

32
2ef



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"SISTEMAS LAGUNARIOS COMO ELEMENTOS DE CONTROL DE AVENIDAS EN UNA ZONA INDUSTRIAL DE TAMAULIPAS"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N :
AARON GARCIA LOPEZ
EVERARDO GARCIA LOPEZ



DIRECTOR DE TESIS: ING. JAVIER GUTIERREZ REYNOSO

MEXICO, D. F.

264009

1998

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-071/97

Señores

AARON GARCIA LOPEZ
EVERARDO GARCIA LOPEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. JAVIER GUTIERREZ REYNOSO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"SISTEMAS LAGUNARIOS COMO ELEMENTOS DE CONTROL DE AVENIDAS Y PROTECCION CONTRA INUNDACIONES EN UNA ZONA INDUSTRIAL DE TAMAULIPAS"

INTRODUCCION

- I. ASPECTOS AMBIENTALES RELATIVOS A LA UTILIZACION DE LAGUNAS PARA EL CONTROL DE AVENIDAS Y PROTECCION CONTRA INUNDACIONES**
- II. ESTUDIO HIDROLOGICO**
- III. DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL**
- IV. MONITOREO Y CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA**
- V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

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

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

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria a 1 de julio de 1997.

EL DIRECTOR


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*lmf

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad, a la Facultad de ingeniería y a sus profesores por haber participado en nuestra formación.

A mis padres y hermanos por el apoyo recibido en todo momento.

Al ingeniero Javier Gutierrez por haber sacrificado su tiempo de descanso para dirigir esta tesis y por su accesibilidad para con nosotros.

INDICE

INTRODUCCION

CAPITULO 1 ASPECTOS AMBIENTALES RELATIVOS A LA UTILIZACION DE LAGUNAS PARA EL CONTROL DE AVENIDAS Y PROTECCION CONTRA INUNDACIONES

1.1	Antecedentes.....	1
1.2	Definiciones.....	10
1.3	Legislación Vigente.....	12
1.3.1	Ley general del Equilibrio Ecológico y la Protección al Medio Ambiente.....	12
1.3.2	Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento.....	14
1.3.3	Ley Federal de Derechos en Materia de Agua.....	16
1.4	Conclusiones.....	16

CAPITULO 2 ESTUDIO HIDROLOGICO

2.1	Descripción.....	18
2.2	Definición de las Características Fisiográficas de las Cuencas.....	20
2.2.1	Delimitación de cuencas.....	20
2.2.2	Características Fisiográficas de las Cuencas.....	23
2.3	Selección del Periodo de Retorno.....	24
2.4	Análisis de Precipitación en base a Métodos Estadísticos.....	24
2.4.1	Ajustes a Distribuciones de Probabilidad.....	24
2.4.2	Curvas I-dTr.....	28
2.4.3	Comparación de Resultados.....	30
2.5	Análisis de Escurrimiento.....	33
2.5.1	Método del Hidrograma Unitario Triangular.....	33
2.5.2	Método del Hidrograma Unitario según Aproximación del SCS.....	35
2.5.3	Método Racional.....	38
2.5.4	Comparación de Resultados.....	39
2.6	Comportamiento Hidrológico de la Laguna A.....	43
2.6.1	Curva Elevaciones-Areas-Capacidades de la Laguna A.....	43
2.6.2	Hidrograma de Entrada a la Laguna A.....	43
2.6.3	Estructuras Propuestas para el Control de Aguas Pluviales.....	43
2.6.4	Hidrograma de salida y Nivel Máximo del Agua en la Laguna A.....	46
2.6.5	Dimensionamiento Definitivo de las Estructuras de Excedencias.....	46
2.7	Gastos de Conducción de la Canalización Pluvial.....	48
2.7.1	Gastos de la Canalización para los Escenarios Considerados.....	48
2.8	Comportamiento Hidrológico de la Laguna B.....	53
2.8.1	Curva Elevaciones-Areas-Capacidades de la Laguna B.....	53
2.8.2	Hidrograma de Entrada a la Laguna B.....	53
2.8.3	Comportamiento Hidrológico de la Laguna B.....	58
2.8.4	Análisis de Resultados.....	58

2.9	Conclusiones y Recomendaciones del Estudio Hidrológico.....	60
-----	---	----

CAPITULO 3 DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL

3.1	Funcionamiento Hidráulico de la Obra de Excedencias.....	61
3.2	Funcionamiento Hidráulico de la Canalización Descargando a la Laguna B.....	61
3.2.1	Descripción de las Características de la Canalización	62
3.2.2	Criterios de Análisis.....	65
3.2.3	Análisis de Resultados.....	68
3.3	Diseño Hidráulico de la Obra de Protección.....	68
3.4	Diseño Estructural de la Obra de Excedencias.....	68
3.4.1	Revisión de la Estabilidad del Cimacio	73
3.4.2	Diseño Estructural del Tanque Amortiguador.....	80
3.5	Diseño Estructural de la Obra de Protección	85

CAPITULO 4 MONITOREO Y CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA

4.1	Límites Máximos Permisibles.....	90
4.2	Monitoreo y Control de Calidad.....	97

CAPITULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1	Conclusiones.....	98
5.2	Recomendaciones.....	99

REFERENCIAS.....	100
------------------	-----

INTRODUCCION

El tema objeto de esta tesis se refiere a la realización de una obra hidráulica de protección, considerando por supuesto, los aspectos referentes a la hidrología, a la hidráulica, al análisis y diseño estructural, así como a diversos ambientales y de control de la calidad del agua manejada

La obra hidráulica citada está ubicada en el estado de Tamaulipas, en la zona industrial ubicada entre Tampico y Altamira, misma que en los últimos años ha experimentado un desarrollo notable y que, de acuerdo con los planes generales de desarrollo regional, formará parte de un ordenamiento planificado, industrial, urbano y ambiental.

