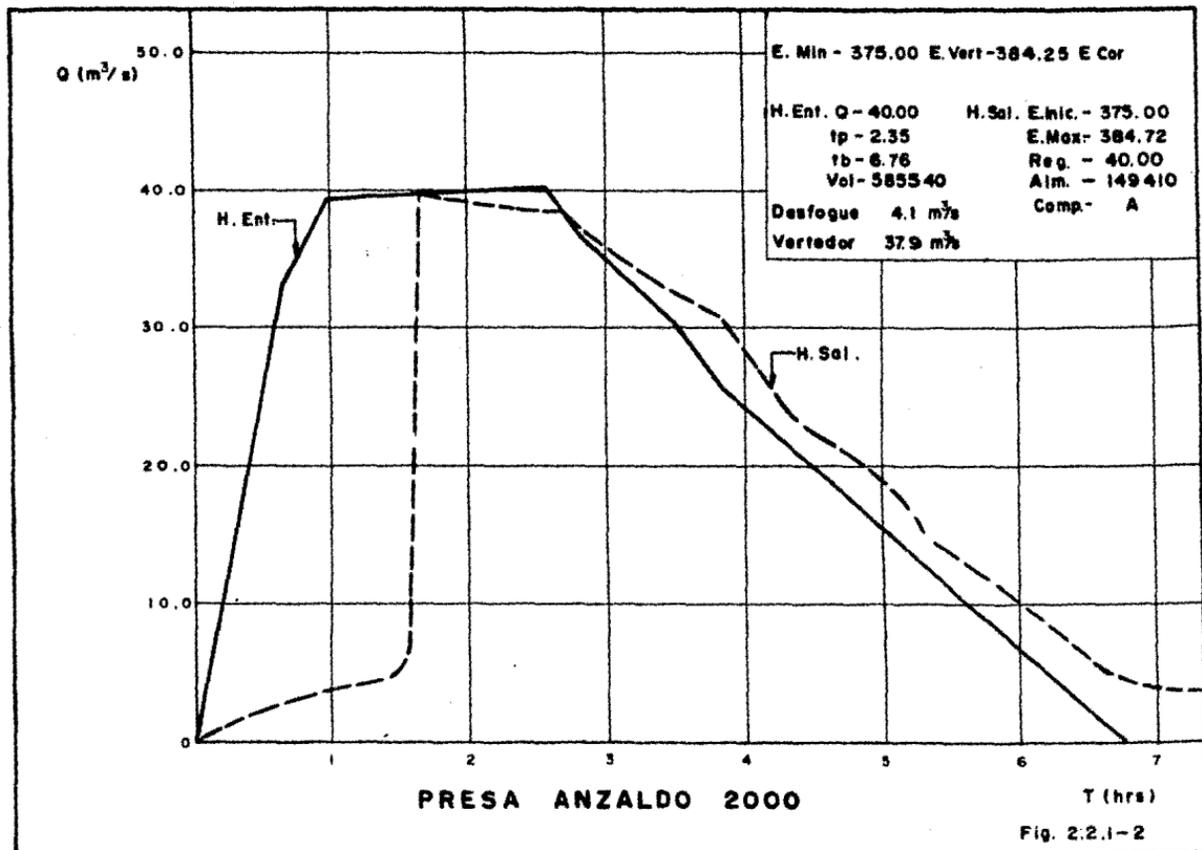


Fig. 2.2. 1-1



Q (m^3/s)

30.0

25.0

20.0

15.0

10.0

5.0

0

E. Min - 385.97 E. Vert

E tun 385.97

H. Ent. Q - 19.00

H. Sal E. Inle - 385.97

tp - 1.05

E. Max - 387.19

tb - 6.16

Reg - 18.70

Vol - 114210

Atm - 120

Comp - A

H. Ent

H. Sal

PRESA SAN JERONIMO

T (hrs)

Fig. 2.2.2-1



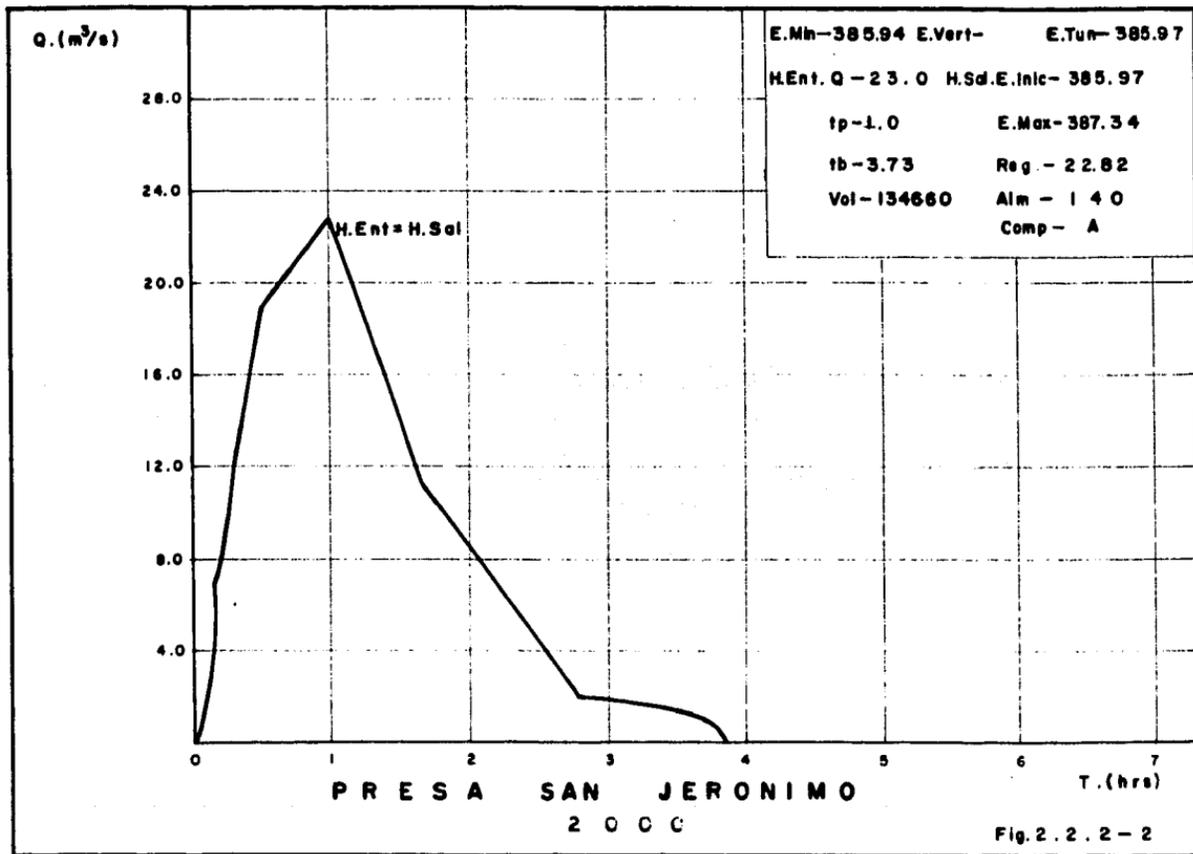
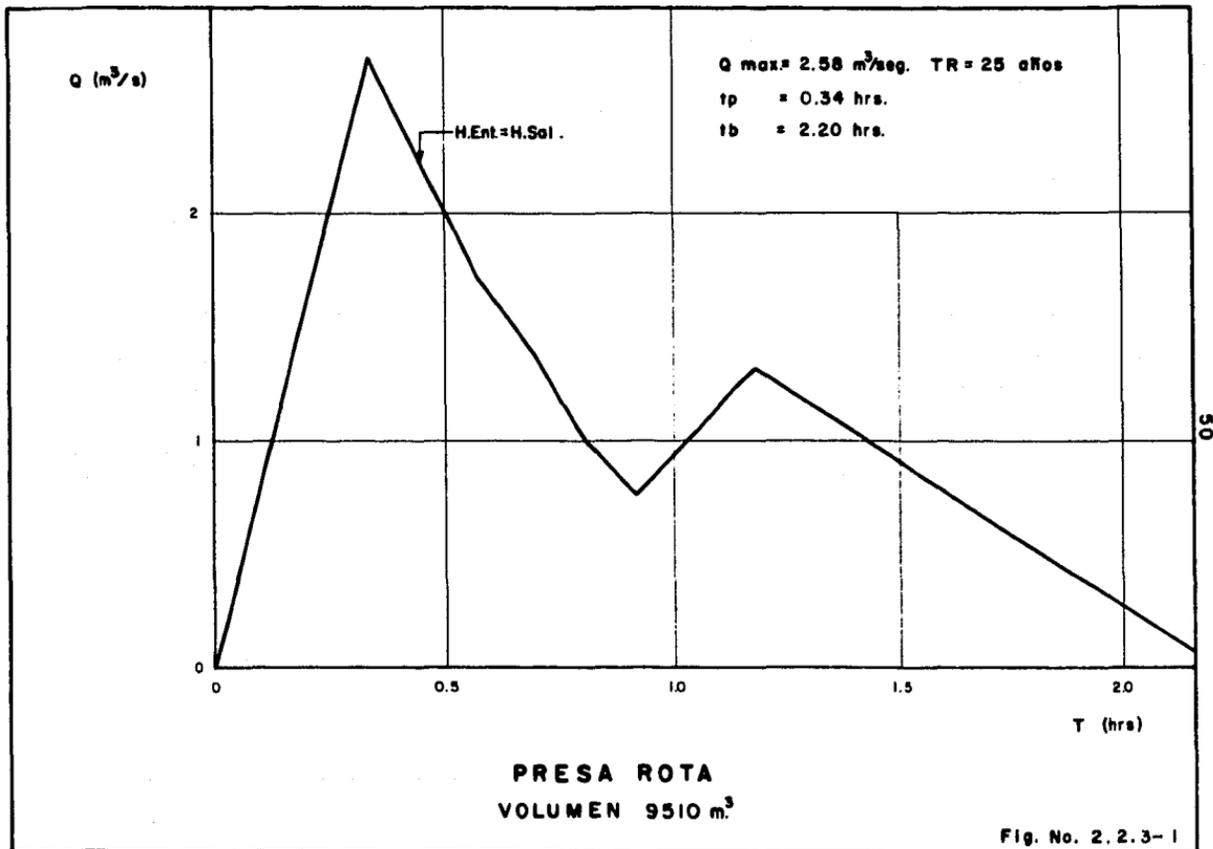


Fig. 2. 2. 2 - 2



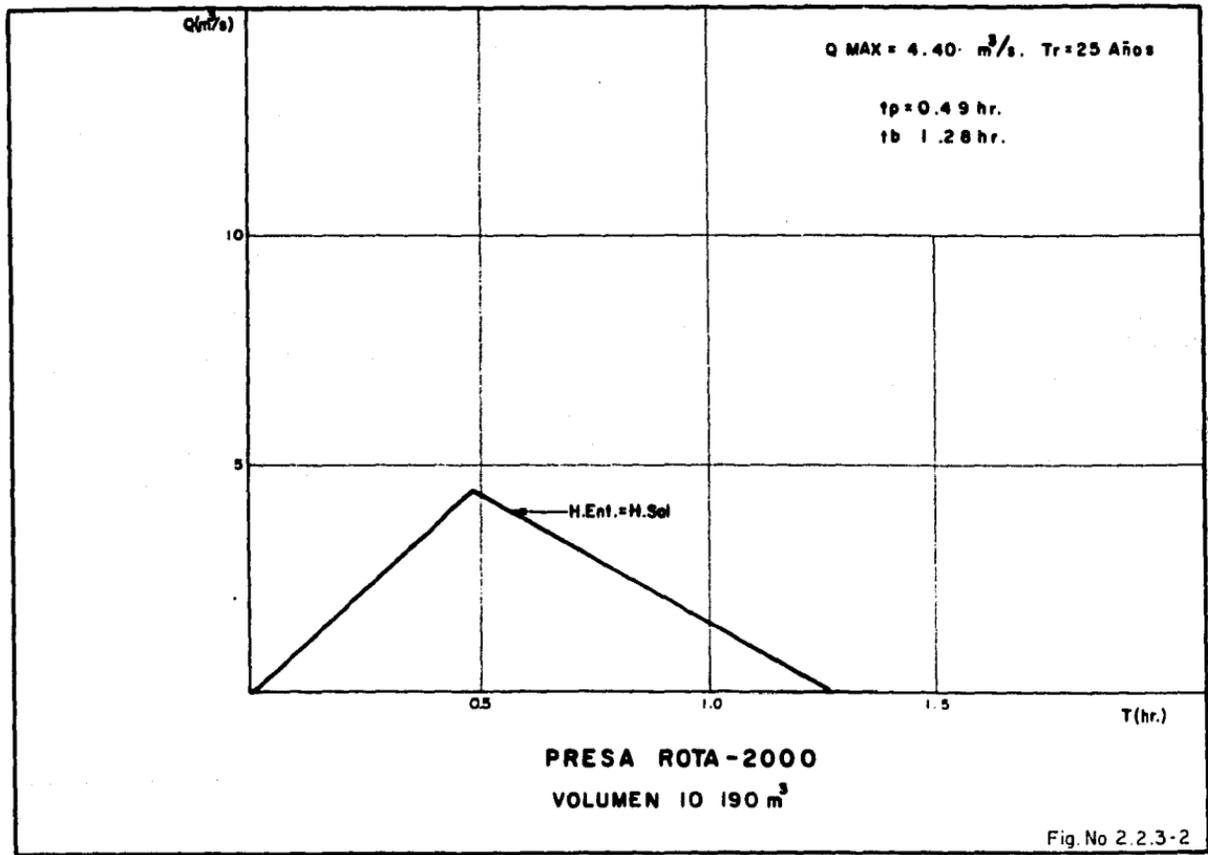
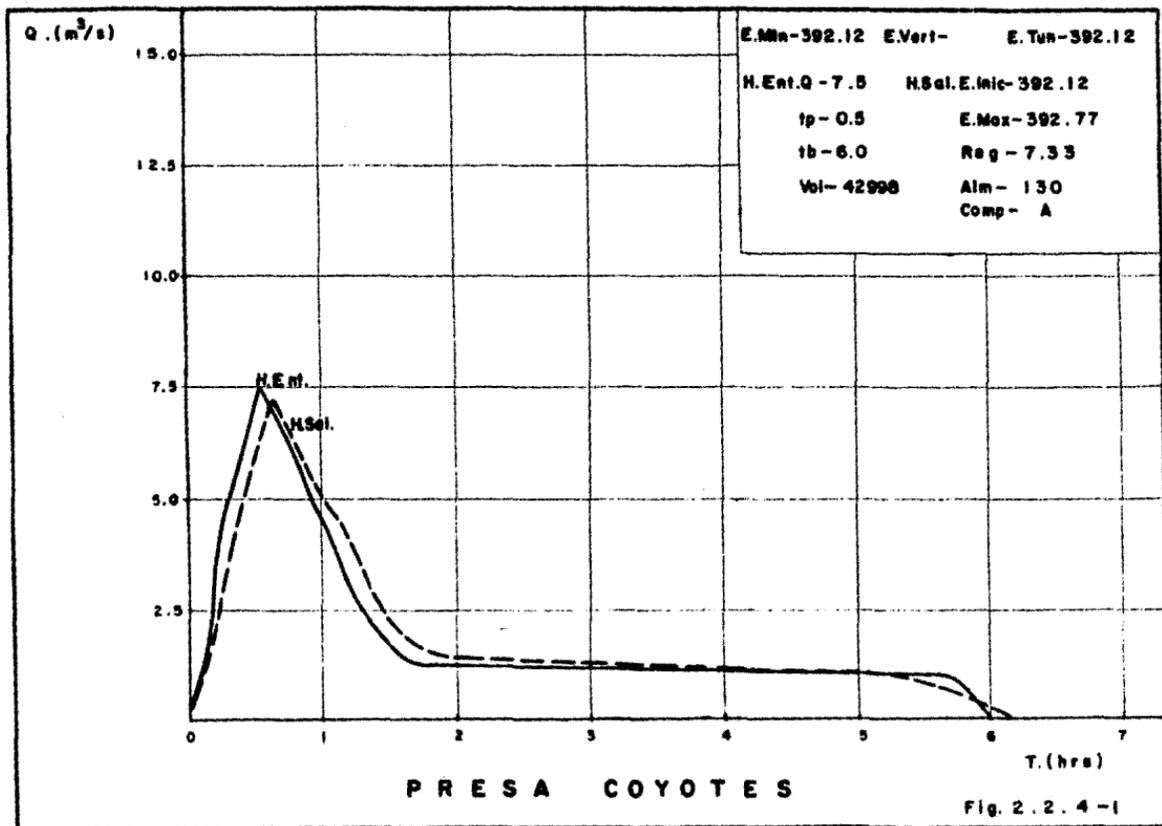