El problema fundamental que da origen a la presente tesis es la necesidad de proporcionar protección contra inundaciones a cierta zona de desarrollo industrial localizada aguas abajo de uno de los numerosos cuerpos lagunarios que en esa zona existen; para esto, formulamos un estudio hidrológico que permite definir la manera de encauzar y transportar de manera adecuada, económica y segura, los escurrimientos pluviales asociados a determinados eventos de diseño, cruzando zonas de futuro desarrollo urbano hasta llegar a un cuerpo lagunario más grande, estableciendo por tanto, la interconexión lagunaria para controlar volúmenes y niveles ante condiciones extraordinarias.

La transportación de los escurrimientos pluviales será realizada mediante un canal pluvial, cuyo trazo, desarrollado a lo largo de zonas futuras de crecimiento urbano, respeta la planeación plasmada en planes de desarrollo regionales y consideran los posibles efectos hidráulicos que dichos desarrollos tendrán para la obra de protección.

Con estas ideas básicas en mente, el desarrollo de nuestra tesis considera en su primer capítulo la descripción del problema, así como una revisión del aspecto normativo de las aguas pluviales, de su manejo y de su control de calidad; en el capítulo dos, hacemos el planteamiento y desarrollo del estudio hidrológico, considerando los aspectos asociados a la precipitación, escurrimiento, tránsito de avenidas e interconexión entre cuerpos lagunarios, bajo tres escenarios posibles dependientes de las condiciones futuras de desarrollo urbano, una vez definidas las condiciones hidrológicas, determinamos los parámetros de diseño hidráulico y en el capítulo tres, efectuamos los cálculos correspondientes a dicho diseño a fin de definir el comportamiento hidráulico de las estructuras que integran la obra hidráulica de

protección; posteriormente, realizamos el diseño estructural de cada elemento, estableciendo las características que deberán observarse en la implementación de las obras

En el capítulo cuatro tratamos el aspecto asociado a la normatividad en materia ambiental y de calidad de las aguas manejadas y establecemos una propuesta para el manejo y control de la calidad de las aguas, que permitan alcanzar las condiciones requeridas de calidad sin afectación del medio ambiente.

Finalmente, en nuestro capítulo cinco, formulamos las conclusiones y recomendaciones que nuestra intervención en el proyecto nos permite plantear.

CAPITULO 1 ASPECTOS AMBIENTALES RELATIVOS A LA UTILIZACIÓN DE LAGUNAS PARA EL CONTROL DE AVENIDAS Y PROTECCION CONTRA INUNDACIONES

1.1 Antecedentes

En las últimas décadas el mundo se ha transformado producto de un incremento de población, industria y un intenso comercio. Este desarrollo trae consigo, sin duda, un deterioro en el medio ambiente, que en algunos aspectos muestra señales de irreversibilidad.

En nuestro país se ha venido hablando cada vez con más insistencia de la inevitable interrelación *desarrollo industrial- medio ambiente*. Algunos grupos opinan que el desarrollo industrial trae como regla lógica un quebrantamiento del medio ambiente; por otra parte existen voces que señalan que la industrialización ha sido y será el camino para su mejoramiento. Ambos puntos de vista son extremos, sin embargo, debemos tomarlos en cuenta y buscar una compatibilidad entre desarrollo y no afectación del medio ambiente.

Actualmente resulta evidente que no tiene que haber un antagonismo entre desarrollo industrial y protección al medio ambiente. En efecto, hoy se maneja el concepto de *desarrollo sustentable* y es definido como "el proceso valuable mediante criterios e indicadores del carácter ambiental, económico y social que tiende a mejorar la calidad de vida y la productividad de las personas, que se funda en medidas apropiadas de preservación del equilibrio ecológico, protección al ambiente y aprovechamiento de los recursos naturales de manera que no se comprometa la satisfacción de las generaciones futuras".

Es decir, el desarrollo sustentable implica respetar las capacidades de carga de los sistemas biofísicos, lo que desde luego no equivale a imponer sellos de clausura a la naturaleza sino utilizar con eficiencia ambiental y económica los servicios que nos ofrece.

Es precisamente esta conjunción que debe existir entre desarrollo industrial y protección del medio ambiente, la que pretende resaltarse en el proyecto que nos ocupa y que a continuación describiremos.

El proyecto está localizado en Tamaulipas, aproximadamente a 15 Km de la ciudad de Tampico, donde un grupo empresarial construye un complejo industrial químico en una zona ubicada aguas abajo de un cuerpo lagunario al que llamaremos "A". Dicha laguna recibe las aguas pluviales provenientes de las cuencas que abarcan la zona industrial, por lo que para proporcionar protección a la nueva planta química fue concebida una obra de defensa para controlar las aguas de la laguna y conducir las hasta un sitio de disposición seguro. Este sitio es otro cuerpo lagunario de mayor tamaño al que denominaremos "B".

De esta breve descripción del proyecto, podemos advertir que la principal afectación a la naturaleza podría residir en los cuerpos receptores; si bien el proyecto contempla sólo el manejo de aguas pluviales, la calidad de las mismas es dudosa por las razones que a continuación se dan.

Durante la ocurrencia de una precipitación pluvial sobre una zona urbana, el agua empieza a contaminarse casi desde su formación; por su paso a través de la atmósfera el agua se contamina con gases, partículas y metales pesados. Después de atravesar la atmósfera, las aguas escurren sobre techos y fachadas de los edificios aumentando la concentración de partículas, metales pesados e hidrocarburos. Las aguas siguen escurriendo sobre superficies impermeabilizadas de las zonas urbanas como calles, banquetas, avenidas y estacionamientos; en este trayecto las aguas siguen contaminándose con residuos de vegetación, partículas sólidas provenientes de la erosión de las superficies no protegidas por la vegetación, fertilizantes no fijados en los suelos de los jardines públicos, metales tóxicos provenientes de la degradación de los vehículos de motor. De tal manera que las cargas de contaminantes acarreadas durante un evento lluvioso de intensidad intermedia en una zona fuertemente urbanizada pueden ser importantes como lo vemos en la Tabla 1.1 [Ref. 1].

Tabla 1.1 Cargas Contaminantes Acarreadas Durante un Evento Lluvioso de Intensidad Intermedia

PARAMETRO		
MES*	25	Ton
DQO	34	Ton
DBO ₅	4.2	Ton
PLOMO	24	Kg
ZINC	53	Kg
CADMIO	0.4	Kg

*Matenas en suspensión

En el párrafo precedente hemos mencionado dos factores de los cuales depende la calidad del agua que escurre sobre una zona urbana: el tipo de ocupación del suelo y la intensidad de la lluvia; pero estos no son los únicos, el tipo de drenaje y el período de secas que antecede a la lluvia también condicionan la calidad de las mismas.

Los estudios acerca de la contaminación que sufren las aguas de lluvia, que transitan en el drenaje de las zonas urbanas, son contados, pese a que se han observado impactos en los cuerpos receptores de este tipo de aguas [Ref. 2], tales como mortandad de peces, disminución de oxígeno disuelto, grandes cantidades de partículas en suspensión, etc.

Uno de estos estudios fue realizado en Francia [Ref. 2], en el cual midieron las cargas de contaminantes transportados durante precipitaciones pluviales frecuentes y que, principalmente permite observar la influencia de la intensidad de lluvia con respecto a la contaminación que sufre el agua. Reproducir los resultados de este estudio nos parece importante, porque de ellos podremos sacar conclusiones que apoyan la hipótesis de que la calidad con que son vertidas las aguas de lluvia debe ser motivo de preocupación y de estudio en nuestro país.

Características de las lluvias estudiadas

Las lluvias analizadas ocurrieron los días 7 de agosto de 1989 y 22 de agosto de 1991; las características de cada una de estas lluvias se presentan en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2 Características de las Lluvias Estudiadas

Fecha	Altura de Precipitación (mm)	Duración de la lluvia	Intensidad Media (mm/h)	Intensidad máxima sobre 1 h (mm/h)	Volumen total (m ³)
7-ago-89	13.8	1 h 35 min	8.7	70	42,000
22-ago-91	3.2	2 h 40 min	1.2	24	13,000

Sitio de estudio

La zona de estudio está ubicada en el Departamento de Seine Saint Denis, en el suburbio norte de la ciudad de París, donde el tipo de ocupación del suelo es básicamente habitacional con grandes

espacios verdes; hay poca industria instalada en el área; la zona es atravesada por una carretera que va de París al aeropuerto internacional Charles de Gaulle, con una alta intensidad de tráfico.

Descripción y equipamiento de la laguna

Cerca del punto de descarga del drenaje, sobre el Río Sena, existe una laguna de regulación que fue aprovechada en este trabajo, pues cuenta con un sistema de válvulas que permite aislar toda el agua de un episodio pluvial. Dicha laguna de regulación, está integrada por tres compartimentos; el primero, donde se vierten las aguas del drenaje durante la lluvia, es impermeable; si el agua alcanza a llenarlo esta desborda sobre un segundo compartimento, no impermeabilizado; los dos juntos tienen una capacidad de almacenamiento de 55000 m³. En caso de que los dos compartimentos anteriores no fueran suficientes, el agua pasa al tercer compartimento, no impermeabilizado

El compartimento impermeabilizado se equipó con colectores de muestras automáticos ISCO, localizados en la entrada del agua y en la salida hacia drenaje; también fueron instaladas dos bombas Vortex, para ayudar a la toma de muestras de gran volumen, una a la entrada y otra a la salida del mismo.

Muestreo

Las características de las muestras tomadas para la medición de los parámetros de calidad del agua aparecen resumidas en la Tabla 1.3, en ella se indica el número de de muestras analizadas y el lugar donde fueron tomadas.

Tabla 1.3 Muestras Estudiadas

Tipo de muestra	7-agosto-1989		22-agosto-1991	
	Entrada	Salida	Entrada	Salida
Muestreador ISCO	24	24	16	16
Volúmenes de 200 l	3	4	2	2
Muestras de fondo	10	-	6	-

Parámetros estudiados

Se determinaron los parámetros globales siguientes: sólidos en suspensión (STS), sólidos totales volátiles (STSV), demanda química de oxígeno (DQO), demanda biológica de oxígeno en cinco días (DBO₅). En todos ellos, la determinación fue de acuerdo con los métodos de la Asociación Francesa de Normalización (AFNOR).

También fueron medidas las concentraciones de metales tóxicos en sus dos presentaciones, disueltos y particulados, entre ellos el plomo y el cadmio¹.