Fig. No 2.2.3-2



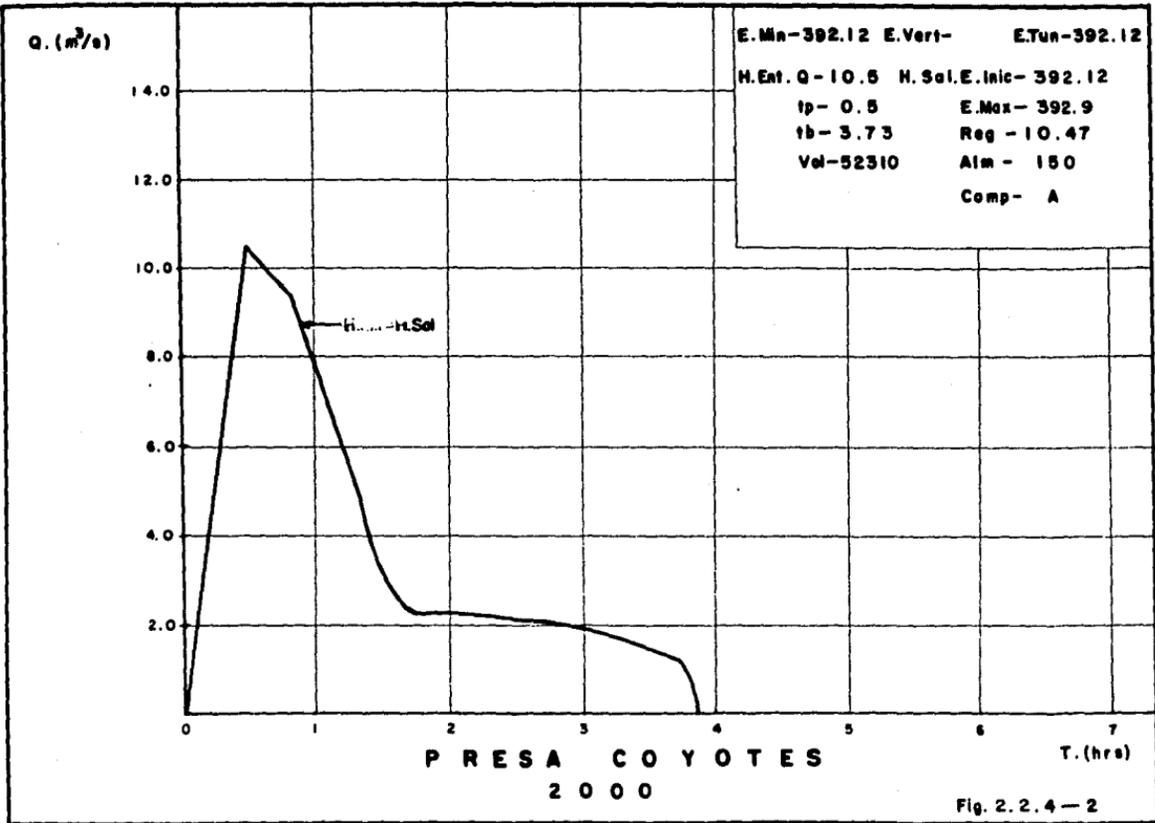


Fig. 2.2.4-2

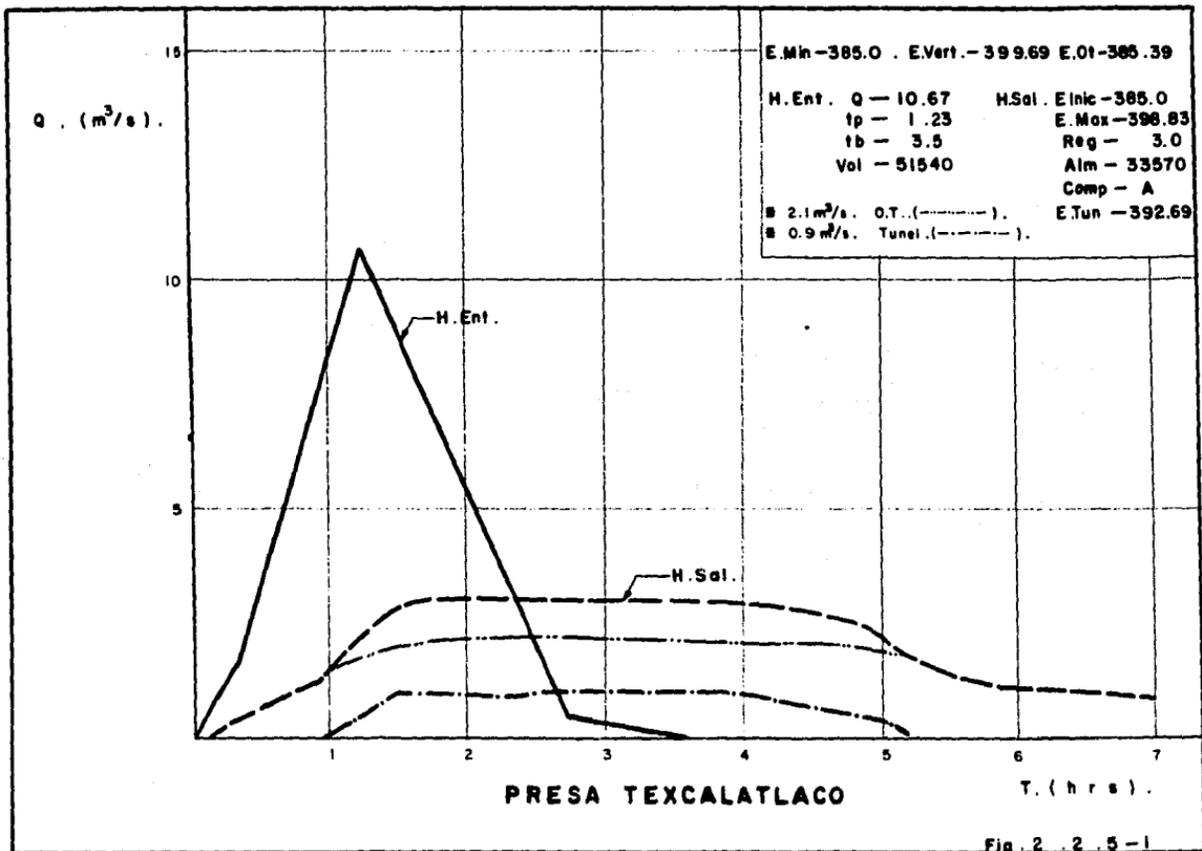


Fig. 2. 2. 5-1

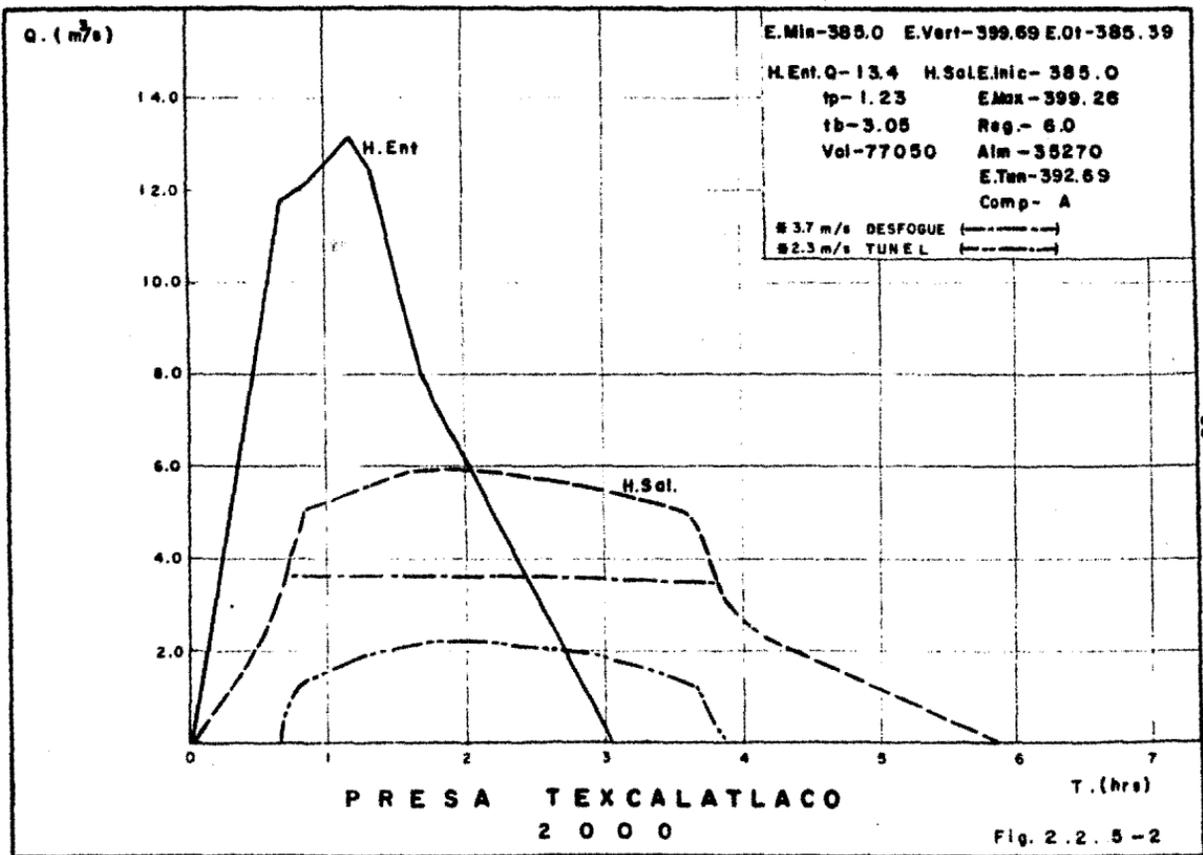


Fig. 2.2.5-2

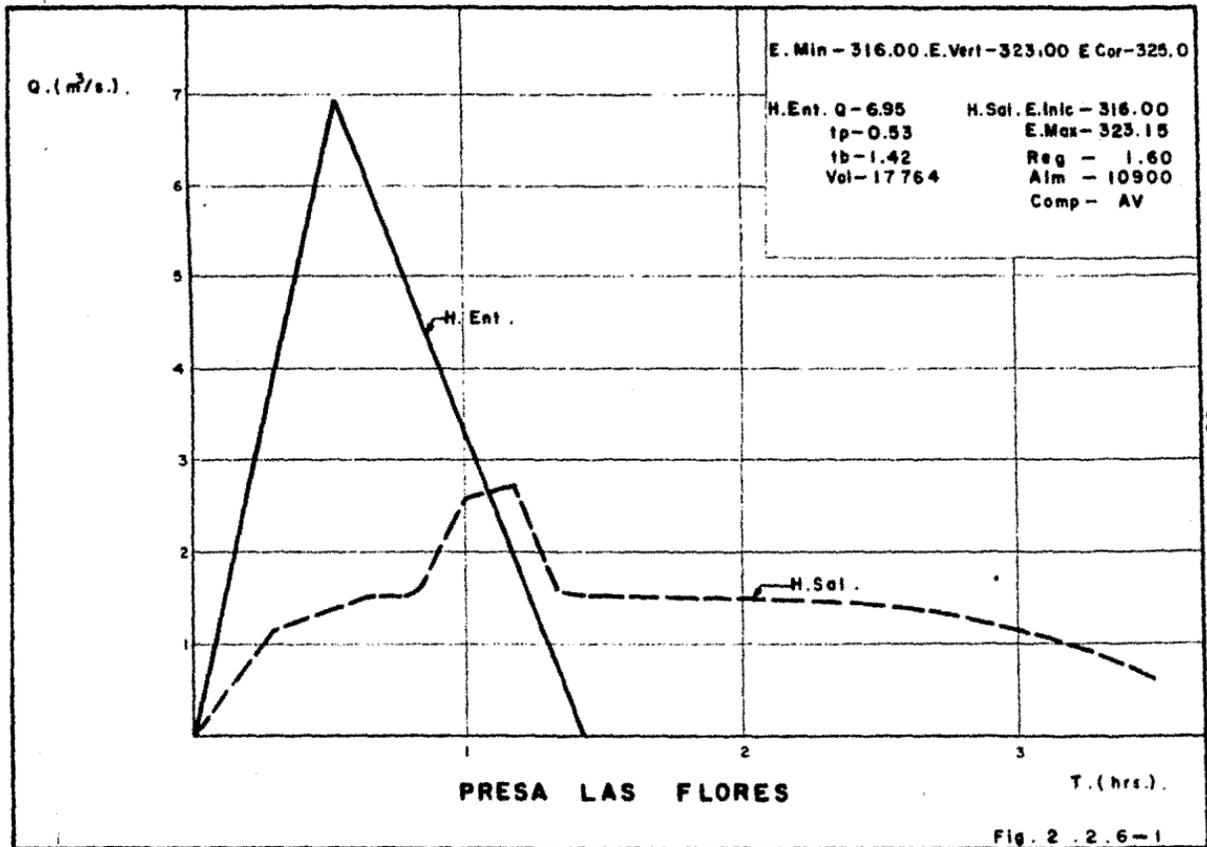
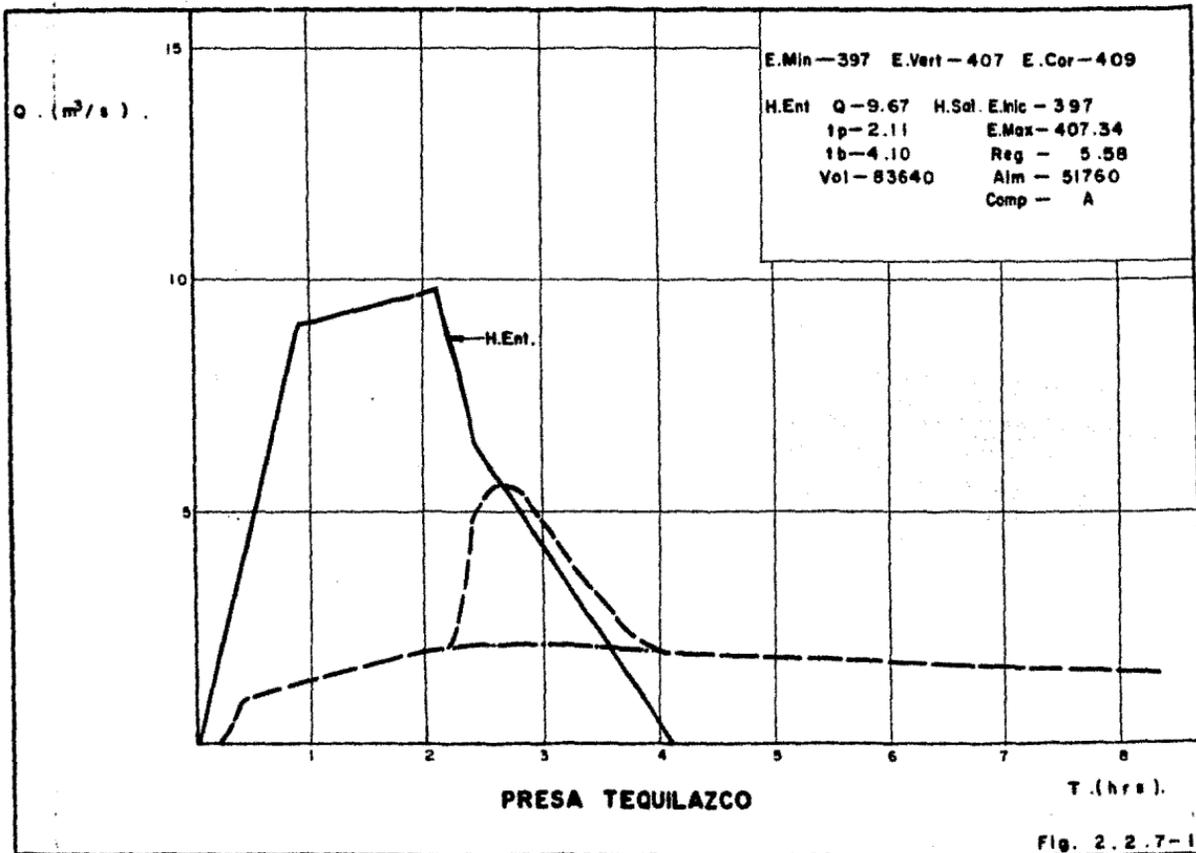
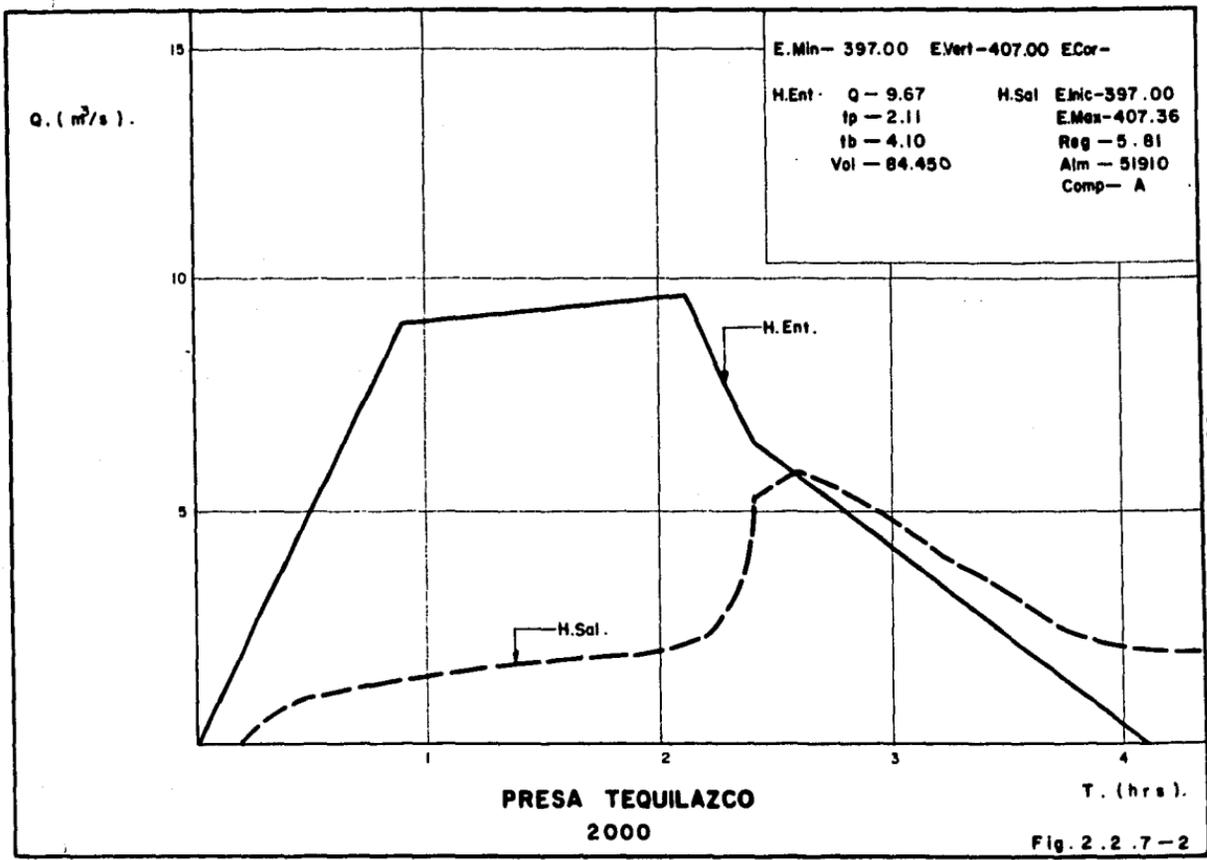


Fig. 2 . 2 . 6 - 1





**PRESA TEQUILAZCO
2000**

Fig. 2.2.7-2

58

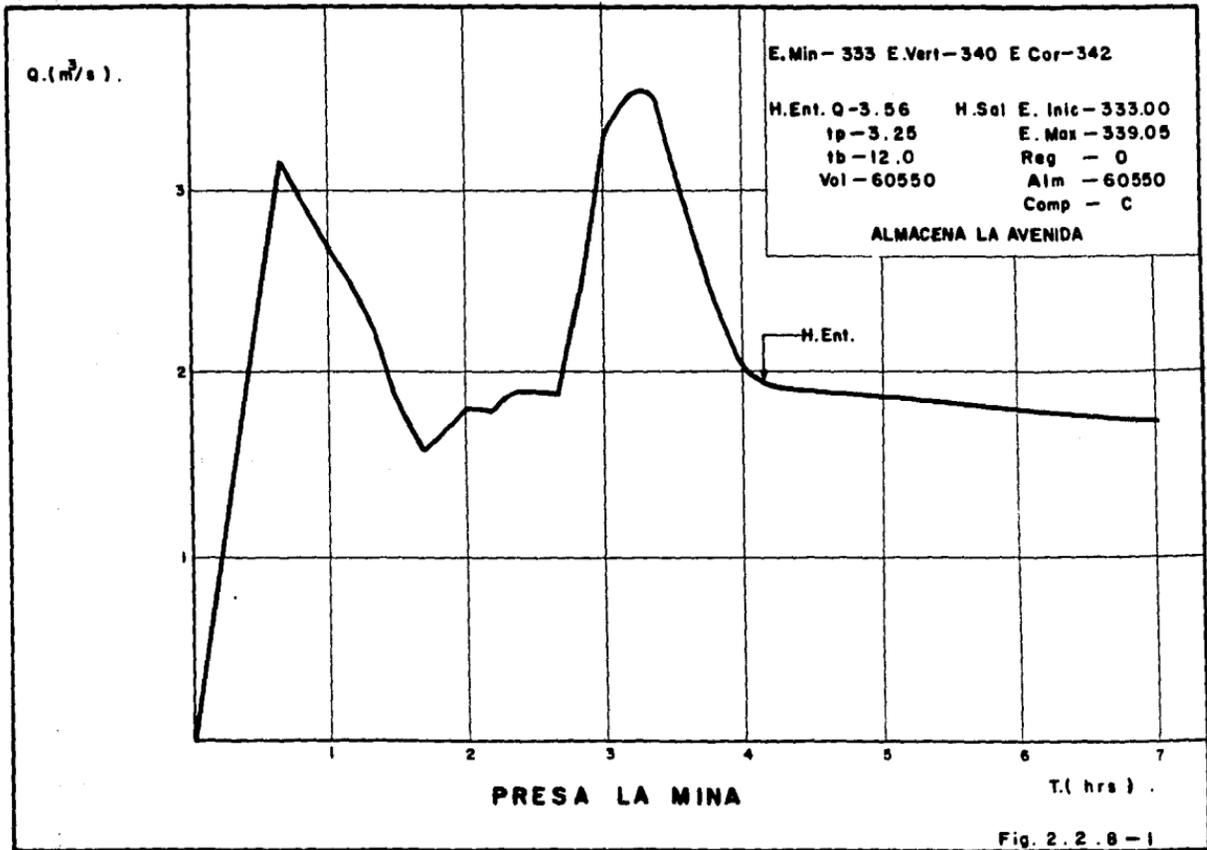


Fig. 2. 2. 8 - 1

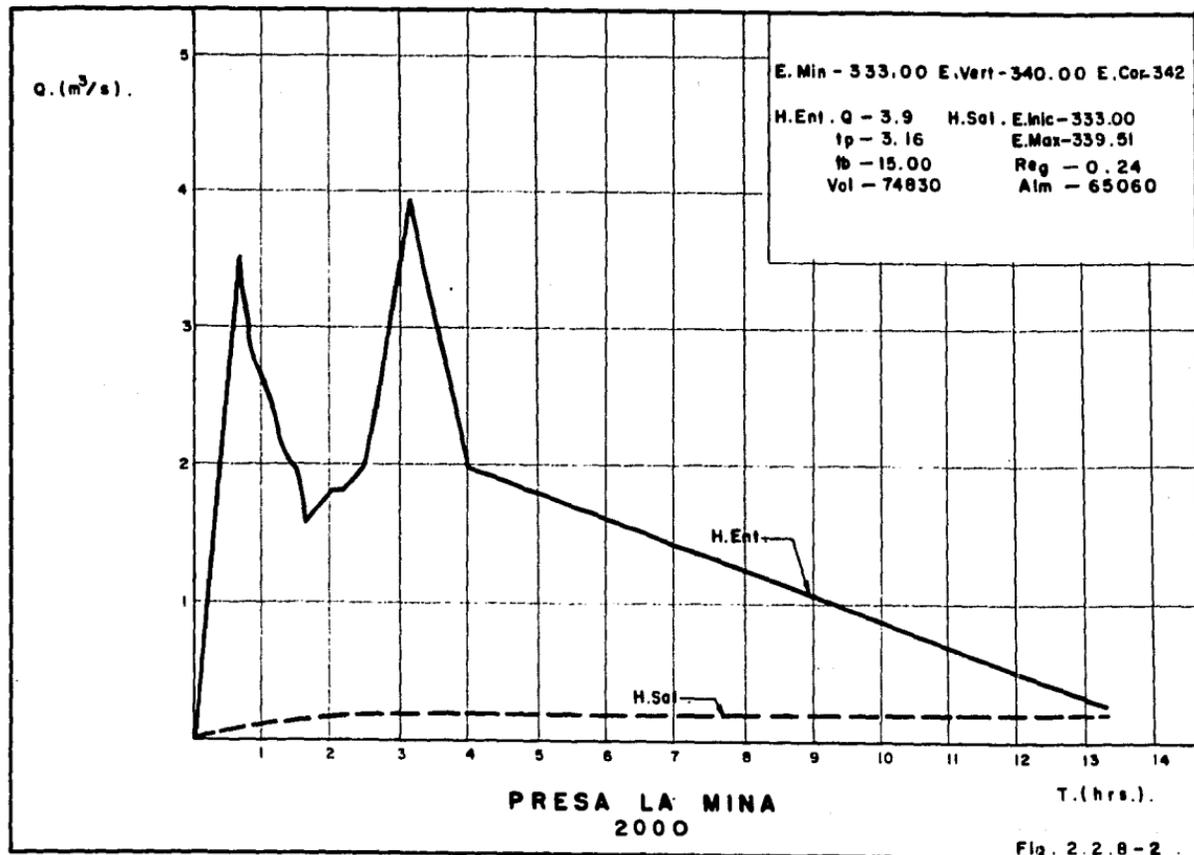


Fig. 2.2.8-2

Q (m³/s)

2

0

0.5

PRESA PILARES

T (hrs.)

E.Min - 299.00 E.Vert - 304.00 E.Cor 306.0

H.Ent. Q - 1.81 H.Sol E.Inc - 299.00

tp - 0.165 E.Max - 300.10

tb - 0.44 Reg - 0

Vol - 1433 Alm - 1433

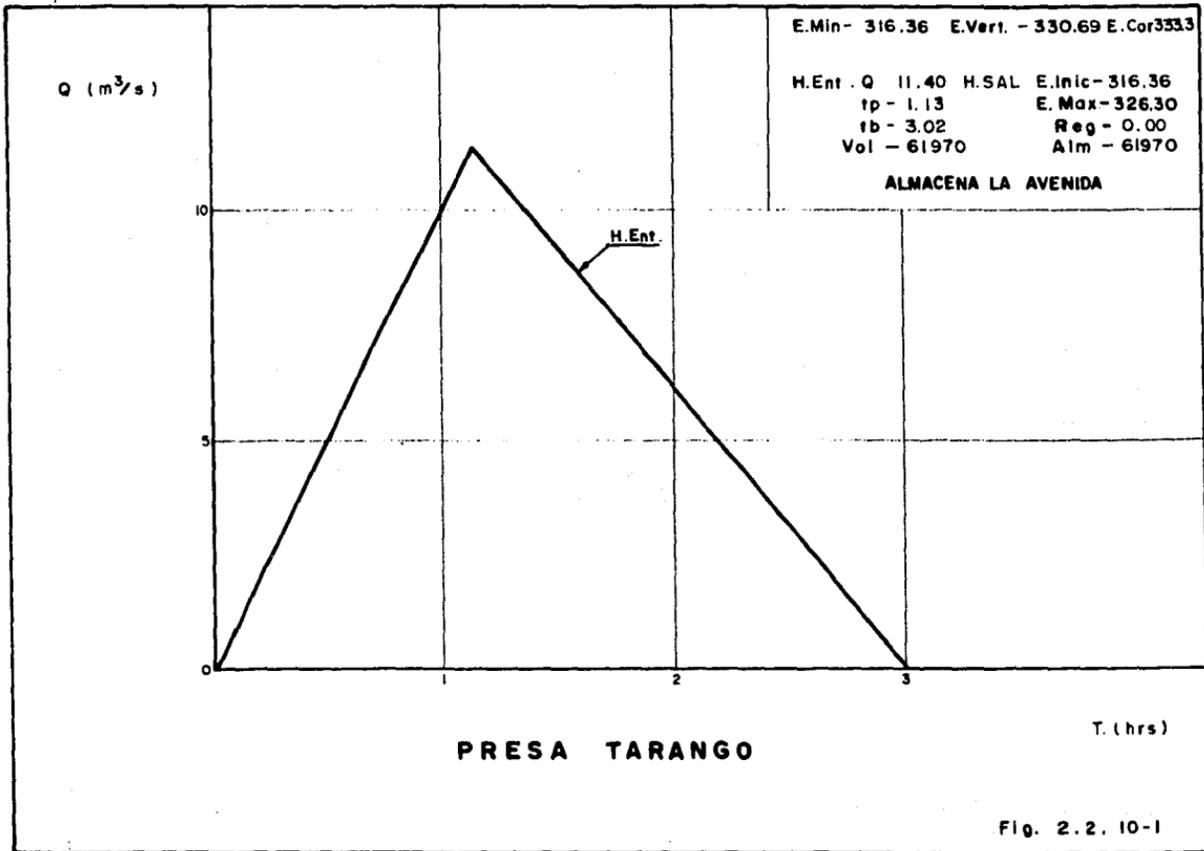
ALMACENA LA AVENIDA

Com - C

H.Ent.

91

Fig. 2.2.9-1



E. Min - 316.36 E. Vert 330.69 E. Cor 333.36

Q (m³/s)

H. Ent. Q - 11.70 H. Sal E Inic - 330.00

tp - 1.13

E. Max - 330.63

tb - 3.02

Reg - 0.000

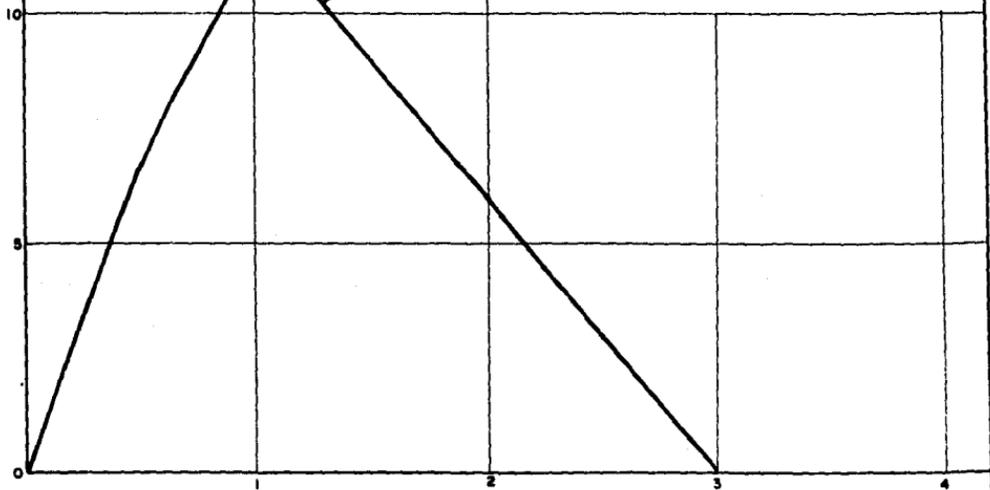
Vol - 64354

Alm - 170310

ALMACENA LA AVENIDA

Comp C

H. Ent.



PRESA TARANGO 2000

T (hrs)

63

Fig. 2.2.10-2

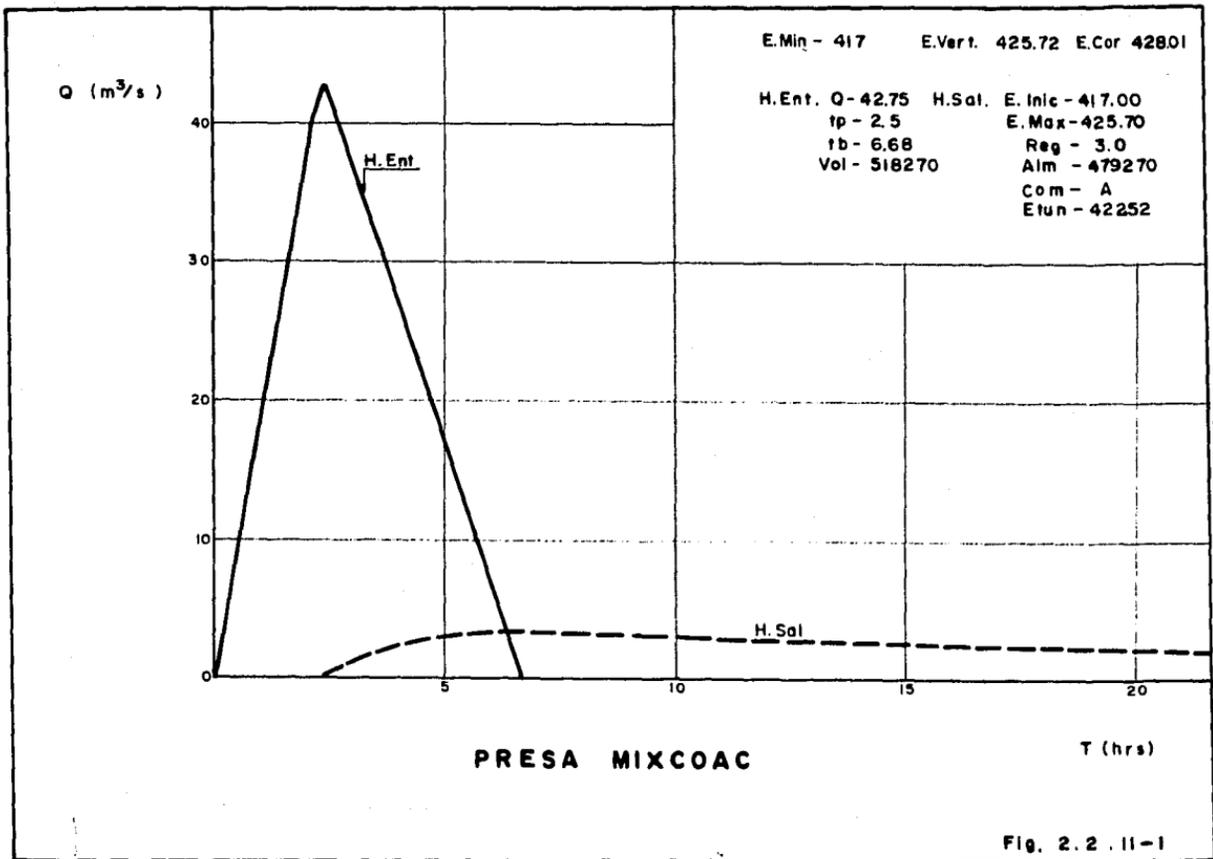
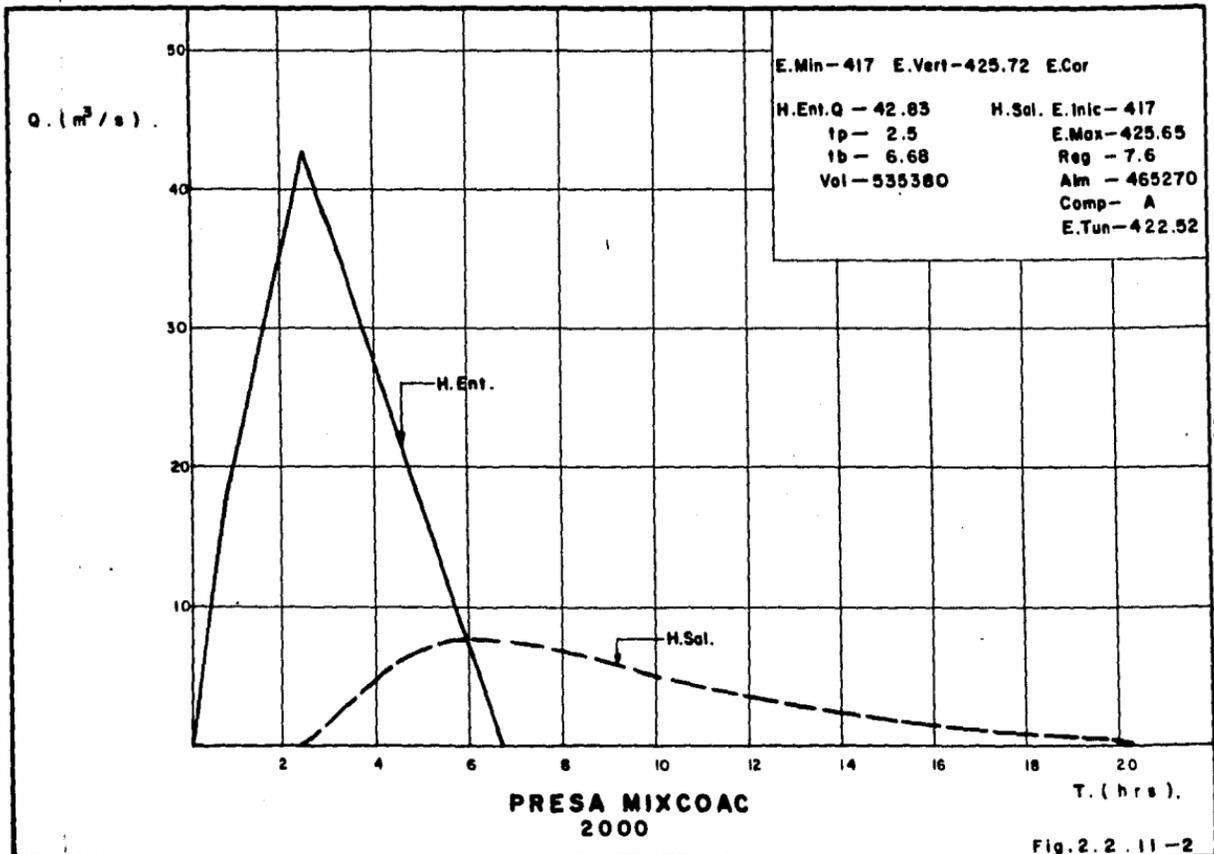


Fig. 2.2.11-1



65

Fig. 2. 2. 11-2

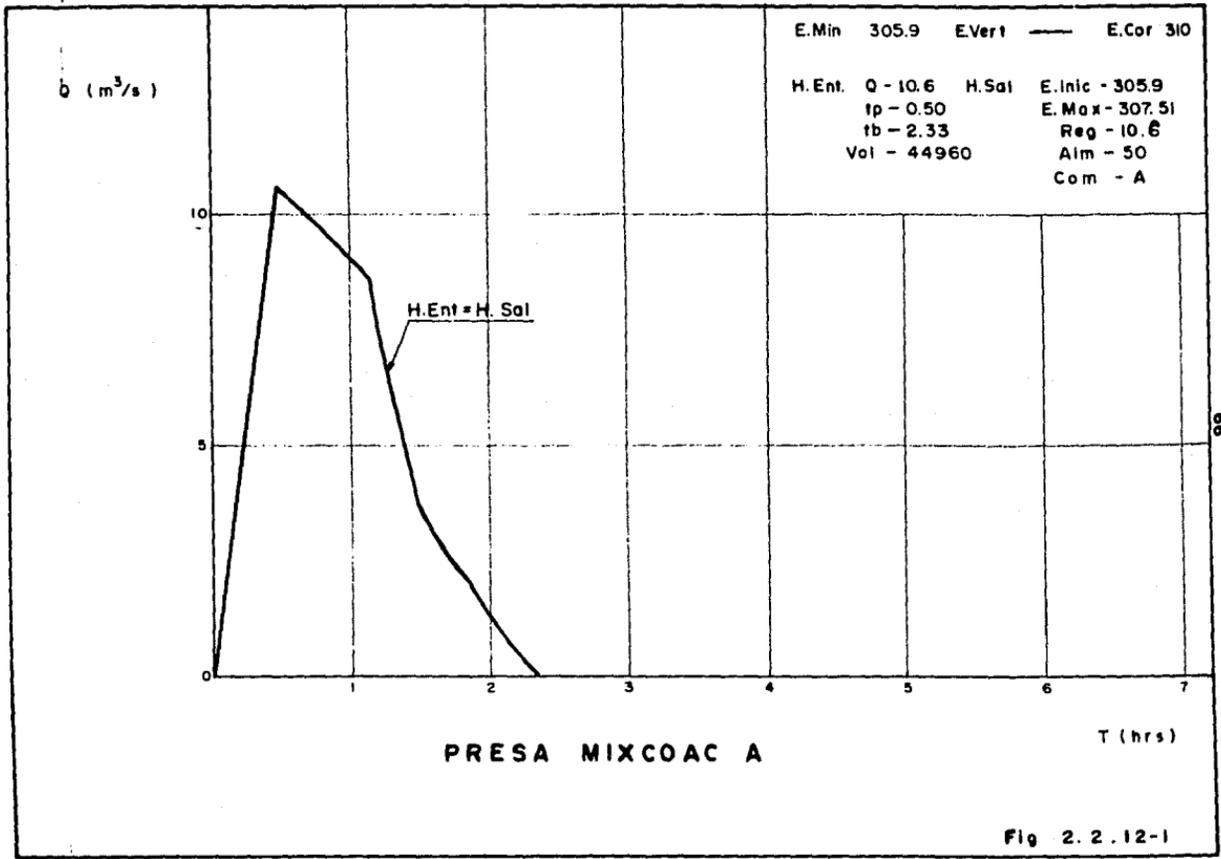
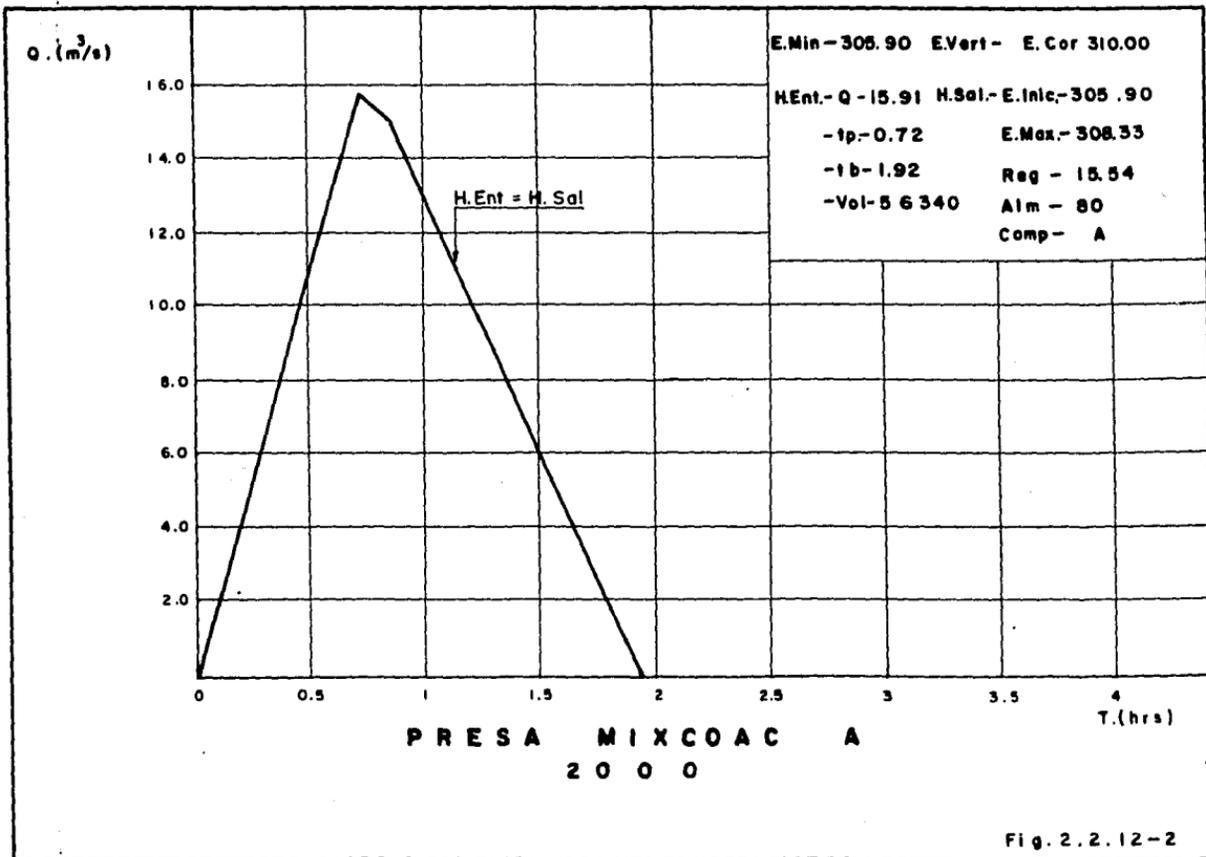