Resultados

Los valores de los parámetros globales fueron obtenidos de una muestra promedio preparada con la mezcla de las muestras tomadas con los colectores ISCO. Dichos valores aparecen en la Tabla 1.4 e indican que la concentración de los contaminantes depende en gran medida de la intensidad de la lluvia; la lluvia de 1989, que fue la más intensa, presenta concentraciones más elevadas de sólidos en suspensión (STS) y una demanda química de oxígeno más importante.

Tabla 1.4 Resultados de los Parámetros Globales Medidos en las Lluvias Estudiadas

Parámetros	7-agosto-1989		22-agosto-1991		Límites máx. permitidos para descargas de aguas tratadas
	Entrada	Salida	Entrada	Salida	
STS (mg/l)	618	52.5	204	68	35
STSV (%)	45	38	85	75	
DQO (mg O ₂ /l)		56	220	131	125
DBO ₅ (mg O ₂ /l)	65	13	55	22	25
NH ₄ (mg N/l)	5.3	4.3	5.7	4.9	5

Por su parte, los valores de materia volátil en los sólidos en suspensión (STSV), muestran que los transportados por la lluvia de menor intensidad (22-agosto-1991), provienen de las aguas residuales, por tres razones, la primera es porque tienen un carácter más orgánico; la segunda, debido a que la

¹ Para la determinación de las concentraciones de estos metales se siguió un procedimiento que no es descrito aquí, ya que ese no es el objetivo, sino el de presentar sólo los resultados.

dilución de estos sólidos con los provenientes de la superficie (básicamente orgánicos: arena, cuarzo, cemento) fue mínima; y la tercera, porque la sustancia nitrogeno-amoniaca (NH_4) únicamente existe en las aguas domésticas; en la lluvia de 1991 observamos un valor más alto de este parámetro.

El valor de la demanda química de oxígeno (DQO) es una medida de la materia orgánica no degradable (hidrocarburos, plástico, restos de caucho y otros materiales no fermentables); este parámetro es mayor que el de la demanda biológica de oxígeno, lo que comprueba que la materia orgánica de las aguas en tiempo de lluvias se degrada poco y que un tratamiento biológico tradicional no sería eficaz.

La Tabla 1.4 indica que el hecho de almacenar en la laguna tiene un efecto de purificación muy importante, ya que en las dos lluvias la concentración de los parámetros disminuye en las muestras de agua tomadas a la salida de la laguna. Sin embargo, en ambos casos los niveles de concentración son más elevados que los valores establecidos por la normatividad francesa para la descarga de aguas tratadas.

Los metales disueltos se midieron de las muestras de 200 l tomadas a la entrada y a la salida de la laguna.

Plomo disuelto. La Figura 1.1 presenta de manera gráfica los resultados obtenidos en los dos eventos para el plomo disuelto. En esta gráfica se observa, un comportamiento a la entrada y otro distinto a la salida. En el caso del comportamiento a la entrada de la lluvia más intensa (agosto de 1989), hay un aumento en la concentración de la primera a la segunda muestra, que podría deberse a que, como la lluvia es más intensa, los caudales en el drenaje son más elevados provocando entonces la resuspensión de los sólidos depositados en el drenaje, lo que a su vez causaría la movilización del plomo por fenómenos de óxido-reducción de los depósitos. En la lluvia de 1991, el comportamiento a la entrada es normal, es decir a medida que se llena la laguna la concentración del plomo disminuye, lo que equivale a que las primeras aguas son las más contaminadas.

En cuanto a las concentraciones de plomo a la salida, la Figura 1.1 muestra que los niveles en la lluvia de menor intensidad (1991), son un poco más elevados, situación que puede deberse a dos motivos, a que en la lluvia más intensa presenta una mayor cantidad de sólidos suspendidos, favoreciendo así la adsorción del plomo disuelto sobre las partículas, o bien, a que la lluvia de 1991 contiene una mayor cantidad de materia orgánica que pudiera favorecer la formación de complejos solubles en el plomo.

En las dos lluvias, sin embargo, la concentración de plomo disuelto es menor que la concentración máxima permitida (50 g) en aguas superficiales utilizadas para potabilizar.

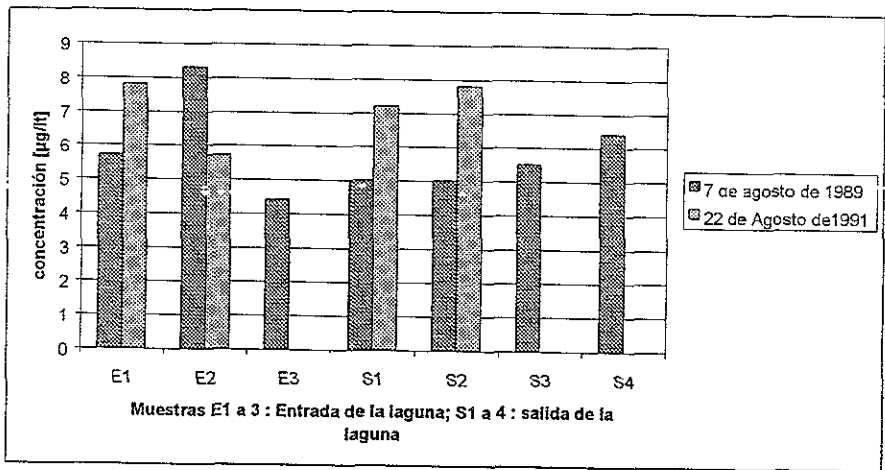


Figura 1.1 Resultados del Plomo Disuelto

Cadmio disuelto. Los resultados obtenidos para el cadmio disuelto (Figura 1.2) muestran en ambos eventos a la entrada, una disminución en el cadmio conforme va llenándose la laguna, siendo más remarcado en el evento de 1991; lo cual significa que una buena proporción proviene de los escurrimientos superficiales del agua en el momento de la lluvia. El comportamiento del cadmio disuelto en la salida es diferente en los dos eventos; en la lluvia de 1991 (menos intensa) se observa un aumento de la concentración de este metal en el momento de la salida del agua de la laguna; probablemente debido a la formación de complejos solubles con el cadmio que originalmente está unido a los sólidos.