Fig 2.2.12-1



67

Fig. 2.2.12-2

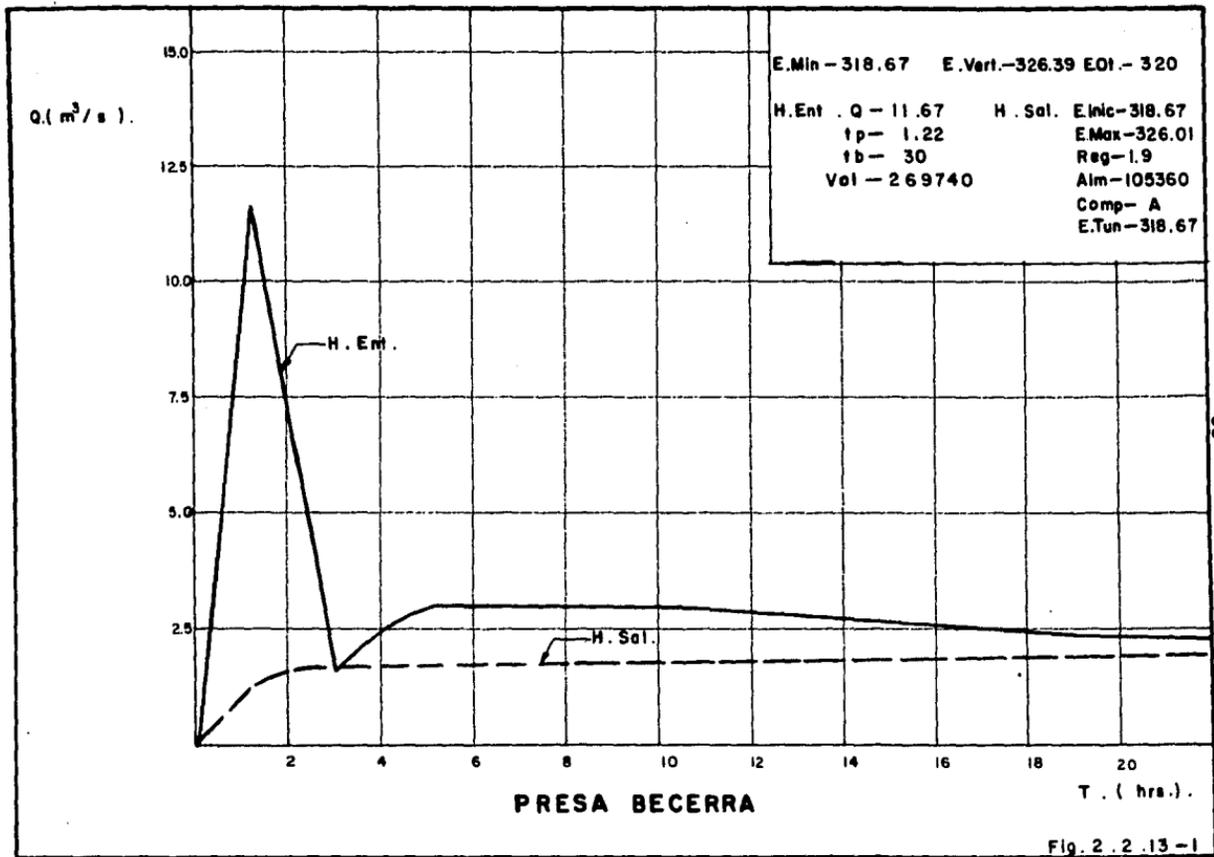
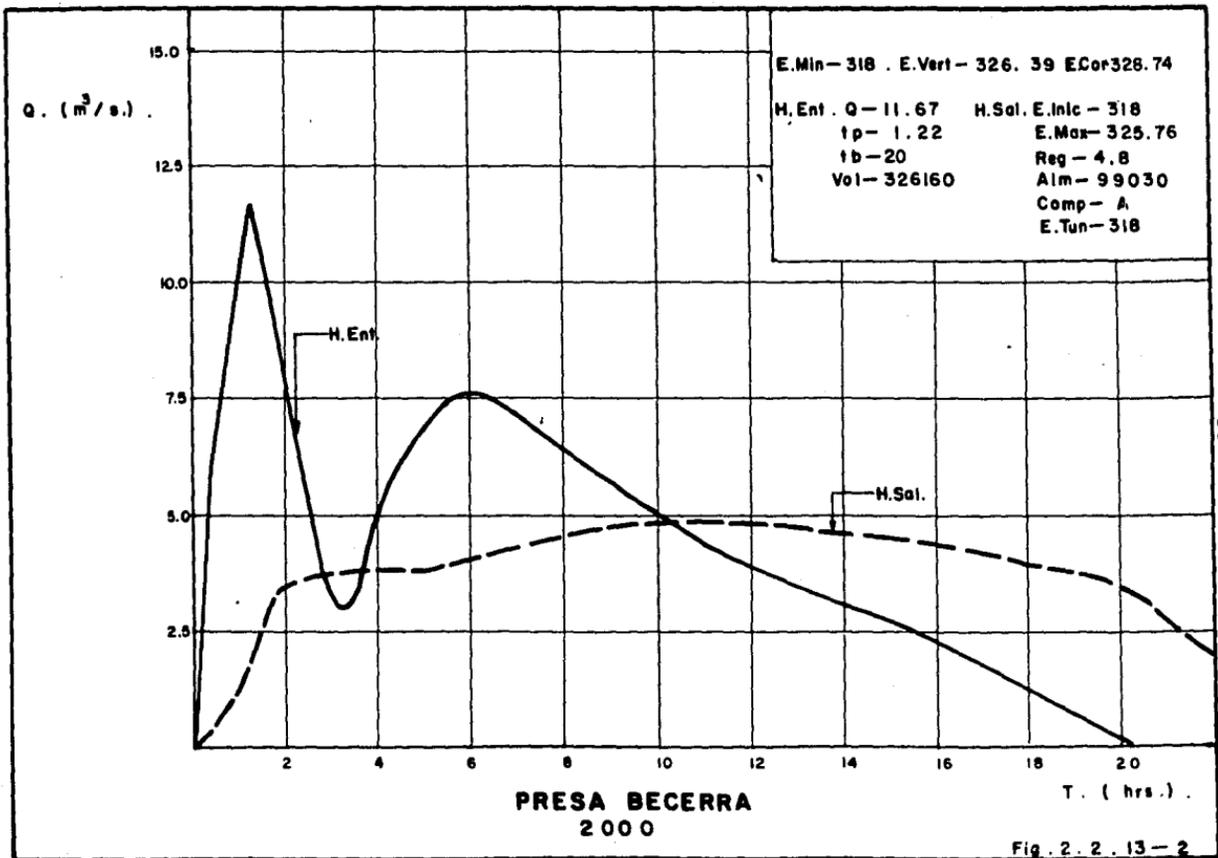


Fig. 2.2.13-1



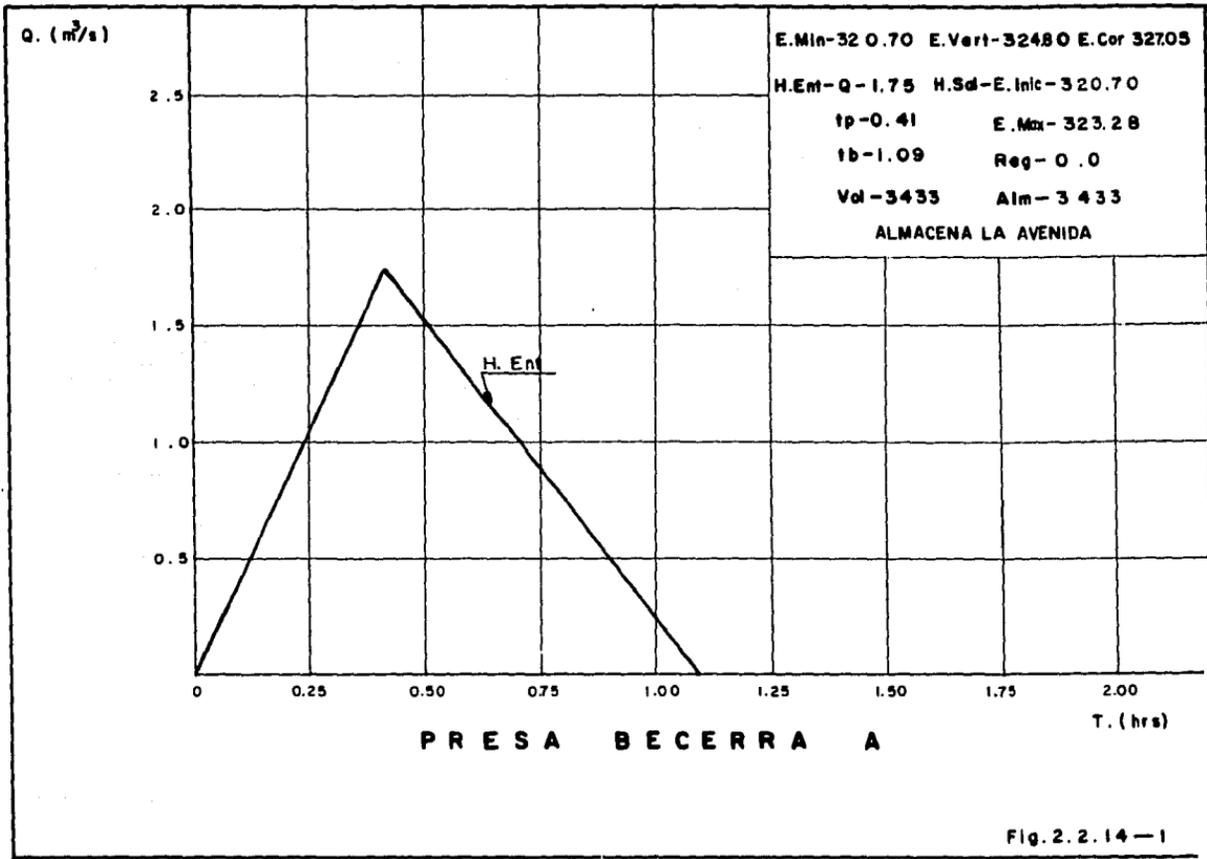


Fig. 2. 2. 14-1

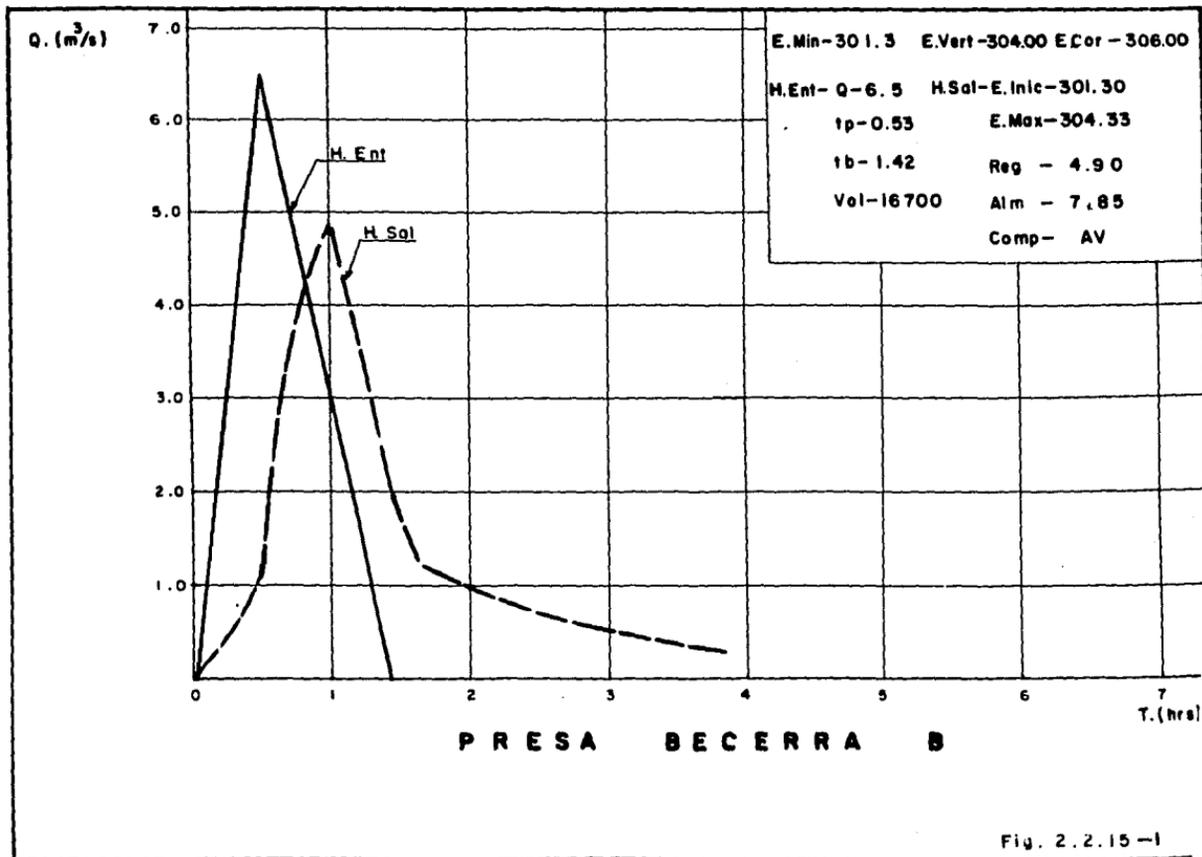


Fig. 2.2.15-1

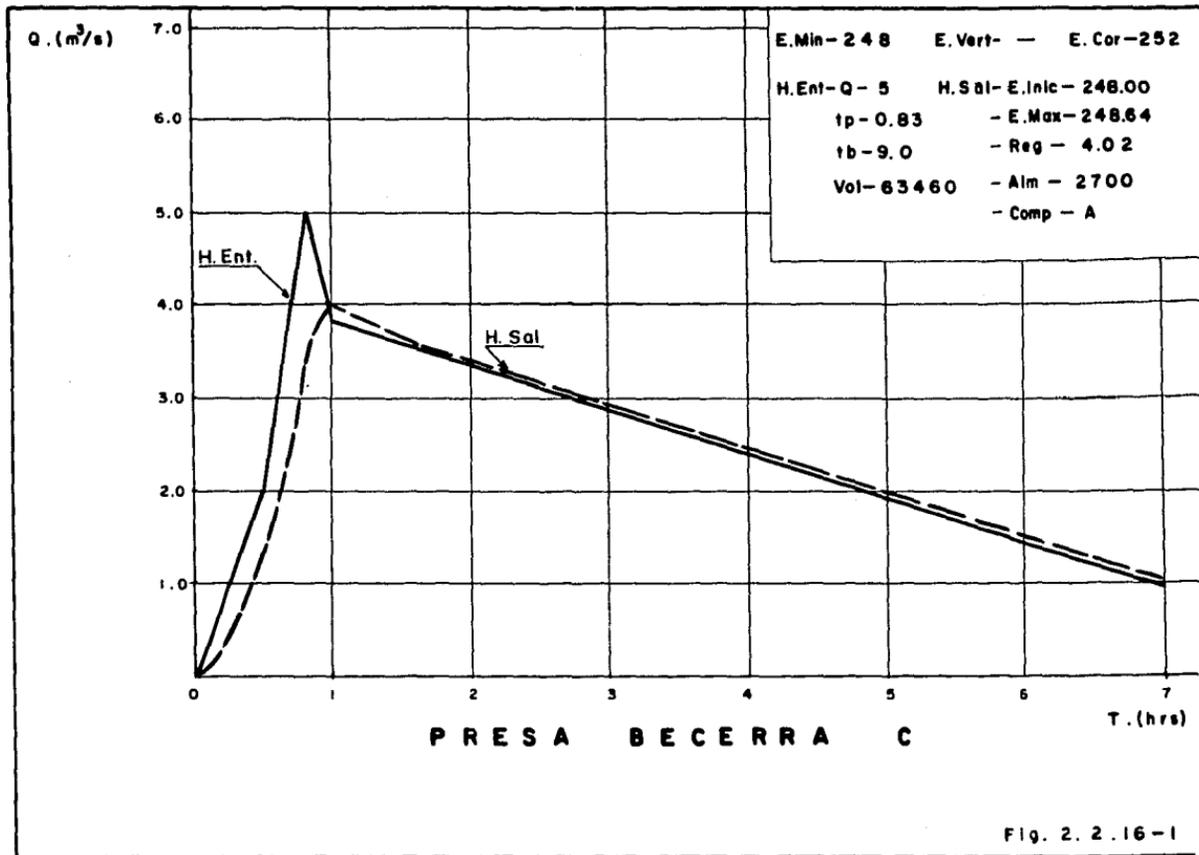
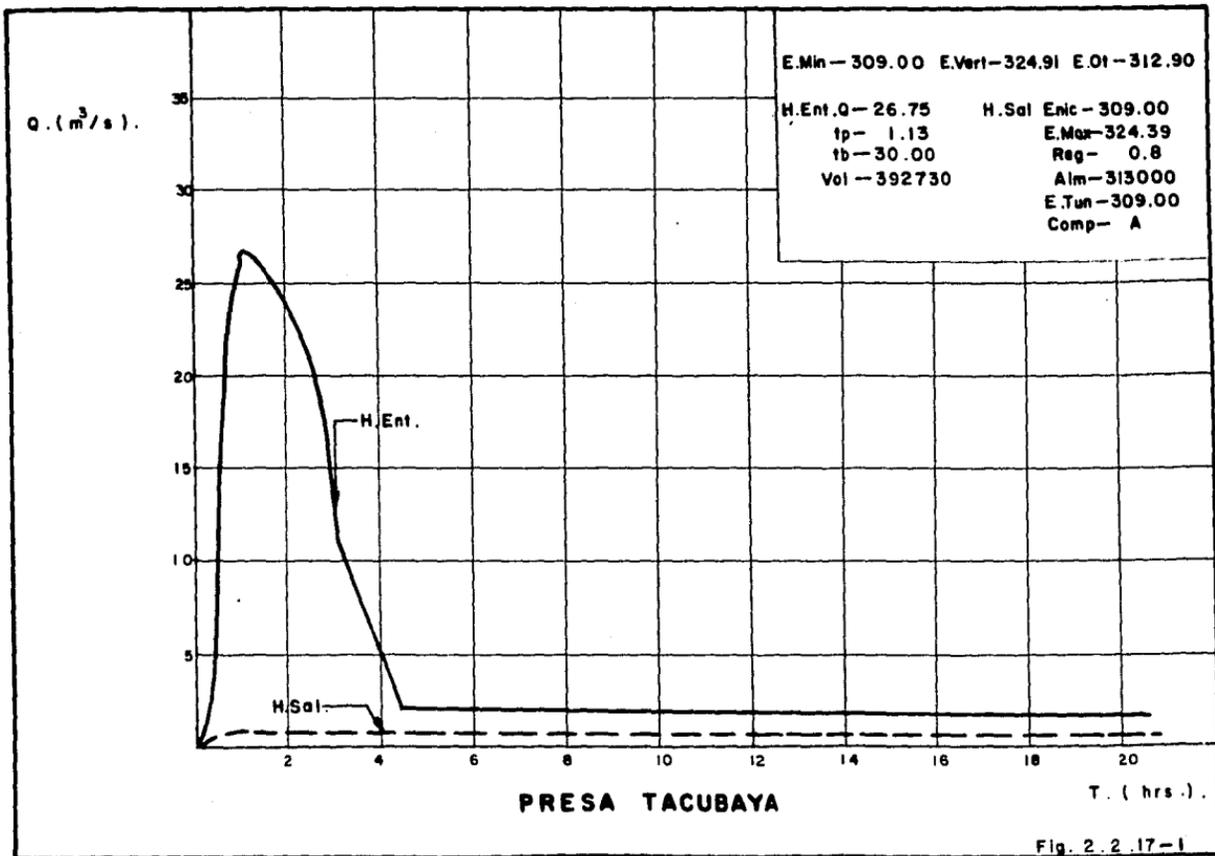


Fig. 2. 2. 16-1



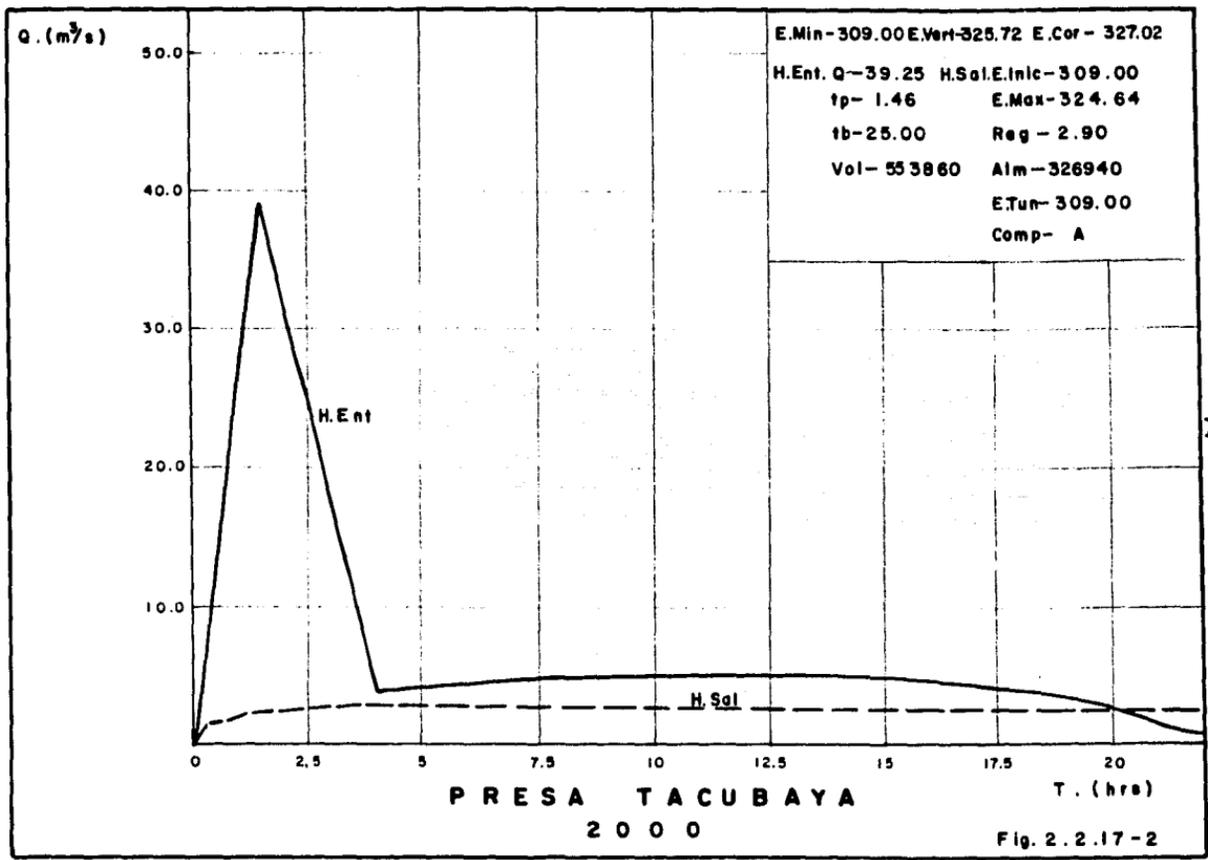
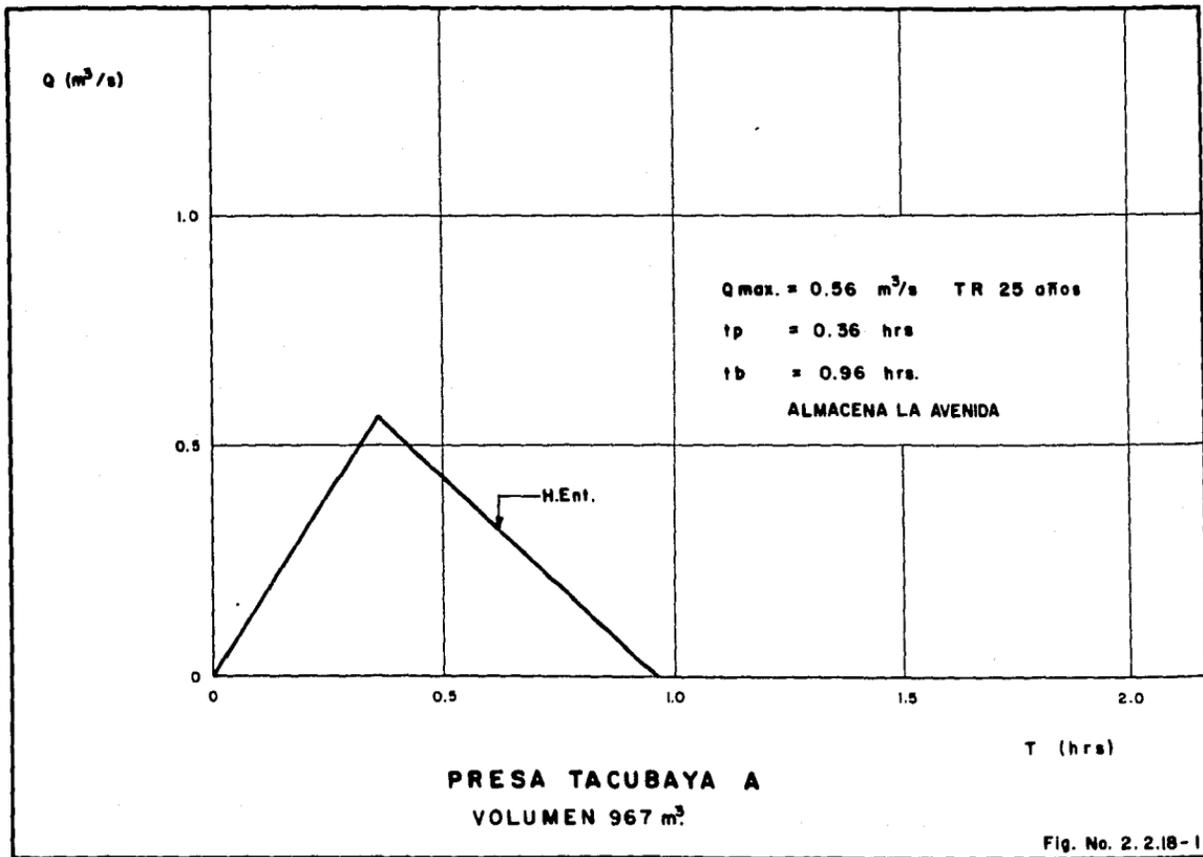