Al igual que en el caso del plomo, las concentraciones de cadmio disuelto a la entrada como a la salida, son inferiores al límite máximo permitido (1 g/l) en las aguas superficiales para la potabilización, aunque los valores medidos se aproximan más a este límite que en el caso del plomo.

En la lluvia de 1989, sólo pudieron medirse los metales tóxicos en la entrada y en las muestras de fondo de la laguna; no se pudieron medir a la salida debido a que se recuperó muy poca cantidad de

sólidos. En el evento de 1991, si fue posible medir los metales a la entrada, a la salida y en los sólidos depositados en el fondo de la laguna.

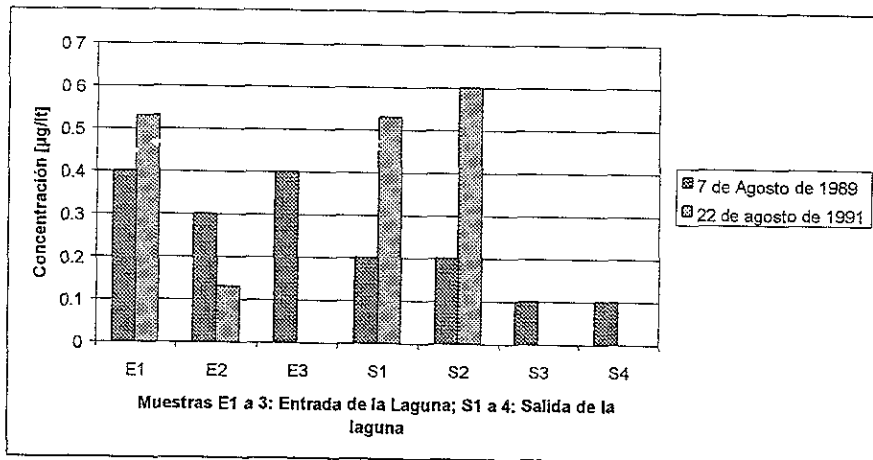


Figura 1.2 Resultados del Cadmio Disuelto

Plomo total particulado. Los resultados obtenidos para este parámetro (Figura 1.3), muestran que las concentraciones son más elevadas en la lluvia más intensa (1989), lo que comprueba que las lluvias más intensas tienen una mayor capacidad para desprender los sólidos contaminantes de las superficies impermeabilizadas (calles, avenidas, estacionamientos). También se observa una distribución más homogénea de los niveles de concentración en los sólidos depositados en el fondo de la laguna durante la lluvia más intensa. En la lluvia de 1991 las concentraciones de plomo que salen de la laguna son muy semejantes las de la entrada.

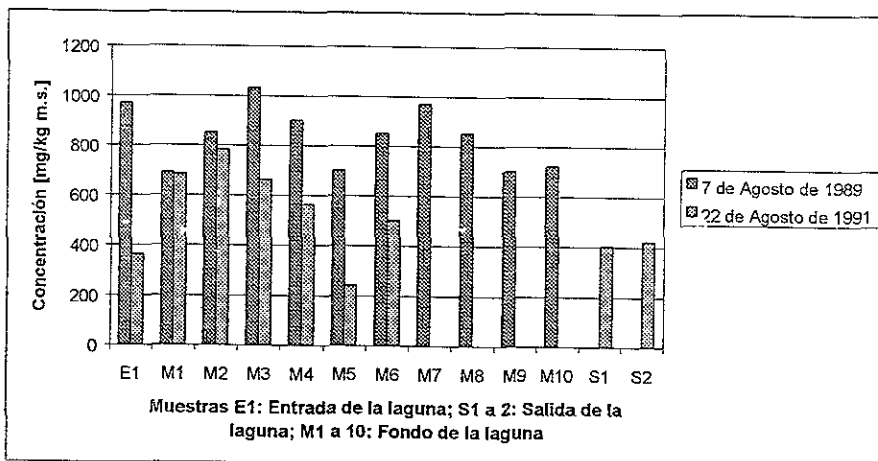


Figura 1.3 Resultados de Plomo Particulado

Cadmio particulado. Al igual que en el plomo, las concentraciones para el cadmio son más elevadas en la lluvia más intensa, y tiene una distribución más homogénea de los sólidos depositados en el fondo de la laguna (Figura 1.4).

Las concentraciones de plomo y cadmio en las partículas en los dos eventos estudiados, son más elevadas que la concentración que existe en los sedimentos del río Sena; esto quiere decir que estos sólidos podrían contaminar los sedimentos de este río. También estos valores son más elevados que las concentraciones normales de la cuenca en donde se encuentra el drenaje y que, las concentraciones máximas permisibles en lodos provenientes de las plantas tratadoras de aguas residuales domésticas para un uso como abono en la agricultura (Norma AFNOR U44-041/1975).