Fig. 2.2.17-2



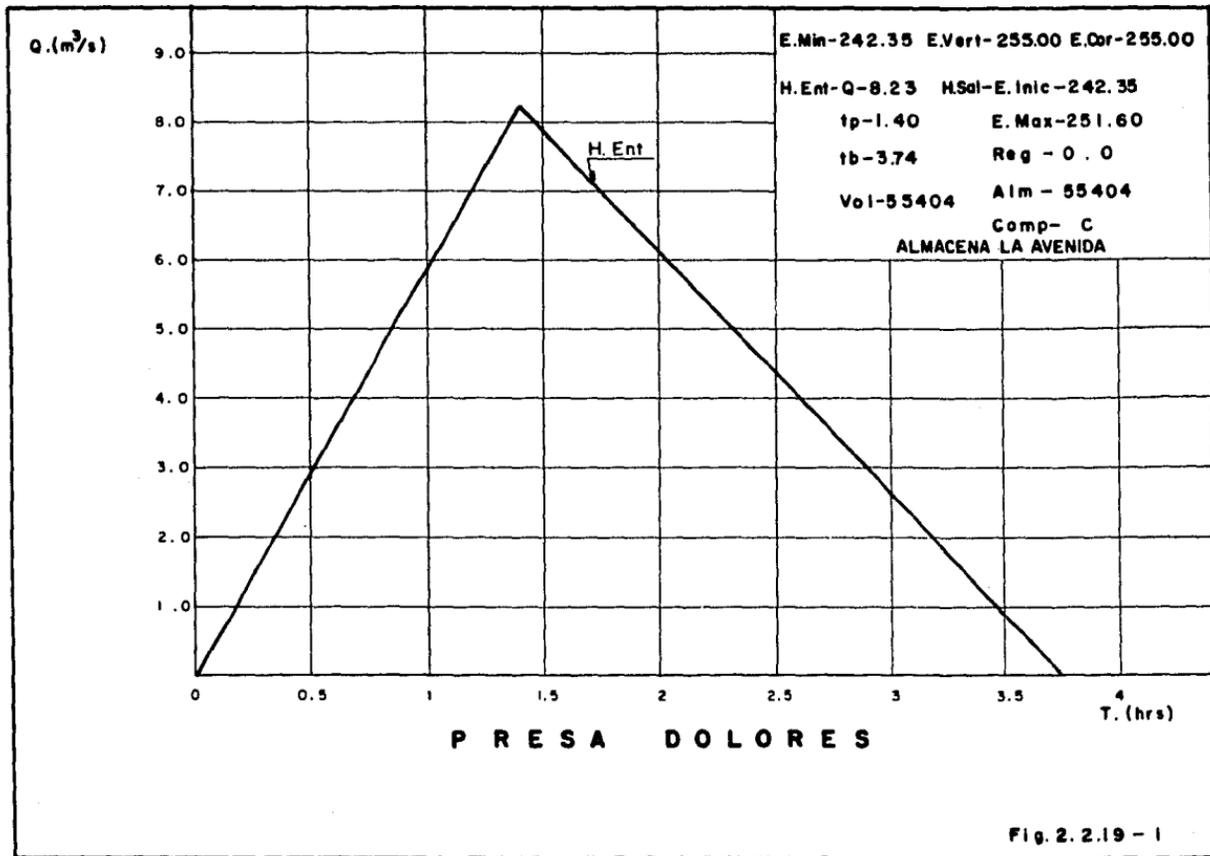


Fig. 2.2.19 - 1

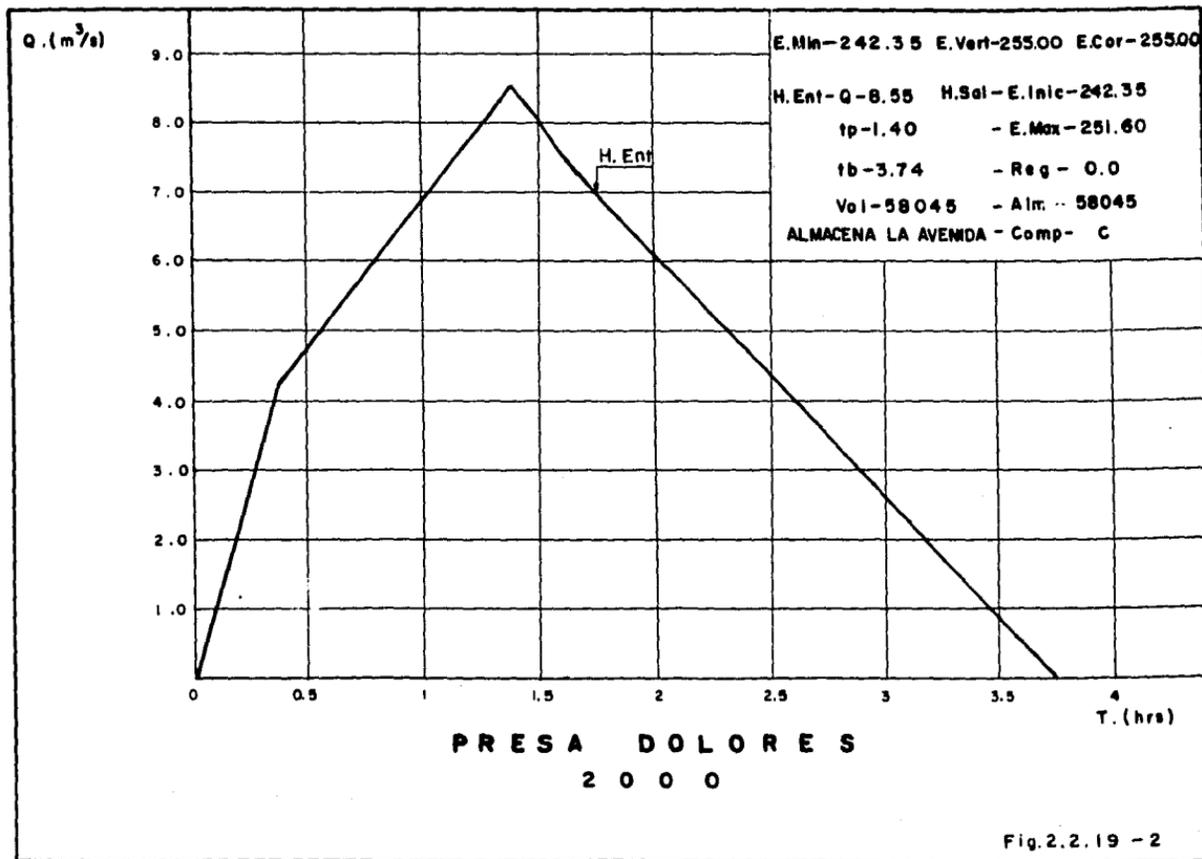
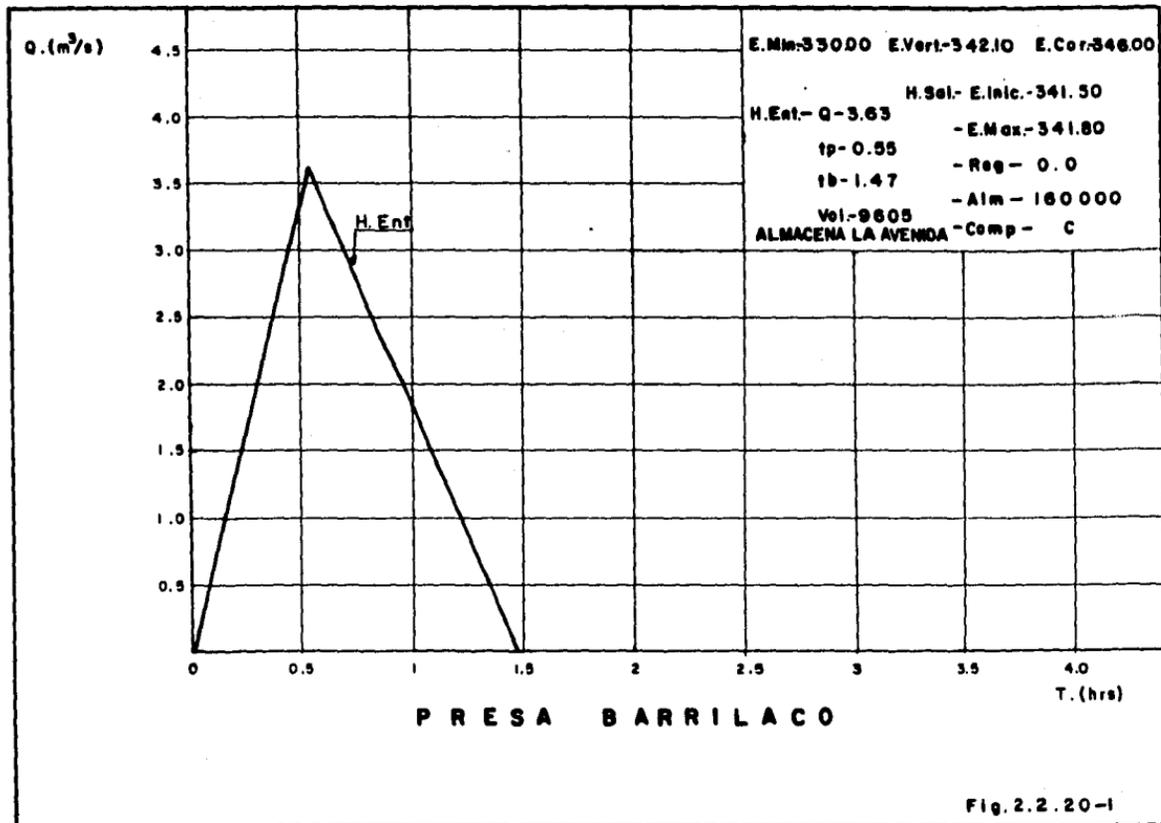


Fig.2.2.19 - 2



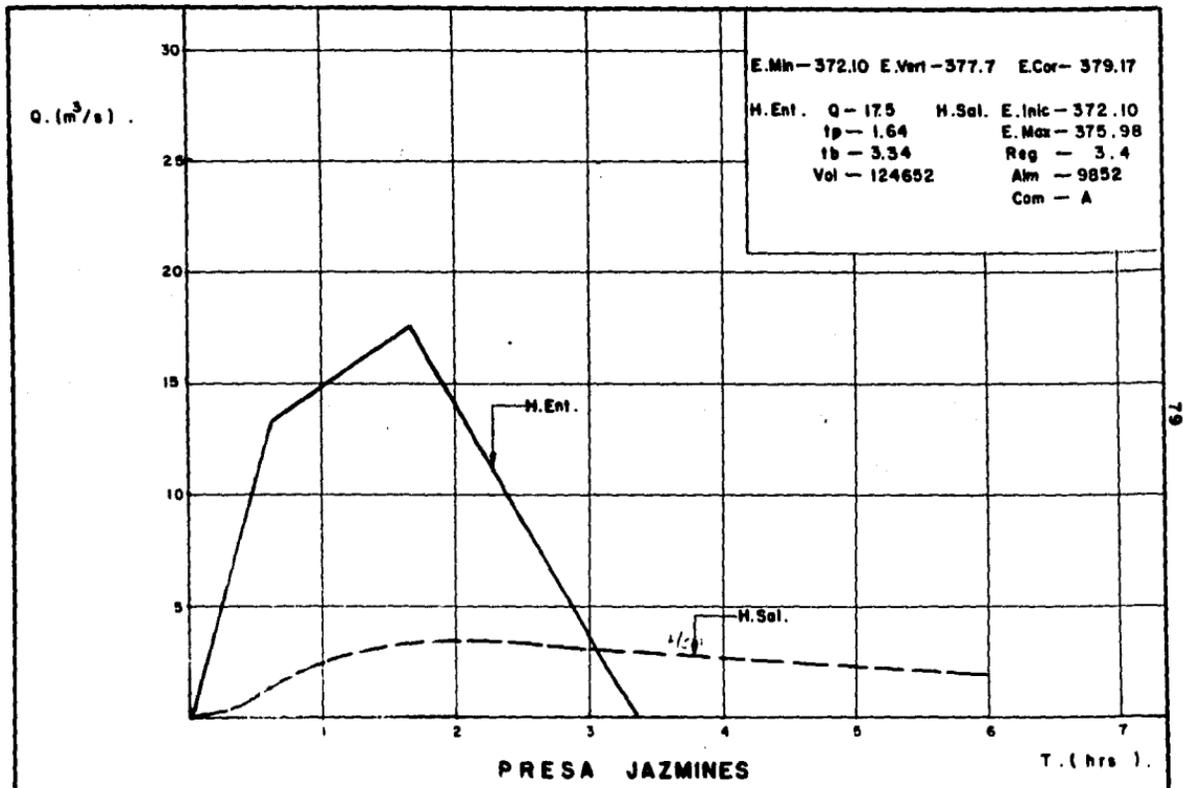
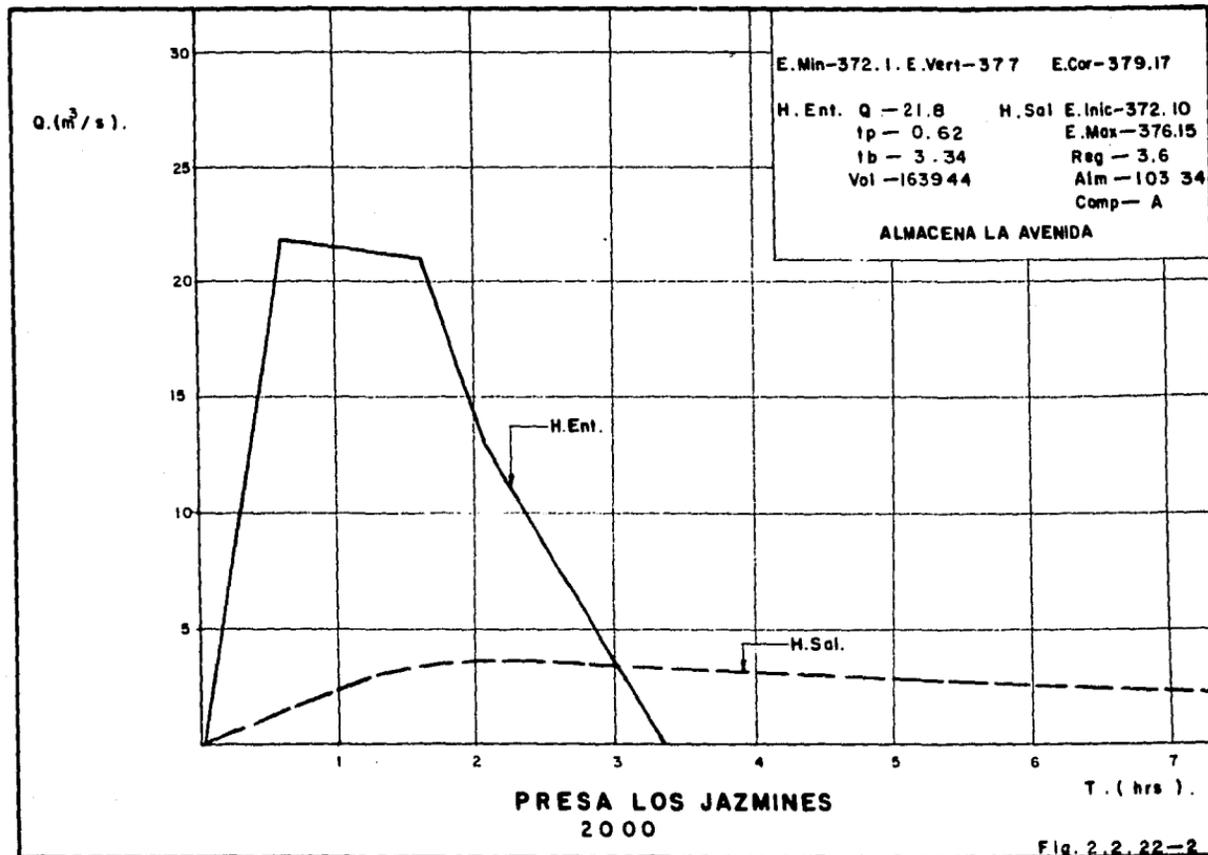
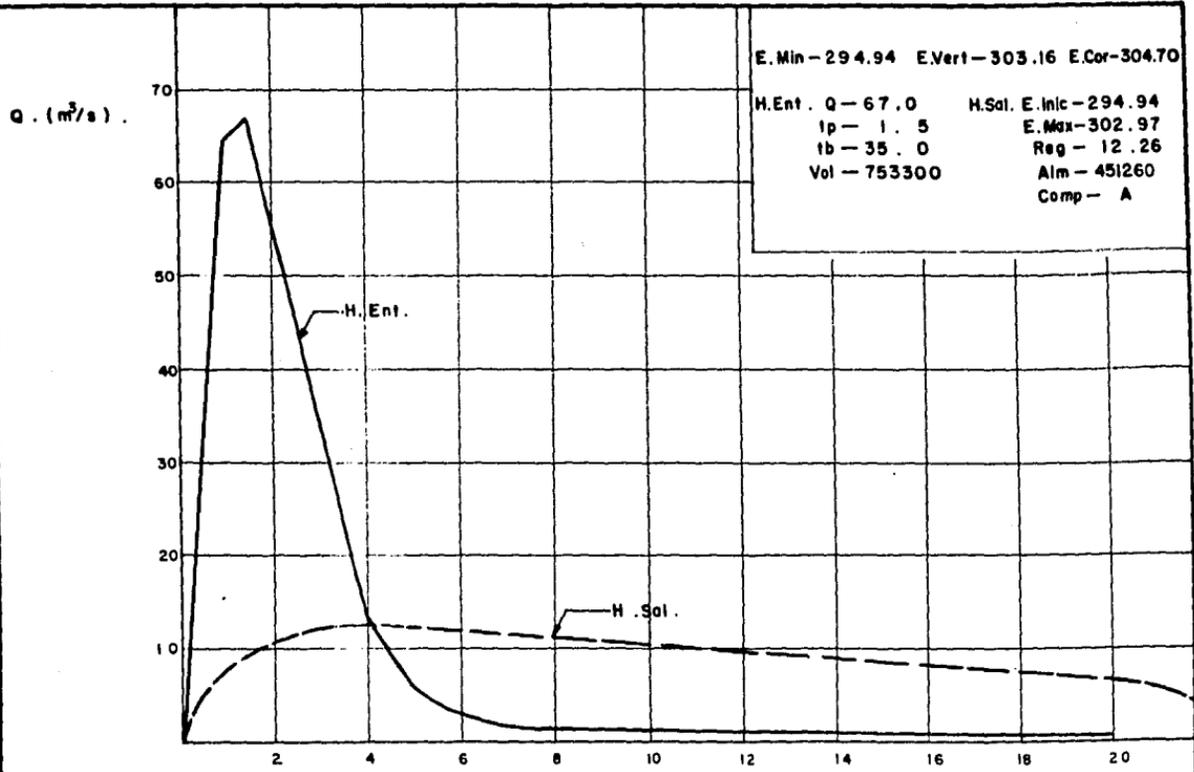


Fig. 2.2.22 - 1



E.Min-294.94 E.Vert-303.16 E.Cor-304.70

H.Ent. Q-67.0 H.Sal. E.Inic-294.94
Ip-1.5 E.Max-302.97
tb-35.0 Reg-12.26
Vol-75300 Alm-451260
Comp-A



TECAMACHALCO - SAN JOAQUIN
SISTEMA VASOS COMUNICANTES

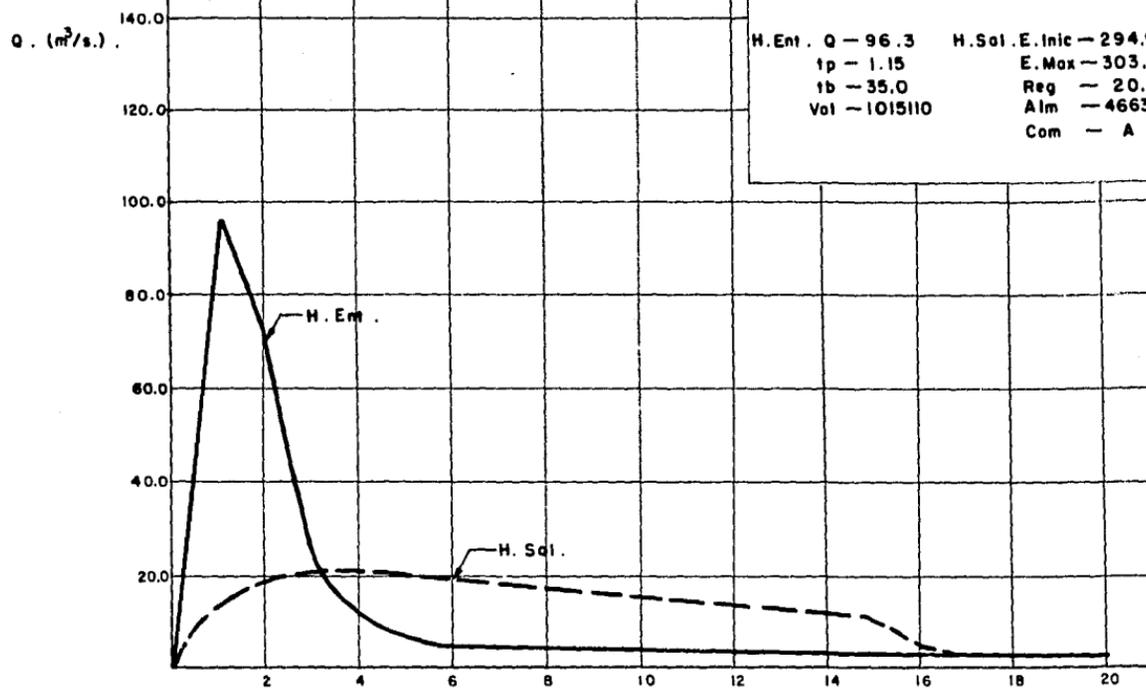
T. (hrs.)

Fig. 2.2.23-1

18

E. Min - 294.94 E. Vert - 303.16 E. Cor - 304.70

H. Ent. Q - 96.3 H. Sol. E. Inic - 294.94
tp - 1.15 E. Max - 303.06
tb - 35.0 Reg - 20.67
Vol - 1015110 Alm - 466380
Com - A



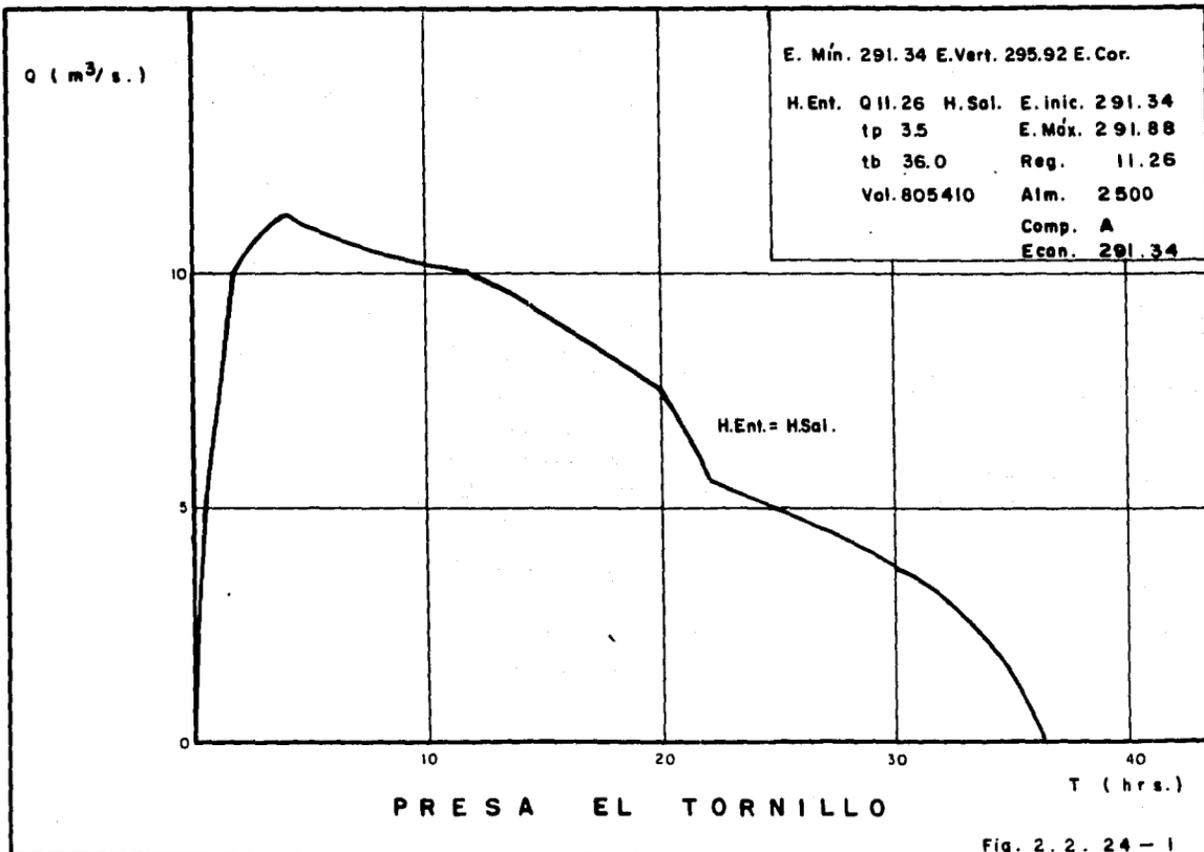
TECAMACHALCO - SAN JOAQUIN
SISTEMA VASOS COMUNICANTES.

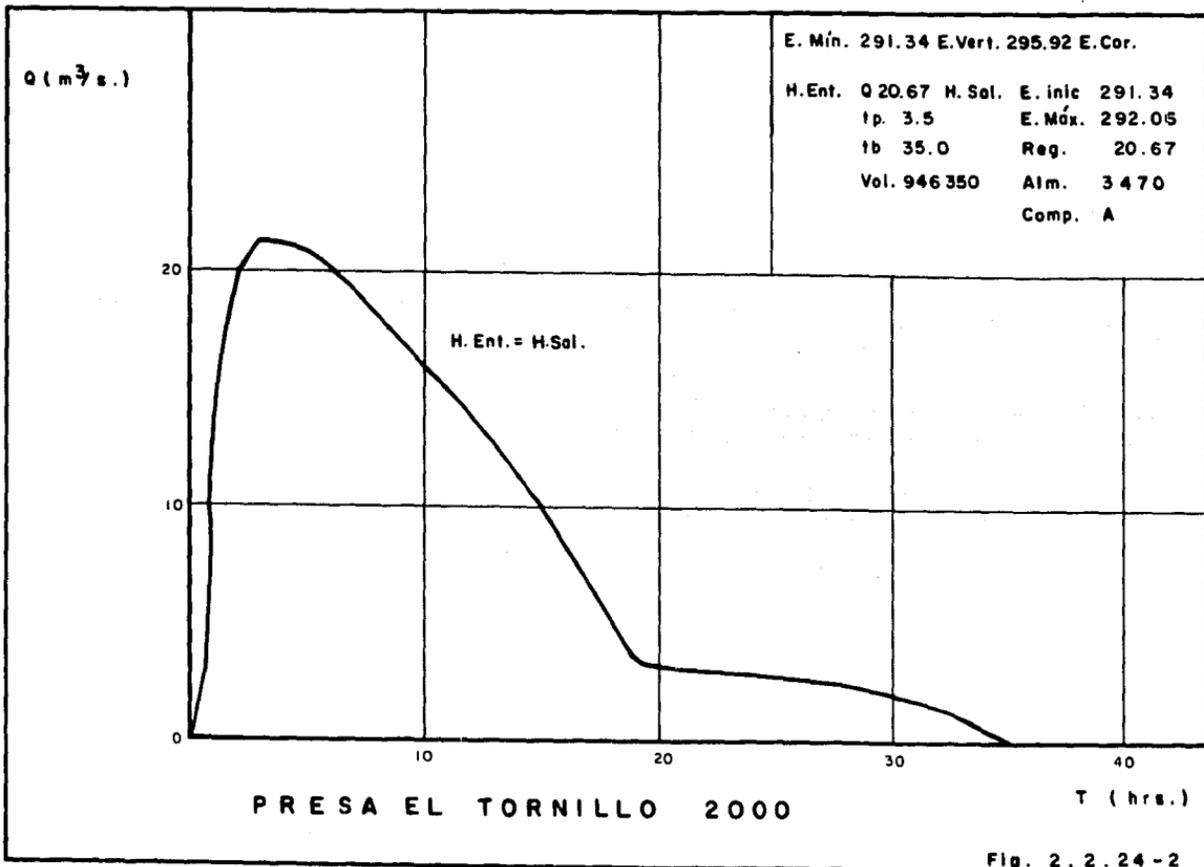
T. (hrs)