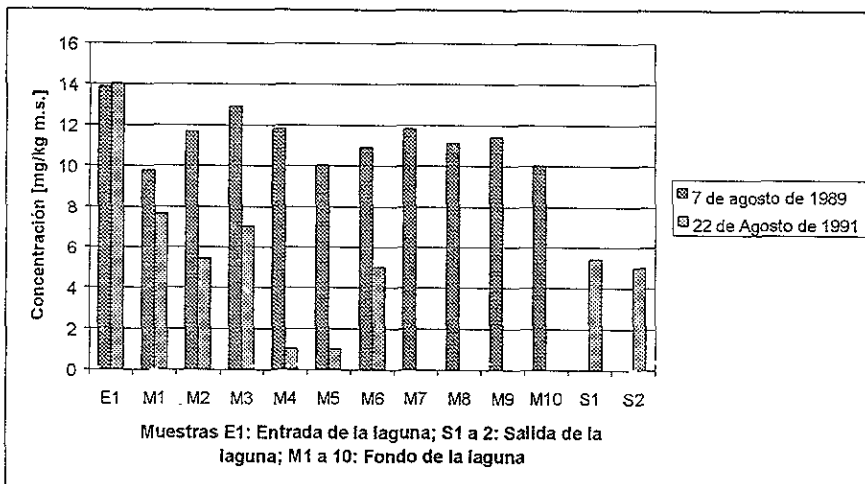


Figura 1.4 Resultados de Cadmio Particulado

Como podemos apreciar el estudio describe una laguna de regulación, como en el caso de nuestro proyecto, sin embargo hay que advertir que dicha laguna no es común, pues está impermeabilizada, lo que permite su utilización como un método de tratamiento de las aguas de lluvia.

A pesar de las diferencias que pudieran existir entre los factores que inciden en la calidad de las aguas de lluvia del estudio presentado y los que intervienen en nuestro proyecto en particular; el estudio si nos da pie a pensar que en algún momento las aguas que maneja este pudieran tener una contaminación importante, por lo tanto el proyecto que nos ocupa **no sólo debe contemplar la protección de la zona industrial contra inundaciones provocadas por la lluvia, sino también que estas aguas no lleguen con una calidad que afecte a los cuerpos receptores.**

Aquí habrá que identificar que es una agua dañina o nociva para un cuerpo receptor. Esto lo especifica la legislación que hay al respecto, misma que se analizará en otra sección de este capítulo.

1.2 Definiciones

Consideramos oportuno transcribir algunas definiciones extraídas de la Ley General del Equilibrio Ecológico y Protección al Medio Ambiente (LGEEPA), la Ley de Aguas Nacionales (LAN) y de la Ley

Federal de Derechos en Materia de Agua (LFDMA), que permitirán una mayor comprensión del contenido en materia del agua de estas tres leyes, mas adelante cuando sean tratadas.

Aguas Nacionales. Las aguas propiedad de la nación, en los términos del párrafo quinto del Artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos.

Aguas residuales. Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos; y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

Aguas pluviales. Aquellas que provienen de lluvias, se incluyen las que provienen de nieve y granizo.

Ambiente. El conjunto de elementos naturales y artificiales o inducidos por el hombre que hacen posible la existencia y desarrollo de los seres humanos y demás organismos vivos que interactúan en un espacio y tiempo determinados.

Aprovechamiento sustentable. La utilización de los recursos naturales en forma que se respete la integridad funcional y las a capacidades de cambio de los ecosistemas de los que forman parte dichos recursos, por periodos indefinidos.

Bienes nacionales. Son los bienes cuya administración esta a cargo de la Comisión Nacional del Agua (CNA) en términos del artículo 113 de la LAN

Condiciones particulares de descarga. El conjunto de parámetros físicos, químicos y biológicos y de sus niveles máximos permitidos en la descarga de agua residual, determinados por la CNA para el responsable o grupo de responsables de la descarga o para un cuerpo receptor específico, con el fin de preservar y controlar la calidad de las aguas conforme a la LAN y su reglamento.

Cuerpo receptor. Corrientes, depósitos naturales de agua, presas, cauces, zonas marinas o bienes nacionales donde se descargan aguas residuales, así como los terrenos en donde se infiltran o inyectan dichas aguas, cuando puedan contaminar el suelo o los acuíferos.

Descarga. Acción de verter, infiltrar, depositar o inyectar aguas residuales aun cuerpo receptor en forma continua, intermitente o fortuita, cuando este es un bien del dominio público de la nación.

Equilibrio ecológico. La relación de interdependencia entre los elementos que conforman el ambiente que hace posible la existencia, transformación y desarrollo del hombre y demás seres vivos.

Evaluación de impacto ambiental. Es el procedimiento a través del cual la Secretaría del Medio Ambiente Recursos Naturales y Pesca (SEMARNAP) establece las condiciones a que se sujetará la realización de obras y actividades que puedan causar desequilibrio ecológico o rebasar los límites en condiciones establecidos en las disposiciones aplicables para proteger el ambiente y preservar y restaurar los ecosistemas, a fin de evitar o reducir al mínimo sus efectos negativos sobre el ambiente.

Manifestación de impacto ambiental. El documento mediante el cual se da a conocer, con base en estudios, el *impacto ambiental, significativo y potencial* que generaría una obra o actividad, así como la forma de evitarlo o atenuarlo en caso de que sea negativo.