2000

Fig. 2.2-23 - 2

82





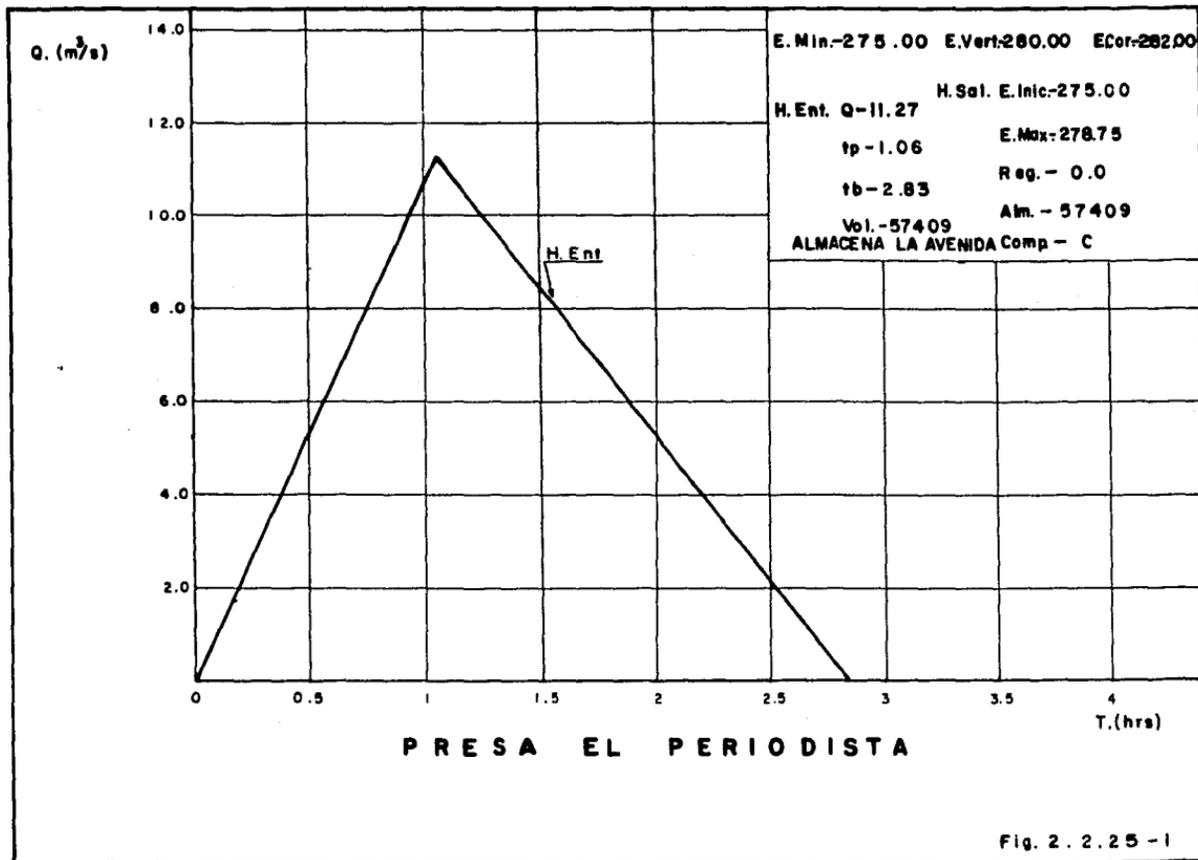


Fig. 2. 2. 25 -1

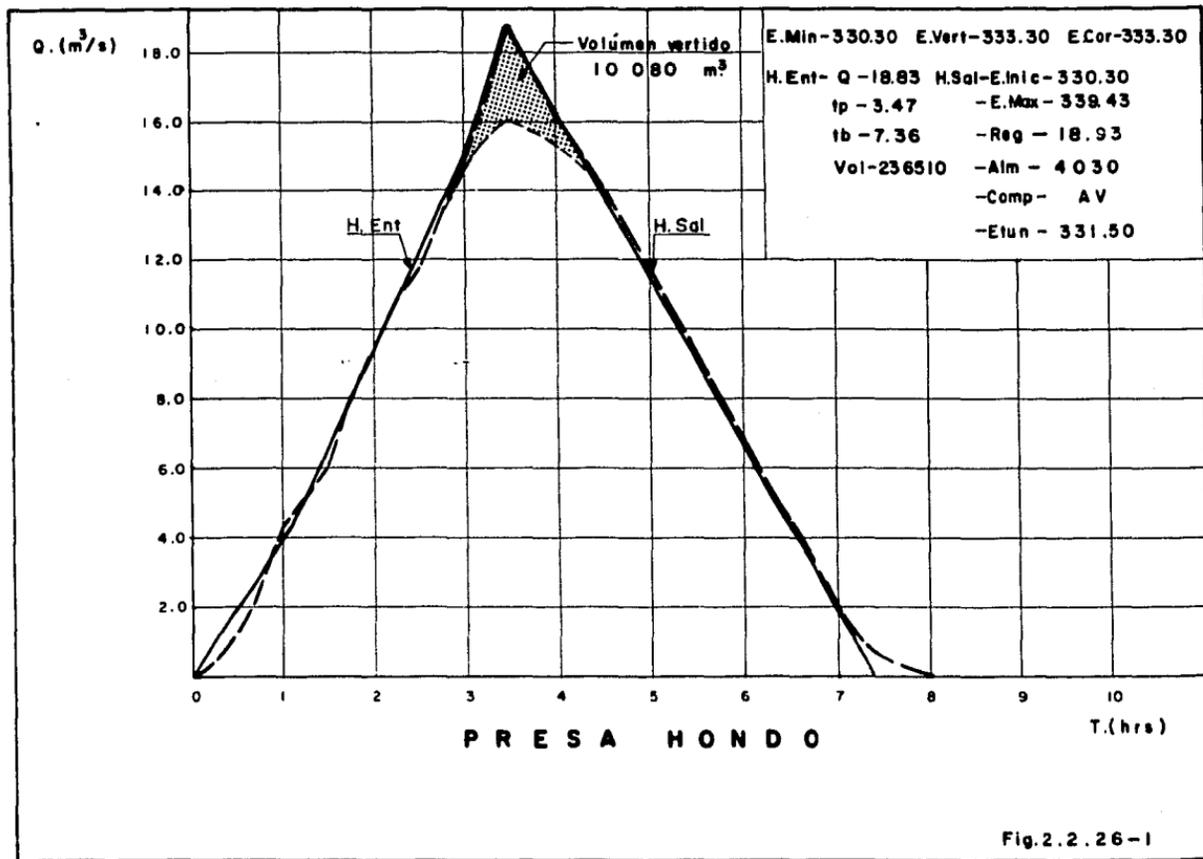


Fig.2.2.26-1

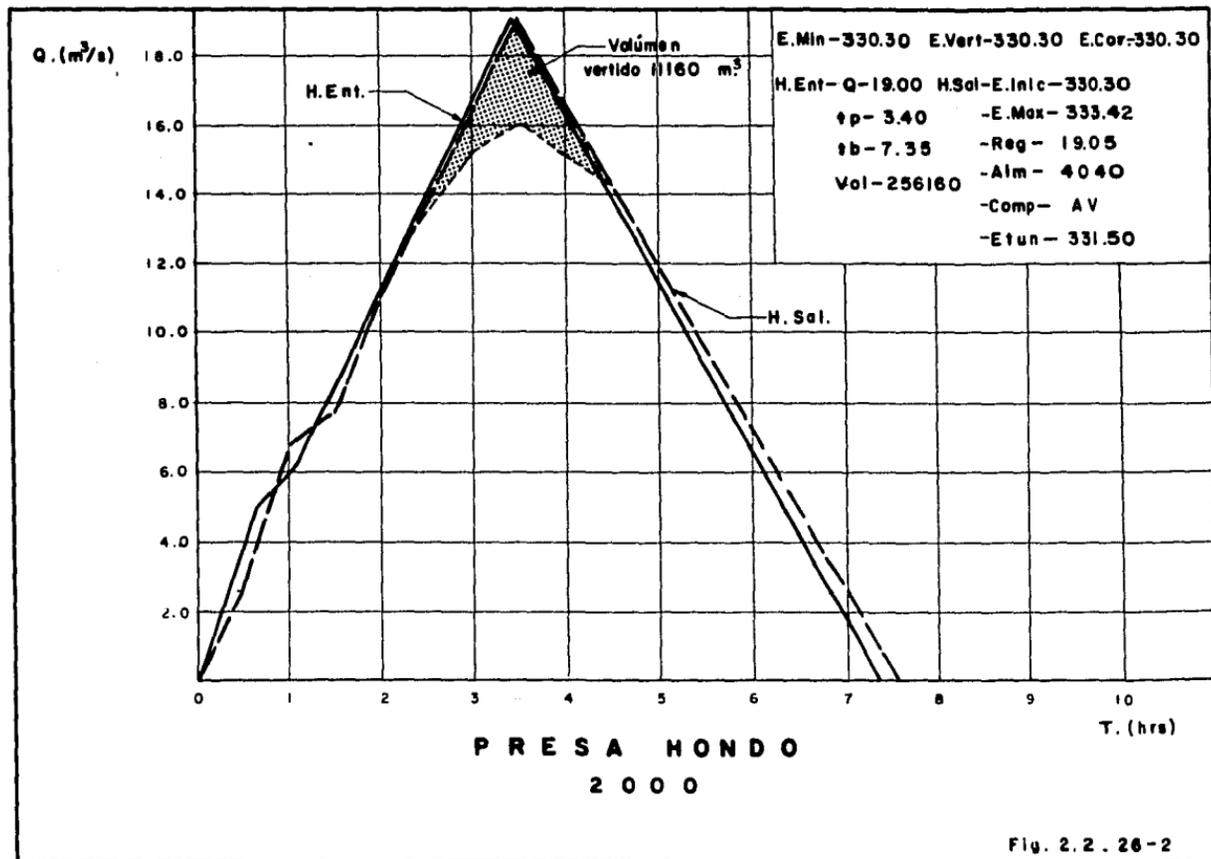


Fig. 2.2. 26-2

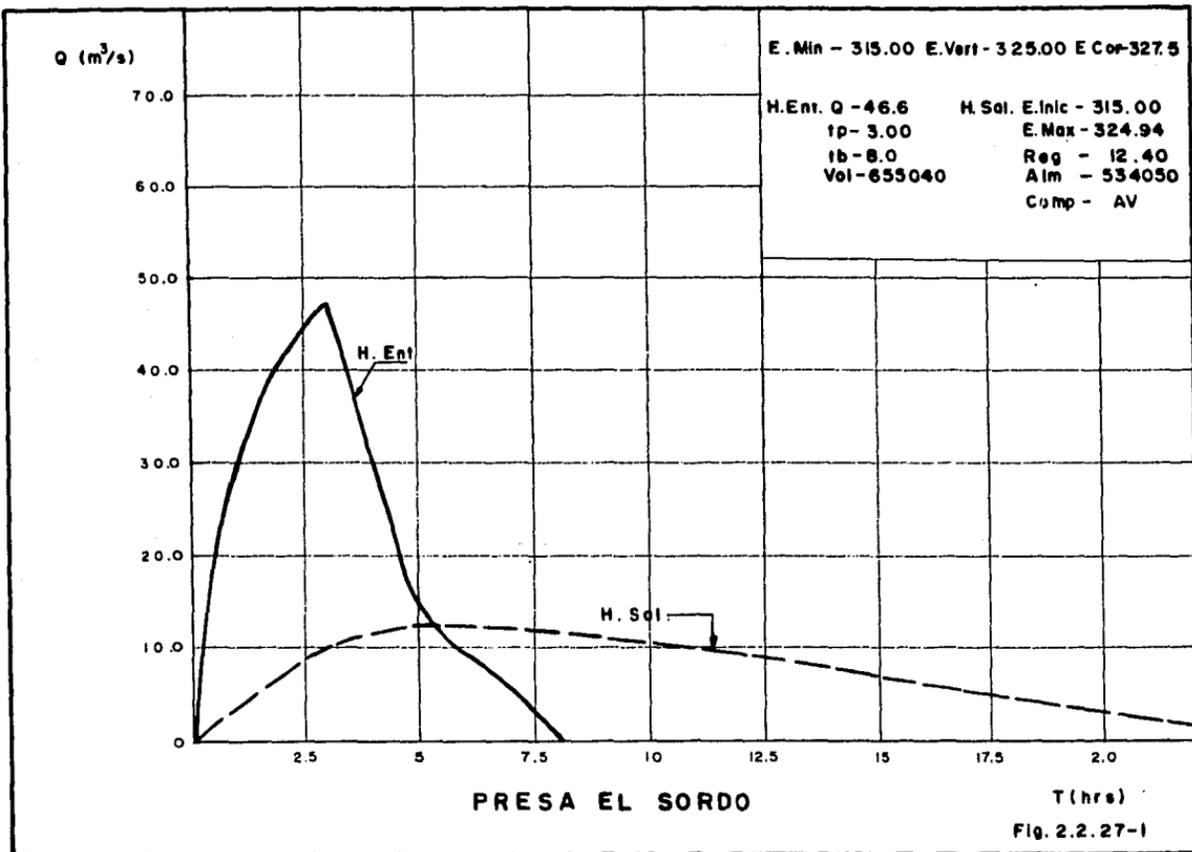
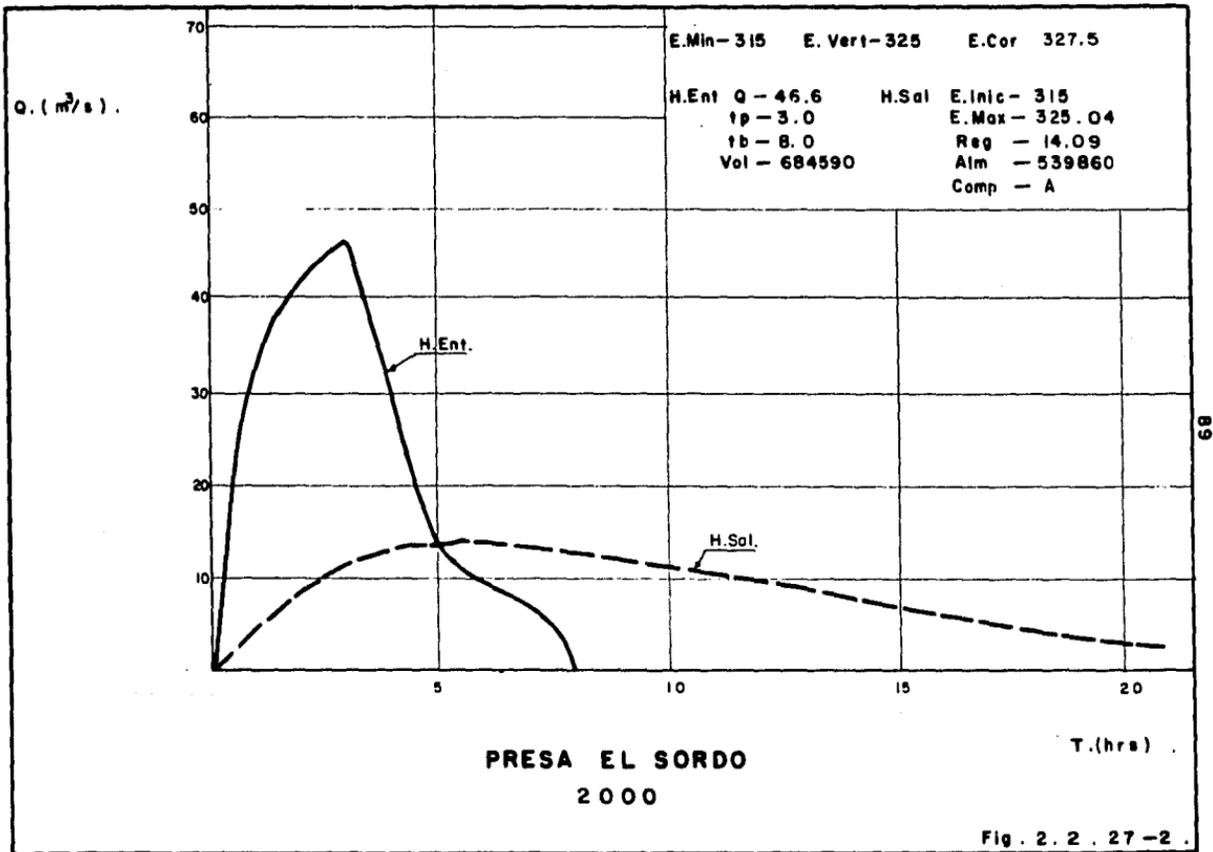
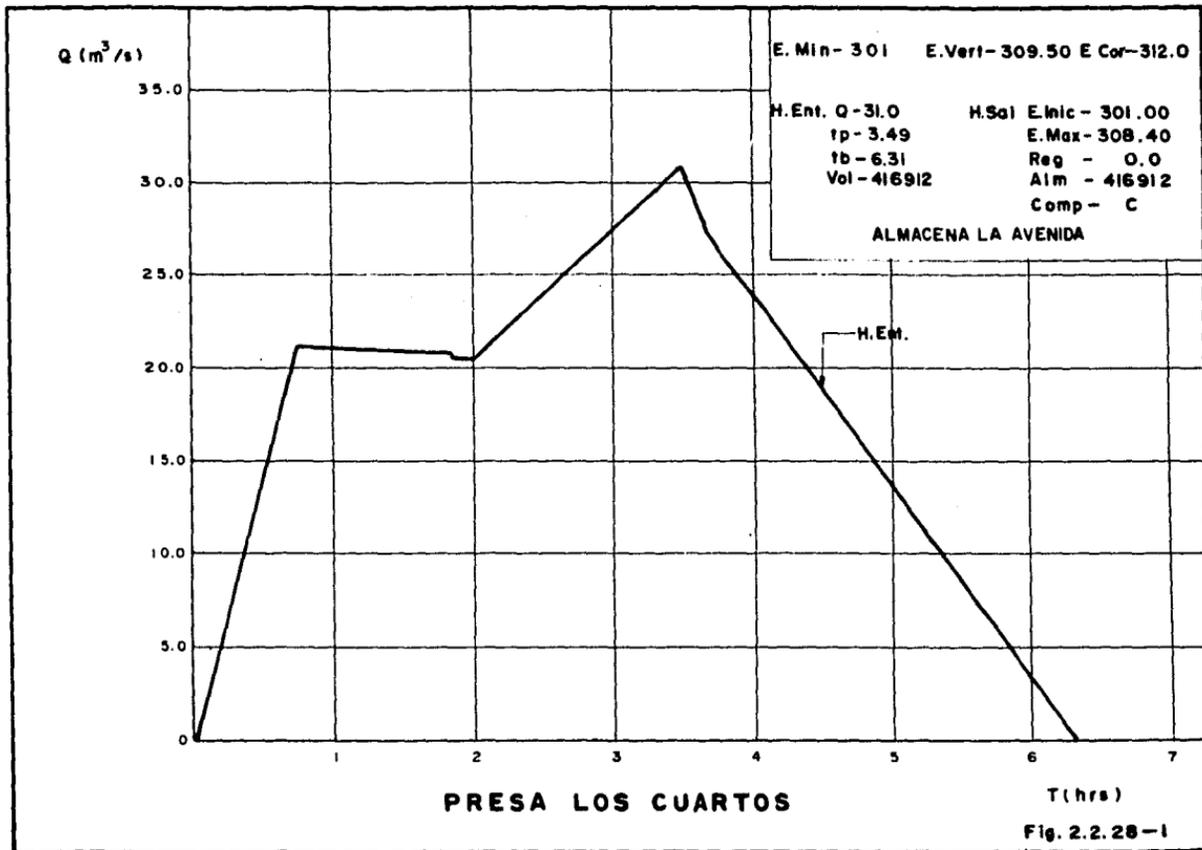


Fig. 2.2.27-1





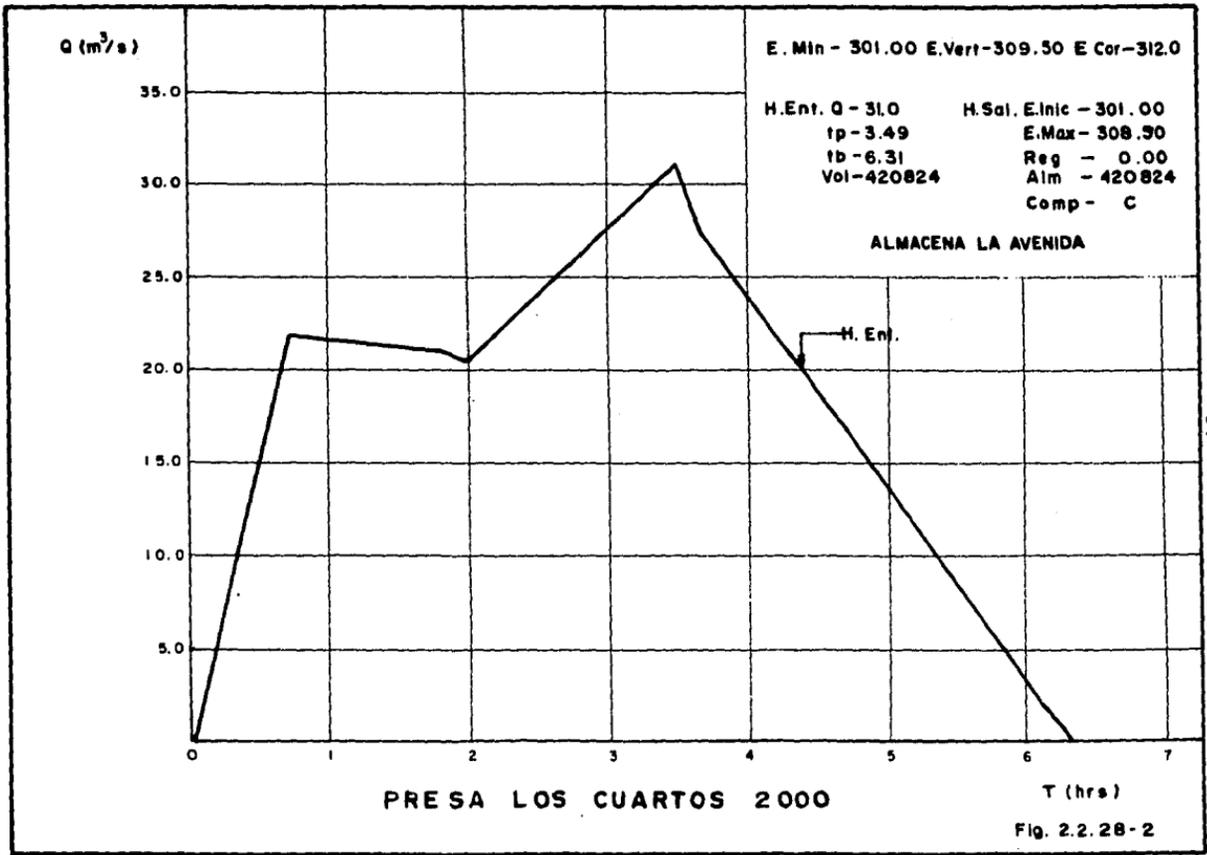


Fig. 2.2.2B-2

Q (m³/s)

15.0

12.5

10.0

7.5

5.0

2.5

0

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

PRESA TOTOLICA

T (hrs)

E. Min - 362.35 E. Vert - 363.40 E. Cor - 366.00

H. Ent. Q - 927

H. Sal. E. Inle - 362.36

tp - 2.14

E. Max - 365.33

tb - 4.44

Reg - 0.00

Vol - 72460

Alm - 132460

Comp - C

ALMACENA LA AVENIDA

H. Ent.

26

Fig. 2.2.29-1

Q (m³/s)

5.0

12.5

10.0

7.5

5.0

2.5

0

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

PRESA TOTOLICA 2090

T (hrs)

E. Min - 362.35 E. Vert - 363.40 E Cor - 366.00

H. Ent. Q - 9.50

H. Sal E. Inic - 362.36

tp - 2.14

E. Max - 365.40

Vol - 82901

Reg - 0.00

Alm - 142901

Comp - C

ALMACENA LA AVENIDA

H. Ent.

26

Fig. 2. 2.29-2

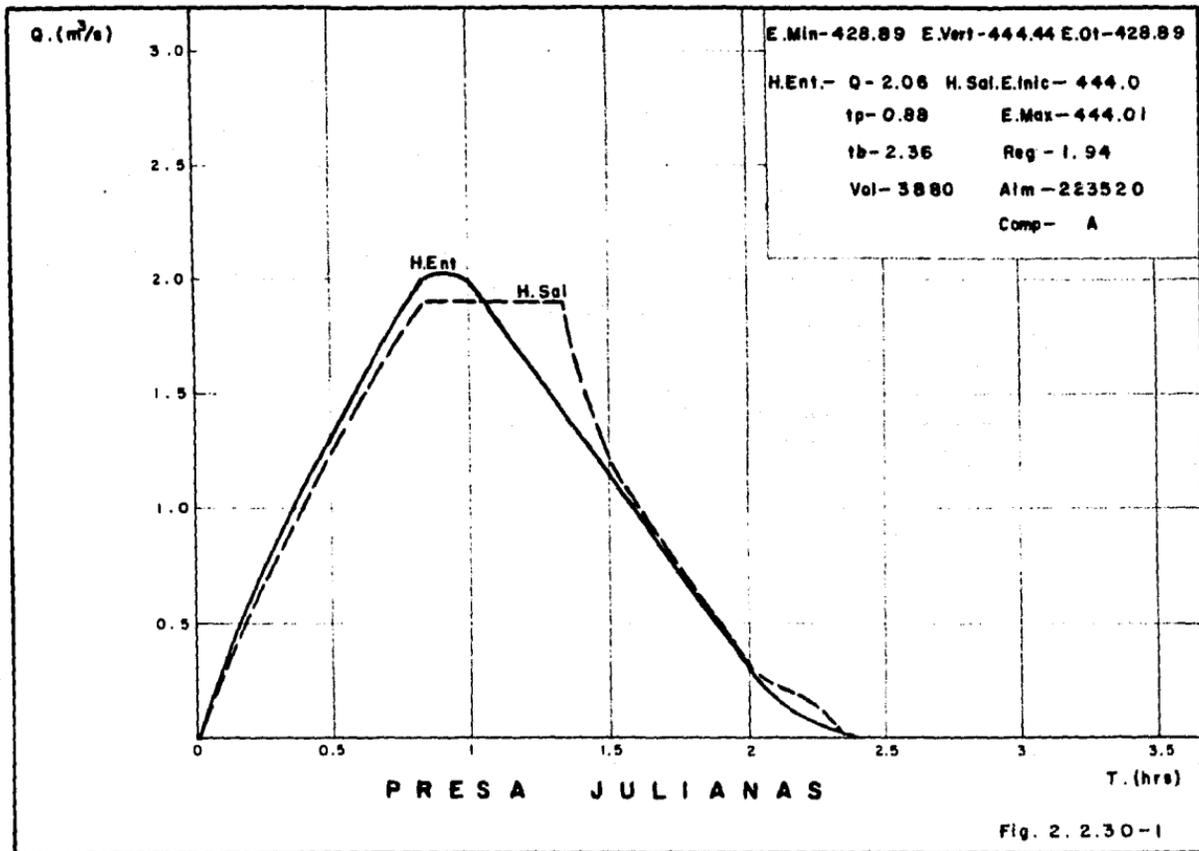


Fig. 2. 2.30-1

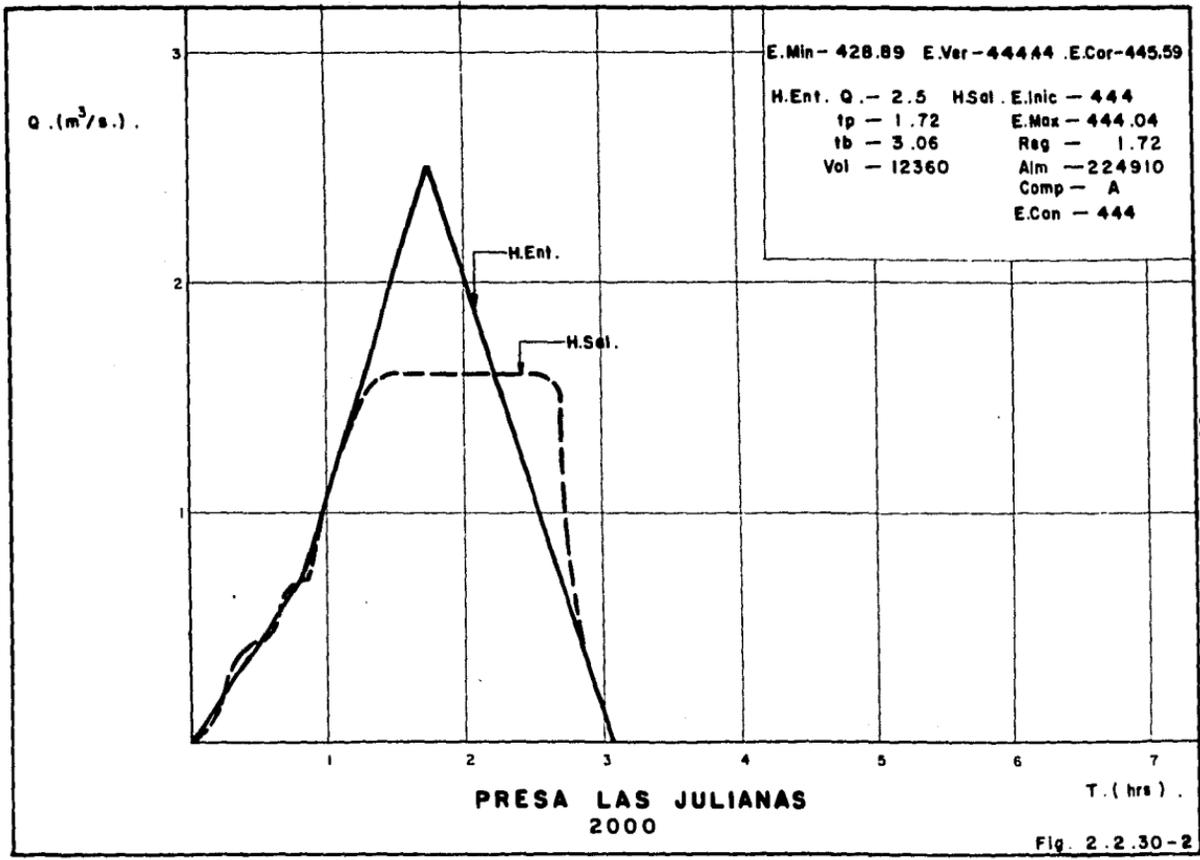
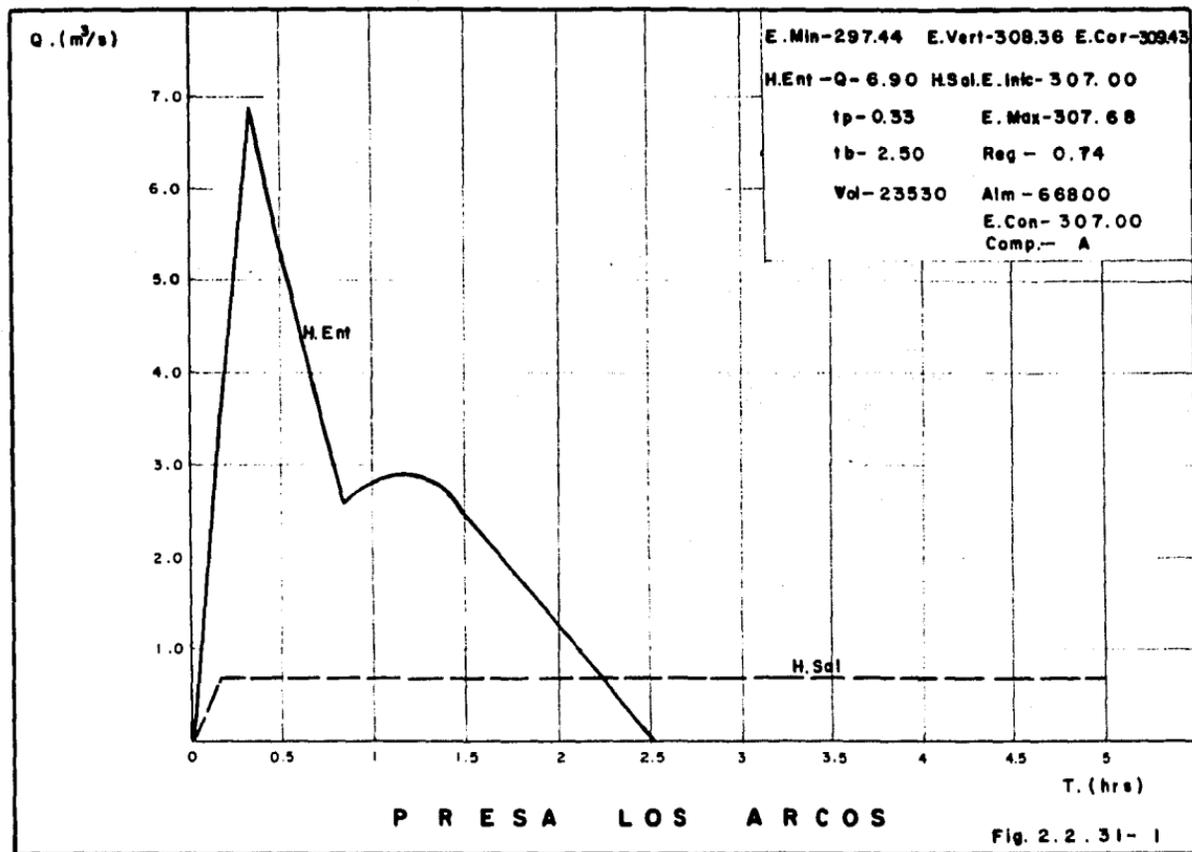
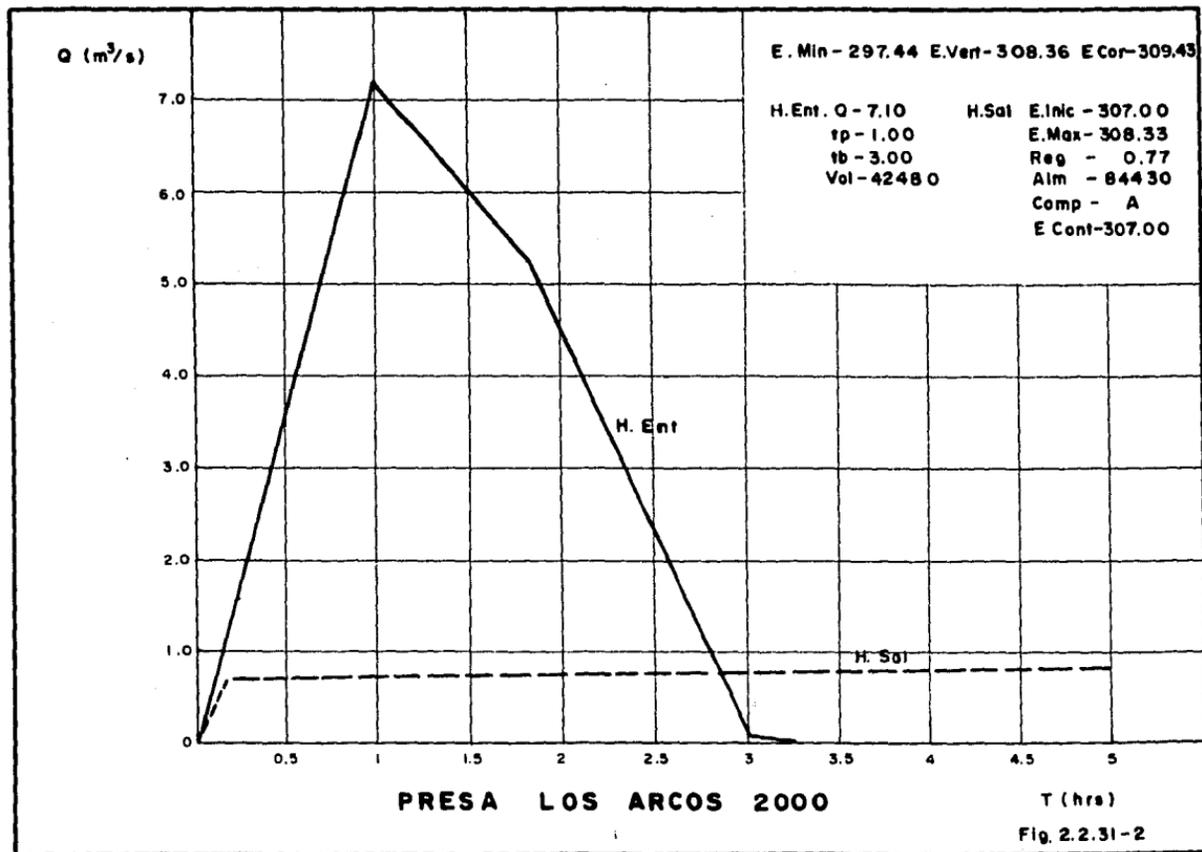