1.3 Legislación Vigente

En nuestro país la legislación en materia del agua esta contenida en:

- La Ley general del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente (13 de diciembre de 1996)
- La Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento (Publicados el 2 de diciembre de 1992 y 12 de enero de 1994 respectivamente)
- La Ley Federal de derechos (30 de diciembre de 1996)

A continuación haremos una breve descripción y análisis de estas tres normatividades, resaltando los aspectos asociados al problema fundamental que tratamos en éste trabajo: el manejo de las aguas pluviales y su incorporación a un cuerpo de agua en condiciones de calidad adecuada.

1.3.1 Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente

Esta Ley es reglamentaria de las disposiciones de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, que se refieren a la preservación y restauración del equilibrio ecológico, así como la protección al ambiente en el territorio nacional y las zonas sobre las que la nación ejerce su soberanía y jurisdicción. Sus disposiciones son de orden público e interés social y tienen dos objetivos:

1.- Propiciar el desarrollo sustentable

2.- Establecer las bases o lineamientos en aspectos tales como:

- La definición de los principios de la política ambiental y los instrumentos para su aplicación.
- El aprovechamiento sustentable, la preservación y en su caso, la restauración de los recursos naturales;
- La prevención y el control de la contaminación del aire, agua y suelo, y
- El ejercicio de las atribuciones que en materia ambiental corresponde a la Federación, los Estados, el D.F y los Municipios.

Uno de los principios que se toman en cuenta para formular y conducir la política ambiental y la expedición de normas oficiales mexicanas, y demás instrumentos previstos en esta Ley, en materia de preservación y restauración del equilibrio ecológico y protección al ambiente es el que dice: "quien realice obras o actividades que afecten o puedan afectar el ambiente, está obligado a prevenir, minimizar o reparar los daños que causa, así como a asumir los costos que dicha afectación impliquen".

Las atribuciones que otorga esta Ley a la Federación son ejercidas por el Poder Ejecutivo a través de la Secretaría del Medio Ambiente Recursos Naturales y Pesca (**SEMARNAP**) quien, cuando por razones de la materia se requiera de la intervención de otras dependencias, ejercerá sus atribuciones en coordinación con las mismas.

Algunas de las facultades que se otorgan a la SEMARNAP son :

- La vigilancia y promoción, en el ámbito de su competencia, del cumplimiento de esta Ley y los demás ordenamientos que de ella se deriven.
- La expedición y vigilancia de Normas Oficiales Mexicanas que se requieran para prevenir y controlar la contaminación de las Aguas Nacionales, conforme a lo dispuesto en esta Ley, la Ley de Aguas Nacionales, su Reglamento y las demás disposiciones que resulten aplicables. En el caso de descargas de aguas a bienes propiedad de la nación sólo se contempla el de aguas residuales en la Norma Oficial Mexicana NOM-ECOL-1996.

- La clasificación de cuerpos receptores de descargas de aguas residuales, de acuerdo a sus capacidades de asimilación o dilución y la carga de contaminantes que estos pueden recibir.
- La evaluación del impacto ambiental y en su caso la expedición de las autorizaciones correspondientes.

Esta Ley señala que en particular las obras hidráulicas requieren una autorización en materia ambiental. Para obtener dicha autorización se necesita presentar una manifestación de impacto ambiental o bien un informe preventivo y, esperar una resolución favorable por parte de la SEMARNAP. Cabe señalar que una manifestación de impacto ambiental implica un estudio más riguroso que el de un informe preventivo y por lo mismo el tiempo de espera de la resolución es más largo.

Un informe preventivo procede si la obra por su ubicación, dimensiones, características o alcances no producen impactos ambientales significativos o cuando existen normas oficiales mexicanas que regulen las emisiones, las descargas y en general todos los impactos ambientales relevantes que pueda producir la obra.

1.3.2 Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento

La Ley de Aguas Nacionales tiene como objetivo central regular y administrar las aguas propiedad de la nación, su distribución, control y la preservación de su calidad y cantidad a fin de lograr un desarrollo integral sustentable. Las disposiciones de esta ley son aplicables a todas las aguas nacionales, sean superficiales o del subsuelo así como también de los bienes nacionales.

La Ley designa como autoridad y administrador, en lo que respecta a aguas nacionales y sus bienes públicos inherentes, al ejecutivo Federal, quien la podrá ejercer directamente o a través de la CNA. Para el cumplimiento y aplicación de esta ley, el ejecutivo promoverá la coordinación de acciones con los gobiernos de las entidades federativas y de los municipios sin afectar sus facultades en la materia y en el ámbito de sus correspondientes atribuciones.

En el título sexto de la Ley se definen los usos del agua entre ellos esta el relativo al control de avenidas y protección contra inundaciones, al respecto señala que la CNA en términos del reglamento clasificara las zonas en atención a sus riesgos de posible inundación, emitirá las normas y recomendaciones necesarias, estableciendo las medidas de operación control y seguimiento. Además

se advierte que el comportamiento y operación de las obras que no diseñe la CNA será responsabilidad *de quien las realice*.

Por otra parte, la Ley y su reglamento dan un carácter de interés público, a la promoción y ejecución de las medidas y acciones necesarias, para proteger la calidad del agua y establece los lineamientos específicos para prevenir, los cuales están contenidos en el título séptimo. En él se establece que todos los usuarios del agua definidos en el título sexto deben de cumplir con las normas oficiales mexicanas y en su caso con las demás condiciones particulares de descarga, para la prevención y control de la contaminación extendida o dispersa que resulte del manejo y aplicación de sustancias que puedan contaminar la calidad de las aguas nacionales.