Fig. 2.2.30-2





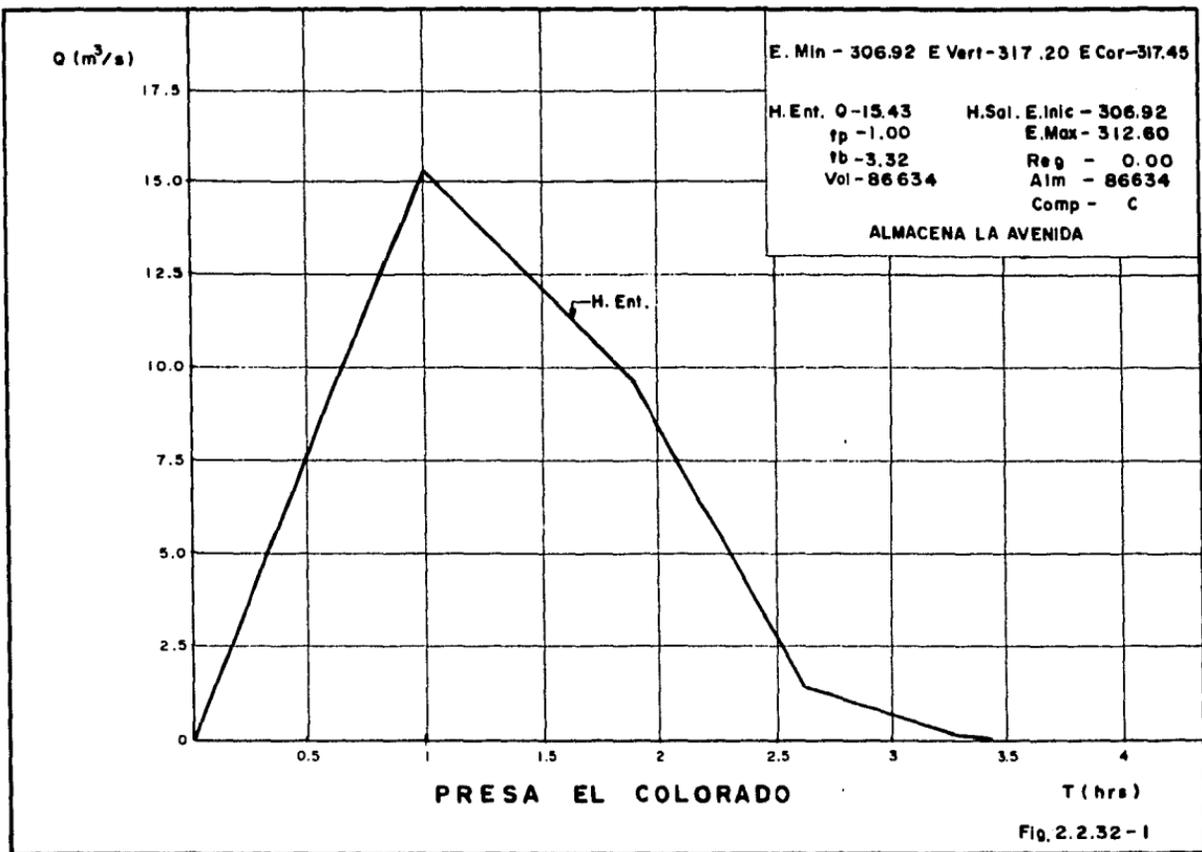


Fig. 2.2.32-1

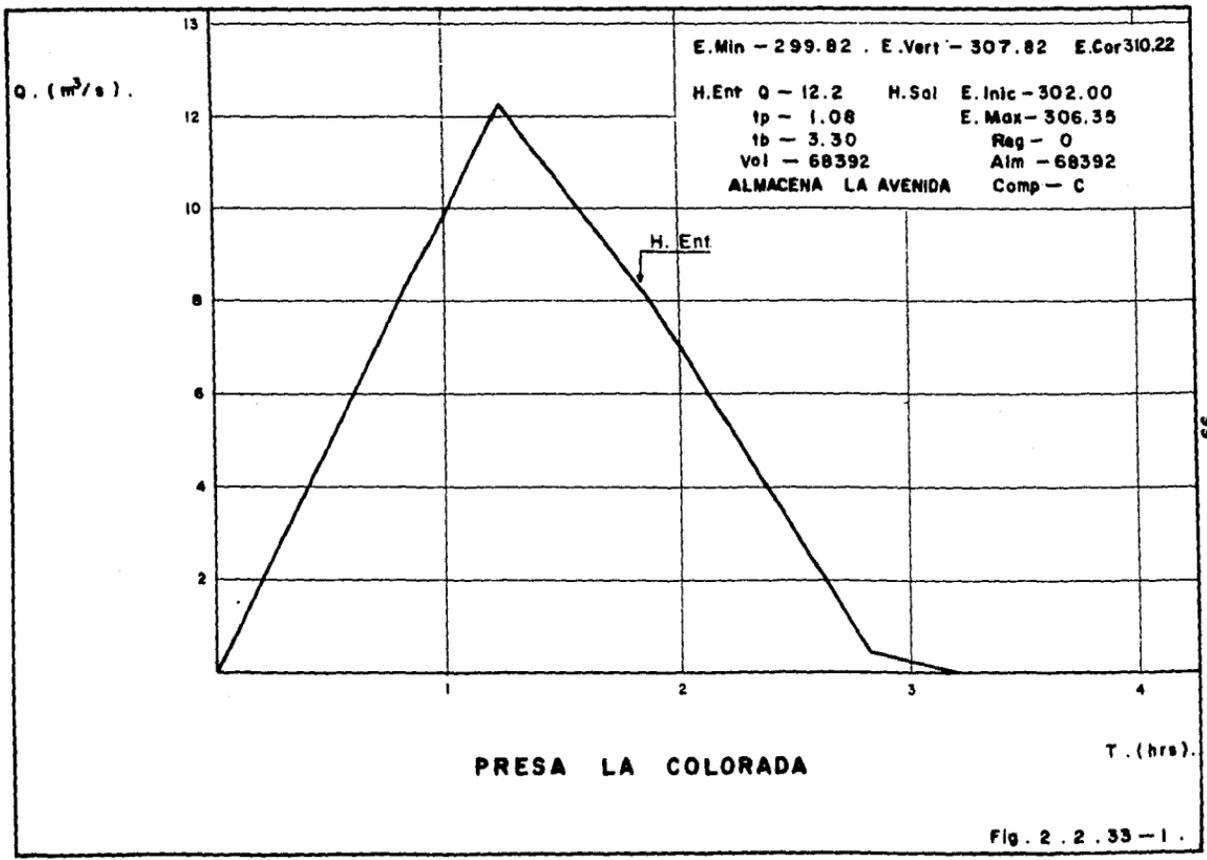
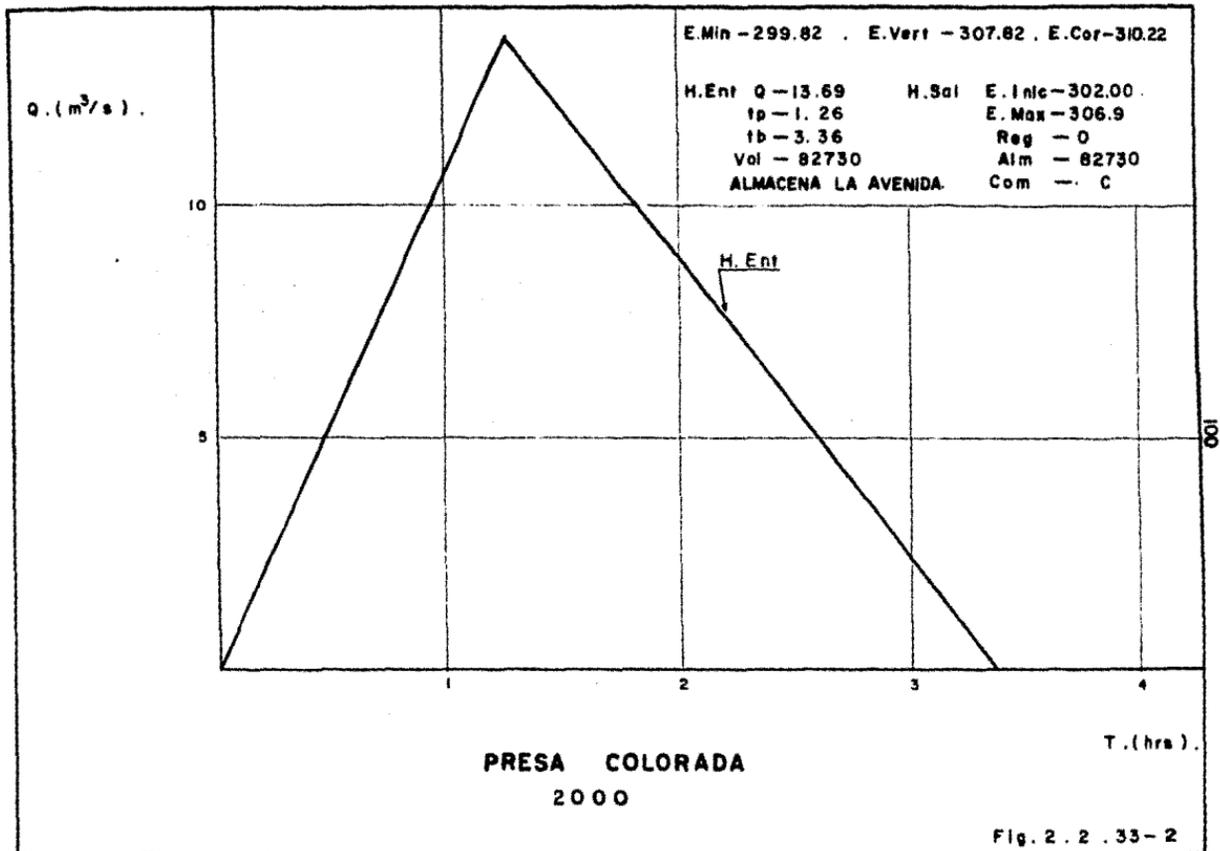


Fig. 2. 2. 33 - 1 .



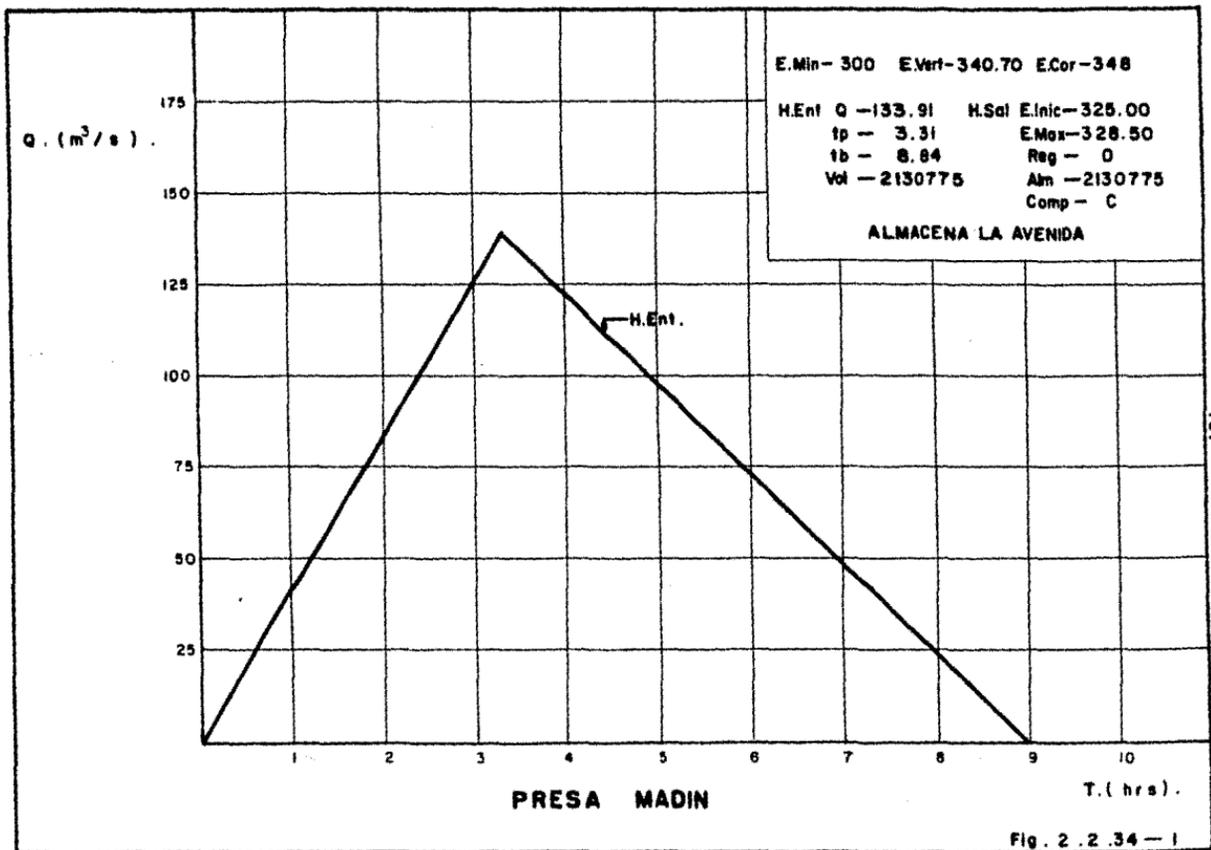


Fig. 2 . 2 . 34 - 1

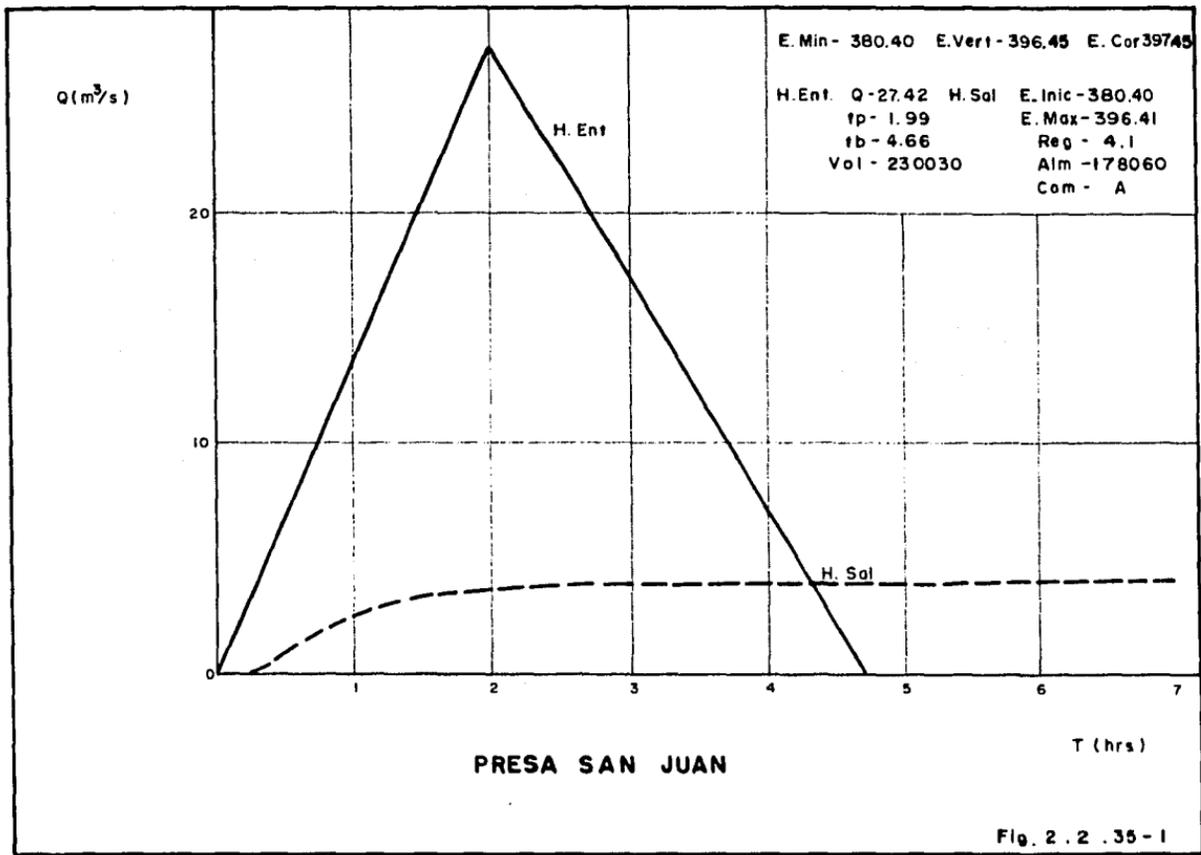
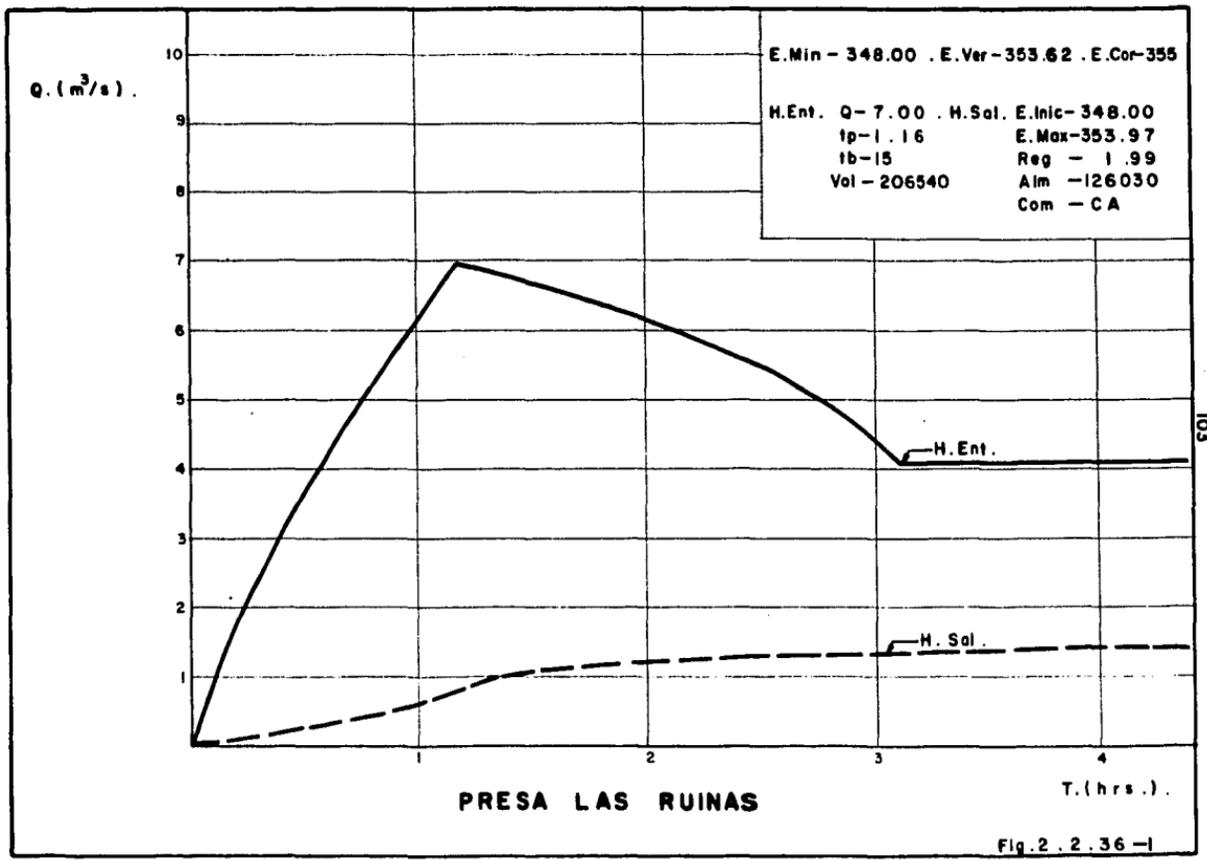
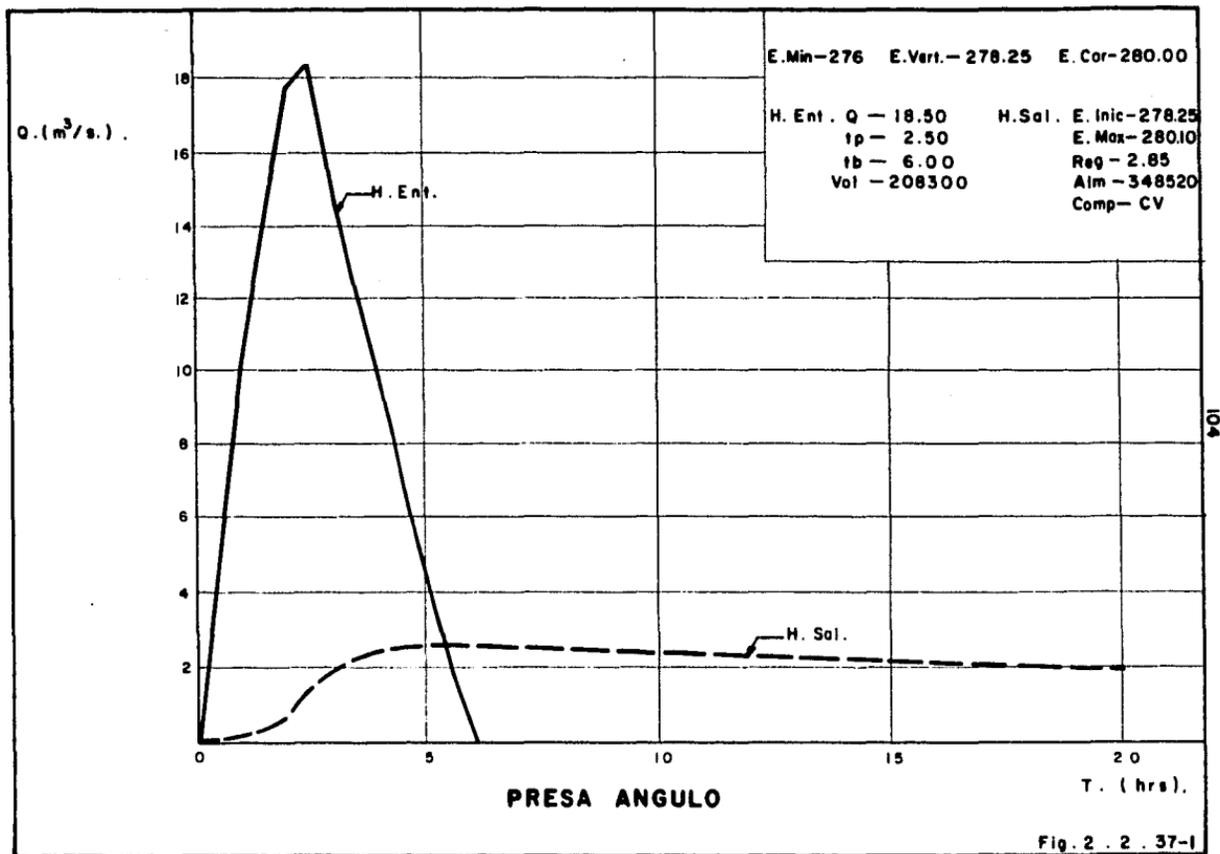


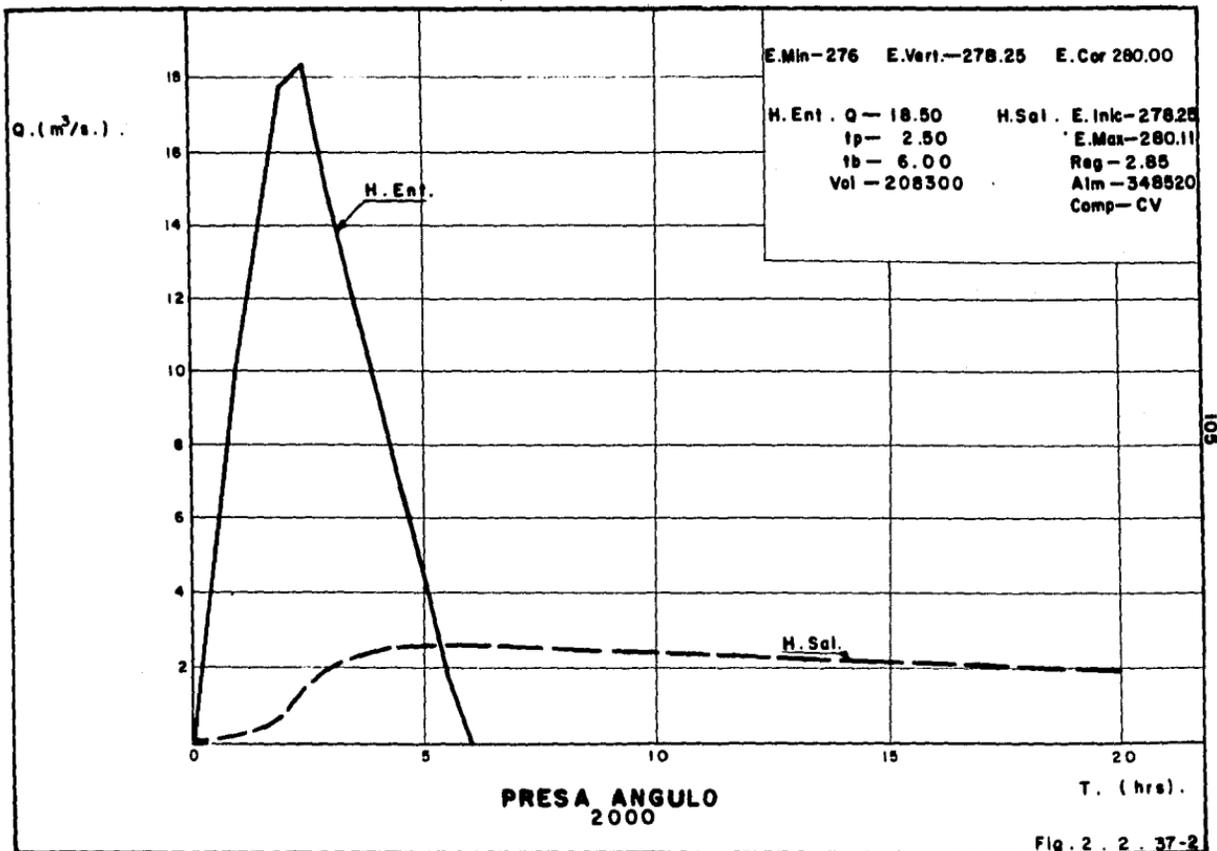
Fig. 2.2 .35 - 1

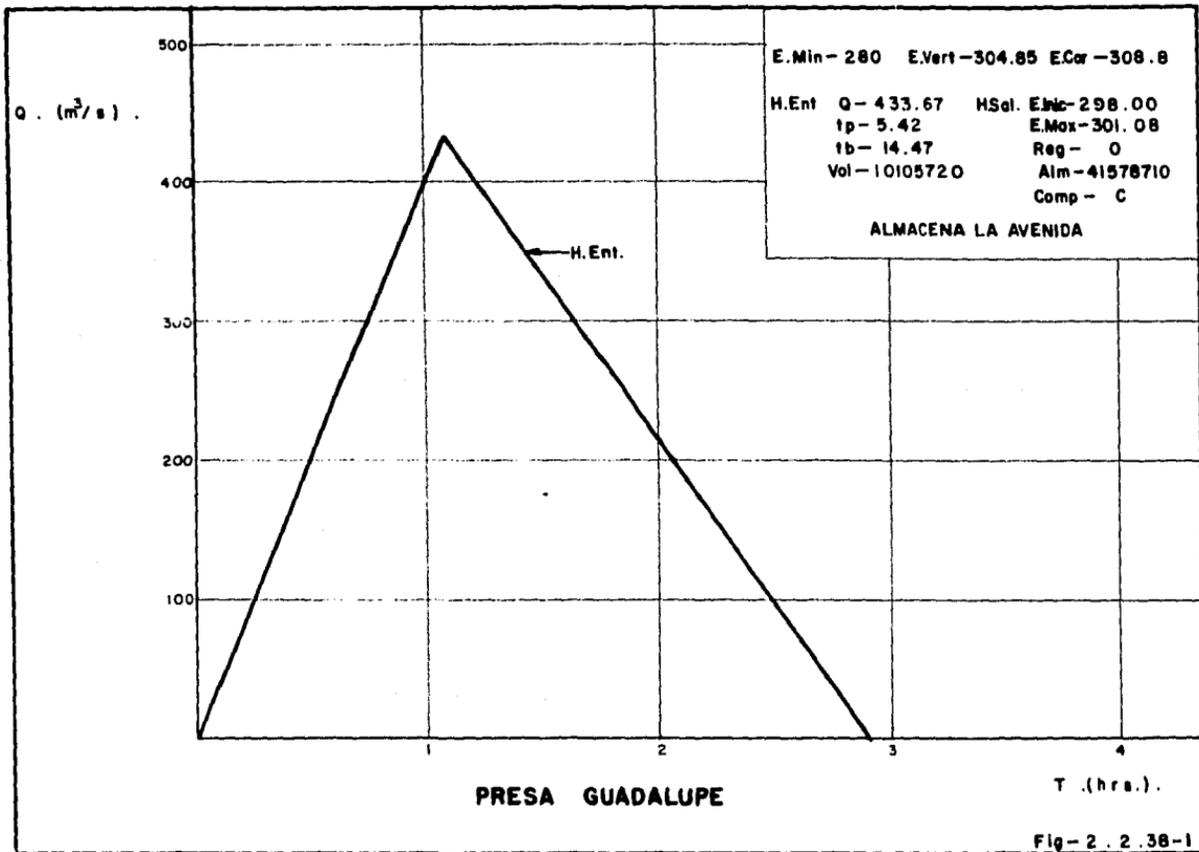




104

Fig. 2. 2. 37-1





2.3 POLITICA DE OPERACION.

La política de operación de las presas que integran el sistema de control de avenidas y azolves en la Zona Poniente, es aprovechar la capacidad de los vasos con el fin de regular y derivar las avenidas máximas probables para un período de retorno de 25 años, para evitar que se sobrepase la capacidad de los sistemas de desagüe localizados aguas abajo: el Interceptor del Poniente y los Ríos Churubusco y la Piedad.

El sistema de control de avenidas y azolves en la Zona Poniente lo forman 2 subsistemas, Desviación al Pedregal y Desviación Combinada, y varias presas aisladas.

La desviación al Pedregal agrupa a las presas San Jerónimo, Texcalatlaco, Rota, Coyotes y Anzaldo, que descargan sus caudales al Río Churubusco o al Interceptor del Poniente.

La Desviación Combinada agrupa a las presas, Mixcoac, Becerra, Tacubaya, Tecamachalco, Los Jazmines, San Joaquín, Tornillo, Hondo, Sordo, Cuartos y Totolica cuyos caudales descargan al Río Hondo; las presas las Julianas, los Arcos, Colorado y Colorada cuyos caudales descargan al Río Chico Los Remedios; y las presas Madin, San Juan y Las Ruínas que descargan al Emisor del Poniente y al Río de los Remedios.

Las presas aisladas son Las Flores, Tequilazco, La Mina, Pilares, Tarango, La Represa de Mixcoac, Las Represas Becerra (1a., 2a. y caja de azolves), la Represa Tacubaya, Dolores, Barrilaco y Periodista que descargan sus caudales al Interceptor del Poniente y al Río Churubusco; y las Presas Angulo y Guadalupe que descargan al Emisor del Poniente.

Para llevar a cabo esta política de operación es necesario seguir las indicaciones que se exponen a continuación a las cuales se llegó después de analizar el funcionamiento hidráulico de las presas:

- 1.- Desazolvar la gran mayoría de los vasos en la cantidad que se indicará en su caso particular.
- 2.- Instalar compuertas a la entrada de los túneles de interconexión, los cuales algunos se mencionarán mas adelante.
- 3.- Colocar escala de niveles en todos los vasos para medición de los niveles del embalse.
- 4.- Contar con un operador en todas las presas que reciba indicaciones desde el centro de operación, por lo menos en época de avenidas.
- 5.- Establecer métodos e instalar equipo necesario para la predicción de tormentas con el objeto de determinar la magnitud de la avenida a controlar.
- 6.- Operar las presas como se indica a continuación:
 - a) Sistema Desviación al Pedregal.

De las presas que componen este sistema, la Rota y San Jerónimo están inhabilitadas; Coyotes es una presa derivadora y solo funciona como reguladoras Anzaldo y Texcalatlaco.

La presa Texcalatlaco tiene una capacidad de almacenamiento de 37 000 m³. Sus elevaciones en metros sobre el nivel del mar son: 2 385.39 la de la obra de toma, 2 392.67 la del túnel de interconexión a la presa Coyotes, 2 399.69 la de la Cresta Vertedora y 2 401.39 la de la corona. El hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 10.66 m³/seg el cual podría reducirse hasta 3 m³/seg a la salida de no ser por fugas de agua no localizadas, detectadas por la Comisión del Valle de México en Aragón de la S.A.R.H. Para esta regulación se requiere mantener la compuerta de desfogue con una abertura que permita la salida de un caudal de 2 m³/seg, e instalar una compuerta en el túnel de interconexión para dejar salir 1 m³/seg.

La presa Anzaldo tiene una capacidad de almacenamiento de 135 000 m³ sus elevaciones en metros snm son: 2 375.00 la de la obra de toma, 2 384.25 la de la cresta vertedora y 2 385.00 la de la corona. El hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 40.77 m³/seg incluyendo las aportaciones de todas las cuencas del sistema.* Este hidrograma tiene un volumen de 550 230 m³ de las cuales la presa retiene 149 890 m³ pero permite salir caudal igual al gasto pico de entrada.

b) Sistema desviación combinada.

De las presas que componen el sistema, Mixcoac, Becerra, Tacubaya, Tecamachalco, Los Jazmines, San Joaquín y el Tornillo forman el sistema de interconexión que descarga por el canal del Tornillo al río Hondo: estas presas funcionan como reguladoras.

Las presas Hondo, Sordo, Cuartos y Totolica descargan también al río Hondo, la primera de ellas es derivadora y las otras son reguladoras.

Las presas Julianas, Los Arcos, Colorada y Colorado descargan por el río Chico Los Remedios y son todas reguladoras.

Las aguas de todas estas presas son reguladas en el Vaso del Cristo el cual se descarga al río de Los Remedios o al Emisor del Poniente.

Las Presas Madín, San Juan y Las Ruinas son reguladoras y descargan el emisor del Poniente y al río de Los Remedios. Las cuencas aguas abajo desaguan también al río de Los Remedios.

La Presa Mixcoac tiene una capacidad de almacenamiento de 480 000 m³. Sus elevaciones en metros s.n.m. son: 2 417.00 la de la obra de toma, 2 422.52 la del túnel de interconexión a la Presa Becerra, 2 425.72 la

* El desfogue, abierto totalmente, deja salir 4.1 m³/seg durante toda la avenida.

de la cresta vertedora y 2 428.01 la de la corona. El hidrograma de entrada tiene un gasto pico de $42.83 \text{ m}^3/\text{seg}$ el cual se podría regular totalmente si la presa se desazolva $320\ 000 \text{ m}^3$, con lo cual se llegaría a su capacidad original. De no desazolverse, el gasto pico $42.83 \text{ m}^3/\text{s}$ puede reducirse a $3.2 \text{ m}^3/\text{s}$ en la salida, de la siguiente manera: durante las 3 primeras horas se requiere mantener la compuerta del desfogue a una abertura tal que permita salir $0.2 \text{ m}^3/\text{seg}$, cerrandola después. A las 2.5 horas el embalse alcanza la cota del umbral del túnel de interconexión, dejando salir por éste $3 \text{ m}^3/\text{s}$; para esto será necesario equipar con compuertas la entrada al túnel.

La Presa Becerra tiene una capacidad de almacenamiento de $120\ 000 \text{ m}^3$ Sus elevaciones en metros s.n.m. son: 2 322.00 la de la obra de toma, 2 318.67 la del túnel de interconexión con la presa Tacubaya, 2 326.38 la de la cresta vertedora y 2 328.74 la de la corona. El hidrograma de entrada, incluyendo las aportaciones de la presa Mixcoac, alcanza un pico de $11.67 \text{ m}^3/\text{seg}$ el cual se podría regular totalmente si la presa se desazolva en $150\ 000 \text{ m}^3$, con lo cual llegaría a su capacidad original. De no desazolverse la presa, el gasto pico puede reducirse a $1.9 \text{ m}^3/\text{seg}$ en la salida, de la siguiente manera: en el túnel de interconexión se deberá colocar una compuerta la cual se abrirá para dejar salir este caudal.

La Presa Tacubaya tiene una capacidad de almacenamiento de $340\ 000 \text{ m}^3$ sus elevaciones en metros s.n.m. son: 2 312.90 la de la obra de toma, 2 309.66 la del túnel de interconexión con la Presa Tecamachalco, 2 324.91 la de la cresta vertedora y 2 327.02 la de la corona. El hidrograma de entrada tiene un gasto pico de $26.75 \text{ m}^3/\text{seg}$ incluyendo la aportación de la presa Becerra. Este caudal podría regularse totalmente de no ser por fugas de agua no localizadas, detectadas por la Comisión del Valle de México en Aragón de la S.A.R.H., y si además se desazolvaran $100\ 000 \text{ m}^3$. De no desazolverse y sin considerar las fugas, podría reducirse el gasto pico a $0.8 \text{ m}^3/\text{seg}$ en la salida, colocando compuertas en el túnel de interconexión para permitir que solo fluya el caudal mencionado.

La Presa Los Jazmines tiene una capacidad de almacenamiento de 50 000 m³. Sus elevaciones en m.s.n.m. son: 2 370.59 la obra de toma, 2 370.10 la cresta vertedora, 2 379.17 la corona. Su hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 17.5 m³/s el cual se podría regular totalmente si la presa se desazolva 137 000 m³, con lo cual llegaría a su capacidad original. De no desazolvarse la presa, puede reducirse el gasto a 3 m³/s por el desfogue el cual mantendrá su compuerta abierta para que fluya ese gasto.

La Presa Tecamachalco tiene una capacidad de almacenamiento de 135 000 m³ la cual se puede sumar a la de la presa San Joaquín debido a que ambas funcionan como vasos comunicantes. Por esto se manejarán conjuntamente controlándose la avenida en San Joaquín.

La Presa San Joaquín tiene una capacidad de almacenamiento de 360 000 m³. Sus elevaciones en metros s.n.m. son 2 290.86 la de la obra de toma, 2 294.94 la del túnel de interconexión con la Presa Tornillo, y 2 304.70 la de la corona.

Al funcionar conjuntamente estas presas se tiene un sistema al que llamaremos Vasos Comunicantes Tecamachalco-San Joaquín, con una capacidad total de 495 000 m³.

El hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 67.00 m³/s incluyendo las aportaciones de la presa Los Jazmines. Este caudal puede regularse hasta un gasto de 12.26 m³/s en la salida dejando pasar únicamente 1 m³/s por el desfogue y los otros 11.26 m³/s por el túnel de interconexión a la presa el Tornillo.

La Presa El Tornillo tiene una capacidad de almacenamiento de 40 000 m³. El hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 11.76 m³/s, incluyendo el aporte de todo el sistema, mismo que sale al canal del Tornillo sin ser regulado hasta el río hondo.

Cabe hacer mención de la necesidad de vaciar todas las presas por todos los conductos de salida, aproximadamente a las 10 hrs de iniciada la avenida, con ello se protegerían a éstas de un posible tren de avenidas.

La Presa El Hondo no alcanza a derivar toda la avenida a la Presa El Sordo, vertiendo un volumen de 10 080 m³ del total de 236 510 m³.

La Presa el Sordo tiene una capacidad de almacenamiento de 500 000 m³. Sus elevaciones en metros s.n.m. son: 2 315.00 la de la obra de toma, 2 325 la de la cresta vertedora y 2 327.5 la de la corona. Su hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 31.4 m³/seg, y lo puede regular a 14.1 m³/seg funcionando sólo el desfogue.

La Presa Los Cuartos tiene una capacidad de almacenamiento de 560 000 m³. Sus elevaciones en metros s.n.m. son: 2 301.0 la de la obra de toma, 2 309.5 la de la cresta vertedora, 2 312.5 la de la corona. Su hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 31.0 m³/s y lo regula completamente manteniendo cerradas las compuertas.

La Presa Totolica tiene una capacidad de almacenamiento de 1 700 000 m³, sus elevaciones en metros s.n.m. son: 2 362.37 la obra de toma, 2 383.40 la de la cresta vertedora, 2 386.00 la de la corona. Su hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 9.27 m³/s y lo regula completamente manteniendo cerradas las compuertas.

La Presa Las Julianas tiene una capacidad de regulación de 275 000 m³, sus elevaciones en m.s.n.m. son: 2 428.89 la obra de toma, 2 444.44 la cresta vertedora, 2 445.59 la de la corona. Su hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 2.32 m³/s y lo regula por medio de la compuerta a 0.7 m³/s manteniendo el nivel del agua en la cota 2 444.0 m.s.n.m.

La Presa Los Arcos tiene una capacidad de regulación de 100 000 m³, sus elevaciones en m.s.n.m. son: 2 297.44 la obra de toma, 2 308.36 la cresta vertedora, 2 309.43 la corona. Su hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 6.9 m³/s y lo regula a 0.77 m³/s por medio de la compuerta manteniendo el nivel del agua en la cota 2 307.0 m.s.n.m.

La Presa El Colorado tiene una capacidad de almacenamiento de 200 000 m³, sus elevaciones en m.s.n.m. son 2 306.92 la obra de toma, 2 317.20 la cresta vertedora, 2 317.45 la corona. Su hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 15.43 m³/s y lo regula completamente manteniendo cerrada la compuerta de desfogue.

La Presa La Colorada tiene una capacidad de almacenamiento de 160 000 m³, sus elevaciones en m.s.n.m. son: 2 299.82 la obra de toma, 2 307.82 la cresta vertedora, 2 310.22 la corona. Su hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 12.2 m³/seg y lo regula completamente manteniendo cerrada la compuerta de desfogue.

La Presa Madín tiene una capacidad de almacenamiento de 20 000 000 m³, sus elevaciones en m.s.n.m. son: 2 312.5 la obra de toma, 2 340.7 la cresta vertedora, 2 348.5 la corona. Su hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 133.91 m³/seg y lo regula completamente cerrando la compuerta de desfogue.

La Presa San Juan tiene una capacidad de almacenamiento de 180 000 m³, sus elevaciones en m.s.n.m. son: 2 380.4 la obra de toma, 2 396.45 la cresta vertedora, 2 397.45 la corona. Su hidrograma de entrada tiene un gasto pico de 27.42 m³/seg y lo regula a 4 m³/s si se mantiene la compuerta abierta para que fluya el caudal mencionado.

La Presa Las Ruínas tiene una capacidad de almacenamiento de 150 000 m³, sus elevaciones en m.s.n.m. son: 2 347 la obra de toma, 2 354 la cresta vertedora, 2 355 la corona. Su hidrograma de entrada incluyendo la

aportación de San Juan, tiene un gasto pico de $8.43 \text{ m}^3/\text{s}$ y lo regula a $1.99 \text{ m}^3/\text{s}$ manteniendo la compuerta abierta para que fluya el caudal mencionado.

c) Sistema de Presas Aisladas.

Estas Presas se localizan a todo lo largo de la Zona Poniente del D.F. y se ubican en 3 grupos. Estos grupos comprenden:

1. Las presas Las Flores, Tequilazco, La Mina, Pilares y Tarango, localizadas entre el sistema Desviación al Pedregal y Desviación Combinada.
2. Las Represas Mixcoac, Becerra (1a, 2a y caja de azolves), Tacubaya y las Presas Dolores, Barrilaco y Periodista, localizadas aguas abajo de los cauces del Sistema Desviación Combinada.
3. Las Presas Angulo y Guadalupe localizadas al norte del Sistema Desviación Combinada.

La Política de Operación del primer grupo es:

Presa Las Flores. En esta presa el volumen de la avenida de diseño es mayor que la capacidad de almacenamiento del vaso, lo que obliga a mantener totalmente abierto el desfogue, durante la avenida, éste no alcanza a descargar el gasto suficiente por lo que alcanza a verter esto no sucedería si se tuviera una obra de desfogue con mayor diámetro.

Presa Tequilazco. Esta presa presenta un funcionamiento similar a la presa anterior, el volumen es mayor que la capacidad actual y el desfogue no descarga la cantidad suficiente por lo que alcanza a verter. Esta operación podría mejorarse si se desazolva o se construye una obra de control aguas arriba.

Presa La Mina.- Esta depresión tiene la capacidad para controlar totalmente la avenida, pero representa un serio peligro en las condiciones actuales en que se encuentra ya que es un vaso improvisado que puede fallar en cualquier instante.

Presa Pilares.- Esta presa controla totalmente la avenida, pero debe cuidarse que se mantenga la capacidad del vaso, evitando el tiradero de basura y cascajo.

Presa Tarango.- Esta estructura controla totalmente la avenida, pero debe cuidarse el problema que representan los azolves ya que llegan en gran volumen y reducen la capacidad del vaso.

El segundo grupo sigue la siguiente política.

Represa Mixcoac.- Esta represa no tiene capacidad de almacenamiento por lo que sólo funciona como estructura de paso, descargando al Interceptor del Poniente o al Río Churubusco.

La Represa Becerra.- Esta estructura controla totalmente la avenida generada por su cuenca y podría aliviar a la Presa Becerra en un momento crítico (hasta en 5 000 m³), esto si se evitan las invasiones al cauce y vaso y se mantiene la capacidad que tiene.

2a. Represa Becerra.- El volumen de la avenida generada por cuenca propia, es mayor que la capacidad del vaso y el desfogue por lo que alcanza a verter. Es necesario mantener la capacidad del vaso manteniendo un desazolva anual y evitar los asentamientos humanos.

Caja de Azolves Becerra.- Esta es sólo una estructura de paso, que descarga sus caudales al Interceptor del Poniente o al Río La Piedad.

Represa Tacubaya.- Regula completamente la avenida generada por cuenca propia, aunque podría tener mayor capacidad si se desazolvara y se desalojaran las invasiones que afectan el vaso.

Presa Dolores.- Esta presa regula completamente la avenida, pero tiene un desfogue de diámetro muy pequeño y fácilmente obstruccionable, esto ocasiona que la presa tarde mucho en vaciarse por lo que puede ocasionar un serio peligro en el caso de un tren de avenidas, además carece de vertedor. Por lo que es necesario adaptar las estructuras que se encuentran en la margen derecha para funcionar como vertedor.

Presa Barrilaco.- Esta presa regula completamente la avenida.

Presa El Periodista.- Esta presa controla completamente la avenida, pero es necesaria la apertura de la compuerta de desfogue cuando termina la avenida.

El 3er. grupo sigue la política siguiente:

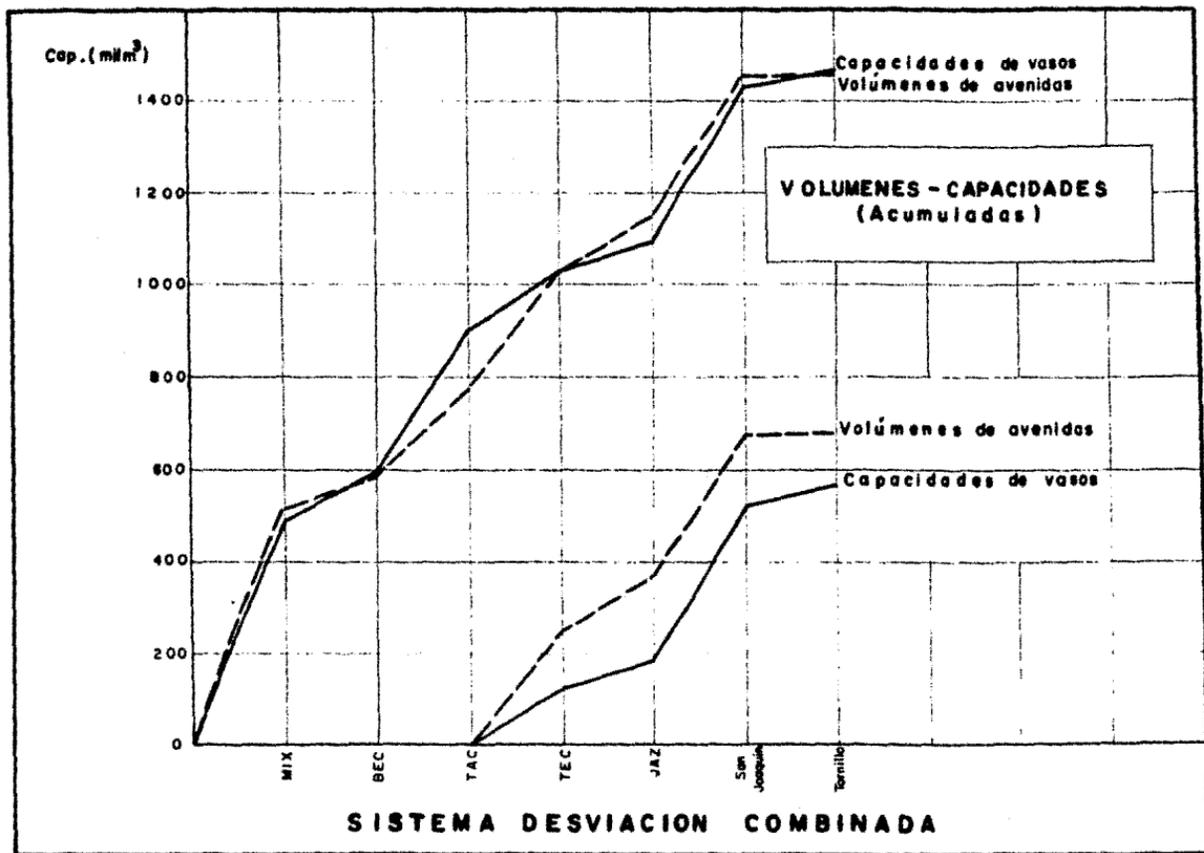
Presa Angulo.- Almacena las avenidas hasta que alcanzan el nivel del vertedor, ya que ésta es la única salida de los caudales, pero no es suficiente, por lo que alcanza a verter sobre la corona. Se hace necesario la ampliación del vertedor, rehabilitación del desfogue y el desazolve del vaso.

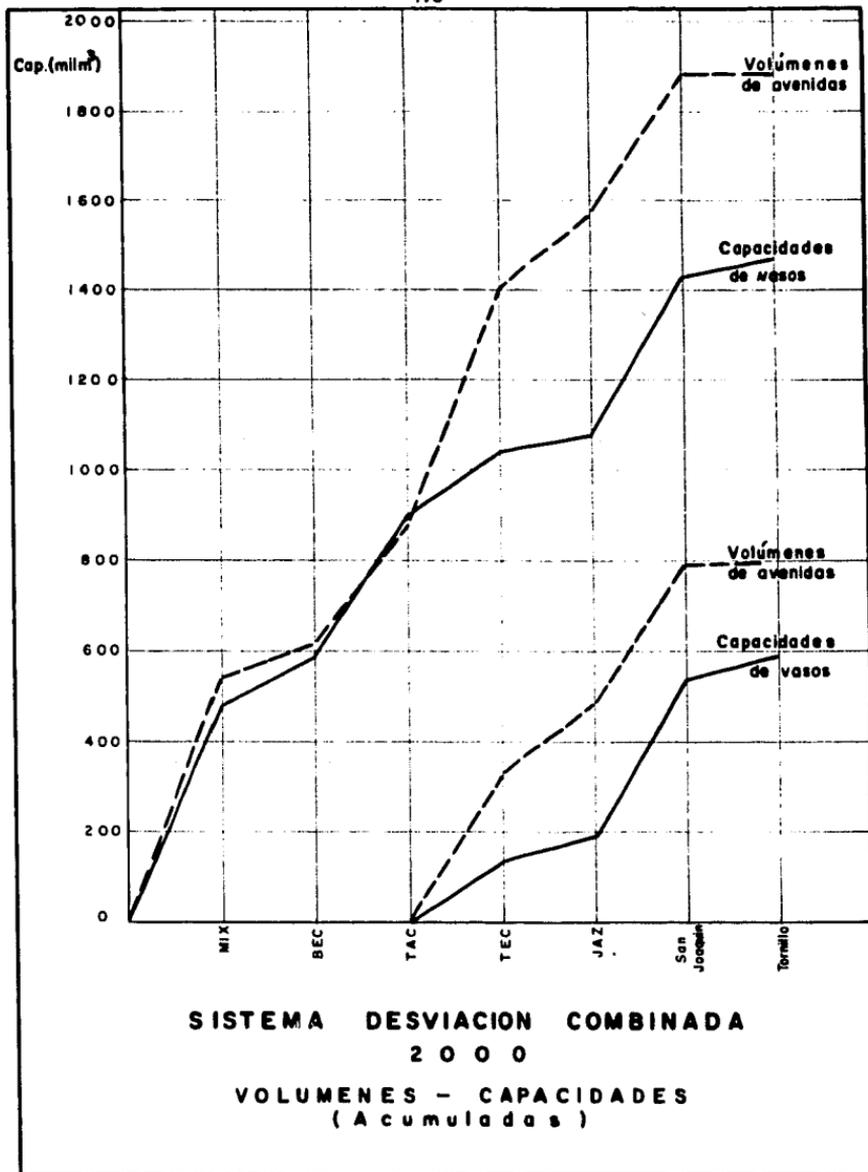
Presa Guadalupe.- Esta presa regula completamente la avenida manteniendo cerradas las compuertas.

La política de operación planteada anteriormente puede representar un serio peligro, ya que se desconoce la resistencia estructural de la cortina, vertedor, etc que forman el sistema, asimismo, requiere se tenga en consideración el problema que presentan los asentamientos humanos en los cauces, vasos y desfogues de las presas.

TABLA COMPARATIVA VOLUMENES DE AVENIDA CAPACIDADES DE VASOS

P R E S A	CAPACIDAD ($\times 10^3$ m ³)	V O L U M E N	
		ACTUAL	2000 ($\times 10^3$ m ³)
Anzaldo	130	478.41	486.6
San Jerónimo	1	69.6	76.1
Rota	1	9.5	10.19
Coyotes	1	16.66	16.66
Texcalatlaco	37	51.54	73.14
Las Flores	11	17.7	17.7
Tequilazco	50	69.9	70.29
La Mina	70	6.98	19.05
Pilares	16	1.43	1.43
Tarango	160	61.97	64.35
Mixcoac	480	514.00	538.94
Mixcoac A	1	51.05	54.98
Becerra	120	68.48	72.15
Becerra A	9	3.43	3.43
Becerra B	9	16.61	16.61
Becerra C	10	1.47	1.47
Tacubaya	347	192.36	254.0
Tacubaya A	100	0.96	0.96
Dolores	300	55.4	58.04
Barrilaco	200	9.6	9.6
Tecamachalco	150	250.4	328.18
Jazmines	50	124.6	163.9
San Joaquín	340	303.6	307.15
Tornillo	40	1.6	1.6
Periodista	100	57.4	57.4
Hondo	4	233.9	242.5
Sordo	500	404.4	417.9
Cuartos	560	416.9	420.8
Totolica	1 700	72.46	82.9
Julianas	280	9.77	11.5
Arcos	100	12.99	31.3
Colorado	200	86.6	86.6
Colorada	120	68.3	82.7
Madín	19 000	2 130.77	2 130.77
San Juan	170	229.99	229.99
Las Ruinas	150	73.69	73.69
Angulo	1 000	200.75	208.1
Guadalupe	58 000	11 295.30	11 295.30
SISTEMA No. 1	167	625.71	662.69
SISTEMA No. 2	1 527	1 456.04	1 665.92
T O T A L	83 957	17 134.56	18 017.97





CAPITULO 3.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. DESVIACION AL PEDREGAL

Este sistema fue ideado con el objeto de infiltrar las aguas de los Ríos Eslava, Magdalena, San Jerónimo, Coyotes y Texcalatlaco, por medio de la Presa Anzaldo, en el área Basáltica de Contreras y Anzaldo. El área de infiltración ha sido invadida por un fraccionamiento, anulando los efectos que se lograban, transformandose el sistema únicamente para control de avenidas. La presa Texcalatlaco descarga sus aguas, por el desfogue de fondo, al Interceptor del Poniente y al Río Churubusco. En avenidas que alcancen el umbral del túnel de interconexión, deriva sus aguas a la Presa Coyotes que funciona como estructura de paso hacia el túnel Coyotes-Anzaldo que recibe los caudales que aporta el Río San Jerónimo, ya entubado. La Presa Anzaldo ha perdido su capacidad de regulación por los azolves, lo cual provoca que la presa vierta sin regular las avenidas. El destino final de las aguas controladas por este sistema son el Interceptor del Poniente o el Río Churubusco.

Según el análisis hidráulico se concluye lo siguiente:

Haciendo un cálculo de los volúmenes acarreados por las avenidas diseño, y comparándolos con las capacidades de los vasos se tiene una proporción de 4 a 1 aproximadamente, por lo que se puede hablar de ineficiencia en este sistema y la necesidad de dotar de nuevas obras de control aguas arriba de las existentes.

Tomando en cuenta que las estructuras de los vasos San Jerónimo, Coyotes y Rota están destruidas y fuera de operación como presa de control; que la presa Anzaldo es incapaz de regular los gastos aportados por cuenca propia y los aportes del resto del sistema, y que la Presa Texcalatlaco tiene una capacidad menor al volumen de la avenida aquí considerada, captada por cuenca propia, se puede entonces afirmar con certeza que el sistema puede representar serios peligros de inundación en la parte suroeste de la ciudad de México.

Para ello debe realizarse un proyecto-el cual debe ser ejecutable a la brevedad-de nuevas obras de control aguas arriba de las presas Anzaldo y Texcalatlaco con el cual se de una mayor seguridad a los habitantes de esa zona y se disipe un peligro de inundación para la ciudad de México.

Al norte del sistema Desviación al Pedregal, existen una serie de presas que funcionan individualmente para controlar las avenidas provenientes de su cuenca propia.

Estas presas en general tienen regulaciones arriba del 50% y sus problemas particulares se reducen a la poca capacidad de la obra de desfogue en el caso de la presa Tequilazco y al peligro que representa la depresión de una Mina habilitada como presa, conocida con el nombre de Presa La Mina.

La presa La Mina es una obra totalmente improvisada que carece de cortina y obra de excedencias y no garantiza en ningún momento un funcionamiento adecuado, por lo que, si se quiere aprovechar la capacidad de la depresión (70 000 m³), se recomienda la construcción de un bordo y la revisión de las estructuras derivadora y de desfogue que actualmente existen.

2. DESVIACION COMBINADA.

Este sistema se planeó para derivar las crecientes desde el Río Mixcoac al Rfo Hondo, con la idea de almacenarlas en presas, sobre los ríos de los Remedios y Calacoaya. Estas presas planeadas no se construyeron.

Actualmente el sistema consiste en la interconexión por medio de túneles de las Presas, Mixcoac-Becerra, Becerra-Tacubaya, Tacubaya-Tecamachalco, Tecamachalco-San Joaquín y San Joaquín-El Tornillo y funciona como sigue: Regula los escurrimientos de la cuenca alta de la zona poniente evitando la descarga al Interceptor del Poniente; mediante este sistema se desvían los caudales de las diferentes cuencas, de sur a norte para llevarlos a descargar al Vaso del Cristo.

La política general de operación planteada en el estudio de revisión del funcionamiento consistió en evitar que las diferentes presas vertieran y aprovechar el máximo la capacidad de regulación de cada una de ellas. Mediante la política de operación expresada puede lograrse una reducción del gasto máximo descargado por la Desviación Combinada al Canal del Tornillo, de 58 m³/s a 11.26 m³/s. Esto puede lograrse dotando de compuertas en los túneles de interconexión a las presas Mixcoac, Becerra y Tacubaya.

Como se propone en la política de operación, en este sistema se hace necesaria la utilización de la máxima capacidad de las presas ya que éstas son las que brindan mayor protección contra las inundaciones en la parte central de la zona poniente de la ciudad de México.

En la misma política de operación se puede apreciar que la capacidad de los vasos es muy similar a los volúmenes de las avenidas de diseño para cada presa, sin embargo no es posible controlar totalmente estos ya que

Las presas aguas abajo del sistema tienen menor capacidad individual que los volúmenes de agua aportados de sus cuencas propias.

Se puede decir que el funcionamiento del sistema es en términos generales bueno bajo las condiciones de la propuesta política de operación siempre y cuando se intente recuperar las capacidades originales de las presas y se conserven bajo un control de operación y mantenimiento adecuados.

Aguas abajo de los cauces que forman el sistema denominado Desviación Combinada, existen una serie de presas y represas, que en general se encuentran en zonas urbanizadas y cuyo principal problema es su utilización como basureros así como la invasión de cauces y vasos. Todas estas presas descargan sus aguas al Interceptor del Poniente o a los ríos Churubusco, la Piedad y San Joaquín. Estas presas son: La represa Mixcoac; Las represas Becerra (1a., 2a y Caja de Azolves), la represa Tacubaya y las presas, Dolores (que no cuenta con obra de excedencias), Barrilaco y Periodista. Una recomendación general sería el proporcionarles protección contra los asentamientos humanos y mantenimiento contra azolves y basura. La presa Dolores requiere de una estructura de rejillas que garantice que no se obstruya el desfogue, que consiste en un tubo de diámetro muy pequeño (0.30 m), y garantice también un flujo constante hacia el mismo desfogue. Se recomienda la construcción de un vertedor o adaptar el sistema de estructuras localizadas en la margen derecha para que funcionen como vertedor.

Su funcionamiento es como sigue: controlan las avenidas generadas por cuenca propia excepto en el caso de 2a. represa Becerra en la que se tienen derrames por el vertedor. Estas presas sólo requieren el desazolve anual de su vaso.

La última parte de la Desviación Combinada que descarga al Rfo Hondo, está formada por las presas Hondo (derivadora), Sordo, Cuartos y Totolica. Las corrientes de estas presas son de gran caudal por lo que en un principio fueron proyectadas como almacenamiento y sus caudales derivarían por medio de túneles y canales interconectados hacia las Presas San Mateo Nopala y Madín.

Este proyecto nunca fue llevado a cabo por intereses creados en la zona donde fue proyectada la Presa San Mateo Nopala, que iba a ser la principal obra de almacenamiento y aunque la Presa Madín si fue construída quedó aislada de las presas de la Desviación Combinada.

La regulación de estas presas es de hasta un 80% en el caso más desfavorable.

La Presa Madín* de construcción muy reciente no presenta ningún problema de regulación ni de azolves hasta el momento de este estudio.

La Presa San Juan regula un 86% de la avenida, estando el vaso vacío antes de ésta, permitiendo descargas de $4 \text{ m}^3/\text{s}$, que son los que la Presa Las Ruinas pueden controlar ya que las dimensiones de su vaso son reducidas y se ven afectadas por el azolve que presenta, provocando el funcionamiento de la estructura vertedora en cada época de avenidas. Es recomendable reparar las filtraciones existentes en cortina y vertedor de la Presa Las Ruinas y en la cortina de la presa San Juan así como efectuar el desazolve de ambos vasos a fin de incrementar su capacidad de regulación y de esta forma prever el efecto que ocasionaría una avenida con período de retorno mayor al de la avenida seleccionada en este estudio, en el caso de que se presentará, y mantener vigilancia durante todo el día, sobre todo en época de avenidas.

* Diseñada para aprovechamiento de agua potable. Es utilizada para control de avenidas. Este se debe al temor existente de una posible falla, ya que de ocurrir, causaría graves daños a la zona urbana ubicada aguas abajo.

La Presa Angulo tiene obturada la obra de desfogue, el azolve se encuentra a 1 m por debajo de la cresta vertedora y las dimensiones reducidas de ésta provocan que al no poder derramar el volumen necesario, se sobrepase el nivel de la corona hasta en 10 cm para la avenida de diseño. Es recomendable el desazolve del vaso (200 000 m³ aproximadamente), la ampliación del vertedor y la rehabilitación del desfogue.

La Presa Guadalupe no presenta problemas por azolve y las estructuras que la componen se encuentran trabajando adecuadamente.

Como se puede notar las presas que se encuentran en el Estado de México, en general conservan un comportamiento eficiente porque son de construcción reciente y sus capacidades de azolves no han sido alcanzadas, por lo que se deberá continuar con el mantenimiento regular de vaso y estructuras.

El grado de seguridad de las presas en general se considera satisfactorio, con excepción de las Presas Anzaldo, La Mina, Dolores, Las Ruinas y Angulo.

Los problemas generales que se presentan son de:

- . Operación
- . Azolves
- . Asentamientos Humanos
- . Mantenimiento
- . Estaciones de aforo

Los principales problemas que se presentan en relación con la Operación son:

- Falta de operador.
- Ausencia de estructuras de rejillas.
- Falta de conservación en las compuertas y sus mecanismos elevadores.
- Obstrucción de los orificios de desfogue de fondo.
- Apertura de boquetes en vertedores y obras de desfogue de fondo.
- Azolves.

Con respecto a los Azolves se pueden mencionar las siguientes deficiencias:

- Ausencia de trabajos de desazolves sistemáticamente en vaso y estructuras.
- Falta de control en los tiradores de cascajo y basura a lo largo de los cauces.

En relación al problema de los Asentamientos Humanos se puede mencionar que la mayoría de las presas se encuentran dentro de la Zona Urbana, observándose invasiones en los vasos, cauces y hasta en los paramentos de las cortinas.

Los problemas que se observaron en relación con el Mantenimiento de las estructuras son:

- Los trabajos de conservación en lo que se refiere a limpieza de estructuras de rejillas y conductos, resanes de boquetes, reposiciones de las chapas de enrocamiento, engrase de compuertas y sus mecanismos, reparaciones estructurales en vertedores y desfogue de fondo, no se realizan sistemáticamente.

Con relación a las estaciones de aforo puede decirse que en la zona poniente del Distrito Federal solo opera la estación Hidrométrica desviación Alta al Pedregal, dificultando con ello la estimación de las avenidas y azolves, por no existir registros históricos de las corrientes de la zona.

En algunas corrientes se encuentran registros de estaciones de aforo que fueron colocadas previamente a la construcción de presas en estas corrientes y que desaparecieron una vez realizada la Obra Civil.

En algunas presas se presentan pequeños problemas estructurales tales como bufamientos en las cortinas, filtraciones en cortinas y vertedores, boquetes en las estructuras y erosiones, los cuales no son de mucha importancia.

Los túneles de Interconexión de los Sistemas de Presas se encuentran en buen estado estructural y de operación y el único problema que tienen es el azolve.

RECOMENDACION GENERAL.

Como recomendación general en todas a las presas se deberá evitar y eliminar los asentamientos humanos por lo menos hasta la altura de la corona de las cortinas.

Asimismo se ha visto que uno de los principales problemas, a que se enfrenta el sistema de presas de la zona poniente, es el provocado por los altos volúmenes de azolves que llegan al sistema. Esto se debe básicamente a la gran deforestación de las cuencas, por no existir una política que limite el crecimiento del área urbana en esa zona, ya que la cota última de servicios (2 350 msnm) ha sido rebasada mucho tiempo atrás, y éstos han satisfecho el requerimiento que los nuevos fraccionamientos hacen de ellos.

Para ello se consideran soluciones, que son de un costo elevado, y las enumeraremos enseguida:

1. **Reforestación:** Es una solución de alto costo y lentos resultados, pero que acarrea grandes ventajas de orden físico y ecológico, para detener la erosión causada por el agua.
2. **Dragado de Azolves:** Es otra alternativa de costo elevado para conservar la capacidad útil de las presas; pero indudablemente es el sistema práctico a corto plazo para contrarrestar el efecto de los azolves.
3. **Interacción:** Una tercera solución consiste en la interacción de las dos anteriores comenzando con un dragado inicial para obtener una mayor capacidad de regulación y el mismo tiempo la reforestación de las cuencas, esto último provocaría que los volúmenes a desazolvar fueran menores con el paso del tiempo.

Una última recomendación de primer orden en la solución de los problemas que se presentan en la zona en estudio, es llevar a cabo estudios de manejo de cuencas y aplicarlos para el correcto funcionamiento del sistema de control de avenidas y azolves en el poniente del Distrito Federal.

CAPITULO 4

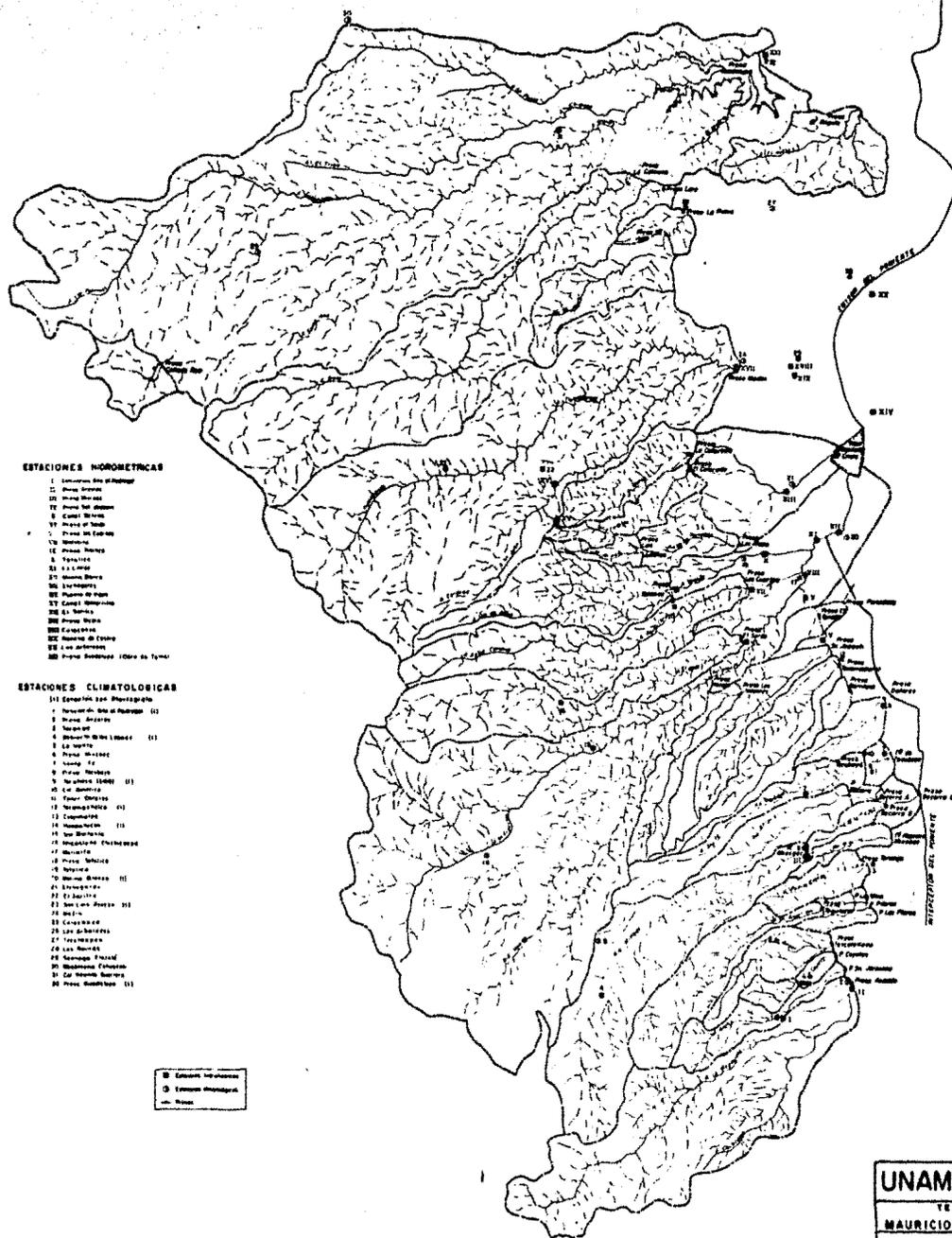
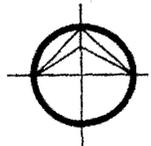
REFERENCIAS.

1. "Proyecto de Control de Azolves, Regulación de avenidas y Recarga de Acuíferos" D.D.F.
(Estudio Hidrológico ATEC, 1977).
2. "Plan Hidráulico de la Cuenca del Valle de México"
(Alternativa 1970-2 000)
(CHCVM , 1970).
3. "Hidrología de la Cuenca del Valle de México" Tomo I
Capítulo I "Síntesis de los Capítulos"
Capítulo II "Descripción Física del Valle"
(CHCVM, Nov. 1964).
4. "Sistema Hidráulico de la Desviación Combinada. Análisis Preliminar del Paso de Avenidas y Efecto de la Descarga del Interceptor del Poniente del Departamento del Distrito Federal".
Tomo I y Tomo II (anexos).
(CHCVM, Enero 1960)
5. "Segunda Etapa del Estudio" sobre el desagüe del Valle de México.
"Análisis de Tormentas"
Instituto de Ingeniería, (I de I, 1976).

6. "Drenaje de Cuencas Pequeñas"
Rolando Springall
(I de I., Enero 1969 publicación 143).
7. "Hidrología para Ingenieros"
Linsley-Kohler-Paulhus.
Edit. Mc Graw-Hill Latinoamericana, 1967.
8. "Introduction to Hidrology"
Viessman, W. Jr., Terence E. Harbaug and John W. Knapp.
Intext Educational Publishers. New York. 1972.
9. "Hidrology" Section 4
Soil Conservation Service
U.S. Department of Agriculture
NEH-NOTICE 4-102, August 1972.
10. "Control y Regulación del Río Hondo, Anteproyecto de la
Presa San Mateo Nopala".
(Tesis Profesional)
Antonio Salas Gómez Palacios, UNAM 1960.
11. "Estudio del Desagüe del Valle de México"
Anexo A 1
Procesamiento de la información registrada
Características Generales de la Cuenca
(I de I, 1977).
12. "Proyecto de las estructuras de control de los Vasos
El Cristo, Los Fresnos y Carreteras, del Sistema Hidráulico
de la Desviación Combinada".

Tesis Profesional Jorge Gamboa Flores
México, D.F., 1961 UNAM.

13. "Proposición de un Programa General para la Regulación y utilización de las aguas superficiales Del Valle de México" Tomos I y II.
Ing. Carlos Ramírez Ulloa.
(CHCVM, Sept. 1959).
14. "Análisis Estadístico y Probabilístico de datos Hidrológicos", notas complementarias al inciso 8.4 de ésta publicación, Facultad de Ingeniería, UNAM, Cap. No. 8 (1975).
15. "Hidrología de las aguas superficiales" publicado por la Comisión de Aguas del Valle de México, Tomo III, Capítulo IV, Cuadro IV-2 Titulado "Datos Hidrológicos y características hidráulicas y estructurales de las principales presas del Valle de México", Pág. 4-41.



ESTACIONES HIDROMETRICAS

- 1 Estacion de Observacion
- 2 Pico de Orizaba
- 3 Pico de Popocatepetl
- 4 Pico de Iztaccihuatl
- 5 Pico de Guadalupe
- 6 Pico de San Bartolome
- 7 Pico de San Mateo
- 8 Pico de San Juan
- 9 Pico de San Marcos
- 10 Pico de San Rafael
- 11 Pico de San Mateo
- 12 Pico de San Mateo
- 13 Pico de San Mateo
- 14 Pico de San Mateo
- 15 Pico de San Mateo
- 16 Pico de San Mateo
- 17 Pico de San Mateo
- 18 Pico de San Mateo
- 19 Pico de San Mateo
- 20 Pico de San Mateo
- 21 Pico de San Mateo
- 22 Pico de San Mateo
- 23 Pico de San Mateo
- 24 Pico de San Mateo
- 25 Pico de San Mateo
- 26 Pico de San Mateo
- 27 Pico de San Mateo
- 28 Pico de San Mateo
- 29 Pico de San Mateo
- 30 Pico de San Mateo
- 31 Pico de San Mateo
- 32 Pico de San Mateo
- 33 Pico de San Mateo
- 34 Pico de San Mateo
- 35 Pico de San Mateo
- 36 Pico de San Mateo
- 37 Pico de San Mateo
- 38 Pico de San Mateo
- 39 Pico de San Mateo
- 40 Pico de San Mateo
- 41 Pico de San Mateo
- 42 Pico de San Mateo
- 43 Pico de San Mateo
- 44 Pico de San Mateo
- 45 Pico de San Mateo
- 46 Pico de San Mateo
- 47 Pico de San Mateo
- 48 Pico de San Mateo
- 49 Pico de San Mateo
- 50 Pico de San Mateo

ESTACIONES CLIMATOLOGICAS

- 1 Estacion de Observacion
- 2 Pico de Orizaba (1)
- 3 Pico de Popocatepetl (1)
- 4 Pico de Iztaccihuatl (1)
- 5 Pico de Guadalupe (1)
- 6 Pico de San Bartolome (1)
- 7 Pico de San Mateo (1)
- 8 Pico de San Juan (1)
- 9 Pico de San Marcos (1)
- 10 Pico de San Rafael (1)
- 11 Pico de San Mateo (1)
- 12 Pico de San Mateo (1)
- 13 Pico de San Mateo (1)
- 14 Pico de San Mateo (1)
- 15 Pico de San Mateo (1)
- 16 Pico de San Mateo (1)
- 17 Pico de San Mateo (1)
- 18 Pico de San Mateo (1)
- 19 Pico de San Mateo (1)
- 20 Pico de San Mateo (1)
- 21 Pico de San Mateo (1)
- 22 Pico de San Mateo (1)
- 23 Pico de San Mateo (1)
- 24 Pico de San Mateo (1)
- 25 Pico de San Mateo (1)
- 26 Pico de San Mateo (1)
- 27 Pico de San Mateo (1)
- 28 Pico de San Mateo (1)
- 29 Pico de San Mateo (1)
- 30 Pico de San Mateo (1)
- 31 Pico de San Mateo (1)
- 32 Pico de San Mateo (1)
- 33 Pico de San Mateo (1)
- 34 Pico de San Mateo (1)
- 35 Pico de San Mateo (1)
- 36 Pico de San Mateo (1)
- 37 Pico de San Mateo (1)
- 38 Pico de San Mateo (1)
- 39 Pico de San Mateo (1)
- 40 Pico de San Mateo (1)
- 41 Pico de San Mateo (1)
- 42 Pico de San Mateo (1)
- 43 Pico de San Mateo (1)
- 44 Pico de San Mateo (1)
- 45 Pico de San Mateo (1)
- 46 Pico de San Mateo (1)
- 47 Pico de San Mateo (1)
- 48 Pico de San Mateo (1)
- 49 Pico de San Mateo (1)
- 50 Pico de San Mateo (1)

■ Estacion hidrometrica
 ○ Estacion climatologica
 --- Camino

UNAM	FACULTAD DE INGENIERIA
	TESIS PROFESIONAL
	MAURICIO DE LA GARZA BECERRA
	CUENCA DE LA ZONA PONIENTE
	PLANO 1-1

SISTEMA No. 1 DESVIACION AL PEDREGAL

TUNEL	TUNEL	TUNEL
1-305 m	1-152 m	1-180 m
1-000 m	1-000 m	1-000 m
0-30 m (1)	0-30 m (1)	0-30 m (1)
1-1200 m (1)	1-1200 m (1)	1-1200 m (1)
1-1200 m (1)	1-1200 m (1)	1-1200 m (1)
0-25 m (1)	0-25 m (1)	0-25 m (1)

SISTEMA No. 2 DESVIACION COMBINADA

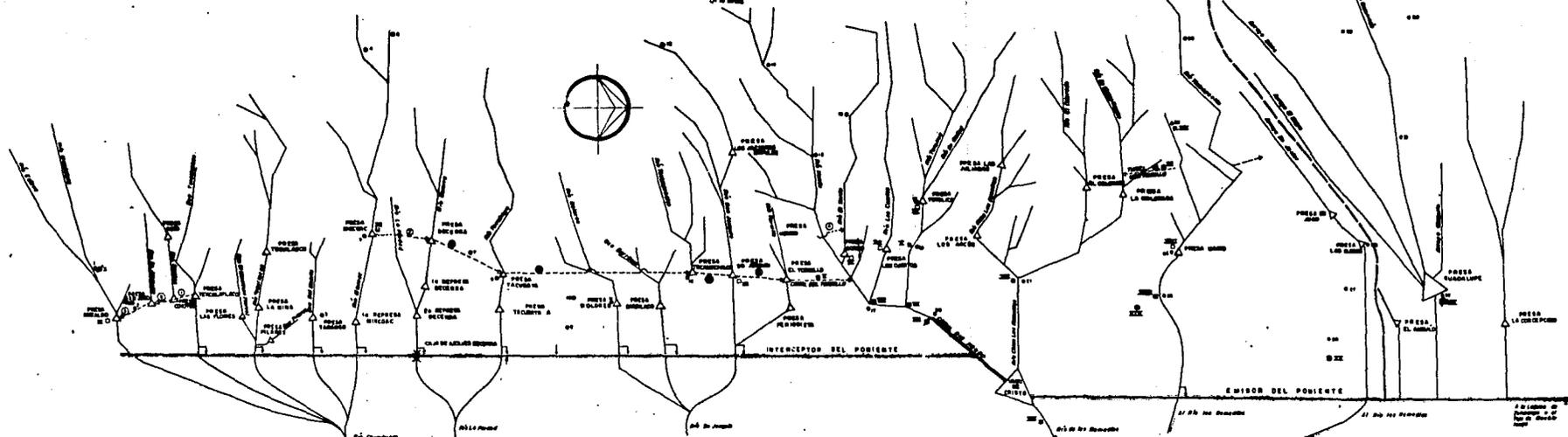
TUNEL	TUNEL	TUNEL	TUNEL
1-305 m	1-152 m	1-180 m	1-180 m
1-000 m	1-000 m	1-000 m	1-000 m
0-30 m (1)	0-30 m (1)	0-30 m (1)	0-30 m (1)
1-1200 m (1)	1-1200 m (1)	1-1200 m (1)	1-1200 m (1)
1-1200 m (1)	1-1200 m (1)	1-1200 m (1)	1-1200 m (1)
0-25 m (1)	0-25 m (1)	0-25 m (1)	0-25 m (1)

SISTEMA No. 3 MONCO-BORDO

TUNEL	TUNEL	TUNEL
1-305 m	1-152 m	1-180 m
1-000 m	1-000 m	1-000 m
0-30 m (1)	0-30 m (1)	0-30 m (1)
1-1200 m (1)	1-1200 m (1)	1-1200 m (1)
1-1200 m (1)	1-1200 m (1)	1-1200 m (1)
0-25 m (1)	0-25 m (1)	0-25 m (1)

GRUPO SUROESTE

GRUPO NOROESTE



EST. HIDROMETRICA

- Est. de Marea
- Est. de muestreo
- ▣ Est. de muestreo y hidrógrafo
- ▢ Est. de hidrógrafo
- ▤ Est. de vertedor
- ✓ Mediciones de mareas

SIMBOLOGIA

- △ Presa aspillada
- Presa desmoronada
- Est. climatologica

ESTACIONES HIDROMETRICAS

- I Canal de Alto el Pedregal
- II Presa Anzures
- III Presa Mucos
- IV Presa San Jacinto
- V Canal Toluca
- VI Presa de Sarzo
- VII Presa de Cortes
- VIII Muelle
- IX Presa Toluca
- X Toluca
- XI Toluca
- XII Muelle Blanca
- XIII Estacion
- XIV Punto de Vagos
- XV Canal de Toluca
- XVI El Gallo
- XVII Presa de San
- XVIII Canal de San
- XIX Presa de San
- XX Presa de San
- XXI Presa de San
- XXII Presa de San

ESTACIONES CLIMATOLOGICAS

- (1) Estación sin Psicrómetro
- 1 Derramadero (1)
 - 2 Presa Anzures
 - 3 Toluca
 - 4 Cuervo de los Lobos (1)
 - 5 La Voz
 - 6 Presa de Cortes
 - 7 Santa Fe
 - 8 Presa Toluca
 - 9 Toluca (1)
 - 10 Cal de San
 - 11 Canal de San
 - 12 Toluca (1)
 - 13 Toluca (1)
 - 14 Toluca (1)
 - 15 San Jacinto
 - 16 Toluca (1)
 - 17 Toluca
 - 18 Presa Blanca
 - 19 Toluca
 - 20 Muelle Blanca (1)
 - 21 Toluca
 - 22 San Jacinto (1)
 - 23 Muelle
 - 24 Toluca
 - 25 Toluca
 - 26 La Voz
 - 27 Toluca
 - 28 La Voz
 - 29 Toluca
 - 30 Toluca
 - 31 Canal de San
 - 32 Presa Anzures (1)

UNAM FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL

MABRICIO DE LA GARZA SECERRA

ESQUEMA DEL SISTEMA DE PRESAS DE LA ZONA PONIENTE DEL D.F.

PLAN No. 1-2