Respecto a las descargas de aguas en bienes nacionales, el título séptimo sólo contempla explícitamente las que tienen el carácter de agua residual. Las personas responsables de este tipo de aguas deben cumplir, entre otras cosas, con lo siguiente:

- Contar con un permiso expedido por la CNA el cual deberá precisar la ubicación y descripción de la descarga en *cantidad y calidad así como las medidas a las que se sujetarán a fin de prevenir y controlar la contaminación*. Estas medidas incluyen la forma y *procedimientos para la toma de muestras y la determinación de las cargas contaminantes que en todo momento se ajustarán a las normas oficiales mexicanas correspondientes*.
- Tratar las aguas residuales previamente a su vertido a los cuerpos receptores cuando esto sea necesario, y así poder cumplir con las obligaciones establecidas en el permiso de descarga correspondiente.
- Instalar y mantener en buen estado los dispositivos de aforo y los accesos para muestreo que permitan verificar los volúmenes de descarga y las concentraciones de los parámetros previstos en los permisos de descarga
- Operar y mantener, por sí o por terceros, las obras e instalaciones necesarias para el manejo y en su caso el tratamiento de las aguas residuales, así como para asegurar el control de calidad de dichas aguas antes de su descarga a *cuerpos receptores*.
- Llevar un monitoreo de la calidad de las aguas residuales que descarguen. La información generada por el monitoreo debe conservarse al menos tres años.

1.3.3 Ley Federal de Derechos en Materia de Agua

Las disposiciones que se establecen en esta Ley se refieren a los pagos que hay que realizar por los siguientes derechos:

- 1.- Recibir servicios de trámite y expedición de asignaciones, concesiones o permisos
- 2.- Uso aprovechamiento de *bienes del dominio público*.

Este último derecho en lo referente a la descarga de aguas residuales a bienes propiedad de la nación, lo deben cubrir las personas físicas o morales que lo hagan siempre y cuando rebasen los límites máximos permisibles que señala esta Ley. El cobro se hará de acuerdo con el tipo de cuerpo receptor donde se realice la descarga, el volumen de agua descargada y los contaminantes vertidos.

El responsable de la descarga además tiene la obligación de realizar el muestreo y análisis de la calidad de las aguas descargadas. Las muestras deberán reflejar cuantitativa y cualitativamente el proceso más representativo de las actividades que generen la descarga y para todos los contaminantes previstos en esta Ley. Cuando se genere o presente periódicamente un contaminante específico podrá efectuar la determinación de su pago únicamente por este contaminante, no estando obligado al análisis y muestreo de los demás. El cálculo del monto por este derecho se hará conforme a lo dispuesto en esta Ley.

1.4 Conclusiones

Una vez presentados los aspectos contemplados en las tres Leyes y que conciernen al proyecto que tratamos en esta tesis podemos concluir lo siguiente:

- La LGEEPA, como su nombre lo indica, tiene un carácter general y por lo mismo sólo da lineamientos para la formulación de leyes más específicas que la complementan, como es el caso de la LAN y LFDMA en lo relativo al agua.
- Las tres Leyes arriba mencionadas no contemplan disposiciones particulares para las descargas de aguas pluviales, sin embargo si obligan a las personas que realicen obras que afecten o puedan afectar al ambiente a prevenir dichos efectos.

- Ya que no hay una normatividad para las descargas de aguas pluviales y sabiendo que en algún momento estas pudieran tener, en algunos de sus parámetros, concentraciones similares a las de un agua residual, es claro que, mínimamente debemos cumplir con lo estipulado en la LAN y en la LFDMA para este tipo de aguas.

CAPITULO 2 ESTUDIO HIDROLOGICO

2.1 Descripción

Como se mencionó en el primer capítulo, el proyecto objeto de esta tesis contempla el uso de la Laguna A para controlar avenidas y así evitar inundaciones potenciales en la zona industrial que la circunda aguas abajo. Para este fin tendrá una obra de excedencias que verterá el agua cuando su nivel rebasa cierta cota. El agua excedente entonces será conducida mediante una canalización hasta la Laguna B ubicada fuera de la zona potencialmente inundable.

Cabe aclarar que la conducción de las aguas pluviales por medio de la canalización, considera tres posibilidades o escenarios asociados al desarrollo urbano de la zona circundante. Estos escenarios son:

- Escenario 1. Condición actual de escurrimiento, considerando aportaciones de las cuencas por efecto de drenaje natural, sin contemplar las aportaciones futuras.
- Escenario 2. Condición futura de escurrimiento, considerando el desarrollo urbano de la región y sin contemplar futuras descargas de aguas pluviales a la canalización (manejo exclusivo de aguas pluviales provenientes de la zona industrial)
- Escenario 3. Condición futura de escurrimiento considerando el plan de desarrollo urbano de la región y futuras descargas a la canalización.

El estudio hidrológico del presente capítulo, tiene como objetivo estimar el comportamiento hidrológico de la zona de influencia del proyecto y por lo tanto, de las Lagunas A y B, así como definir los gastos que transportará el canal, aspectos importantes para el dimensionamiento de todas las estructuras que involucra el proyecto. La Figura 2.1 ilustra esquemáticamente el proyecto.

Los puntos contenidos y desarrollados en el estudio hidrológico se listan a continuación:

- Definición de las características fisiográficas de las cuencas
- Selección del período de retorno

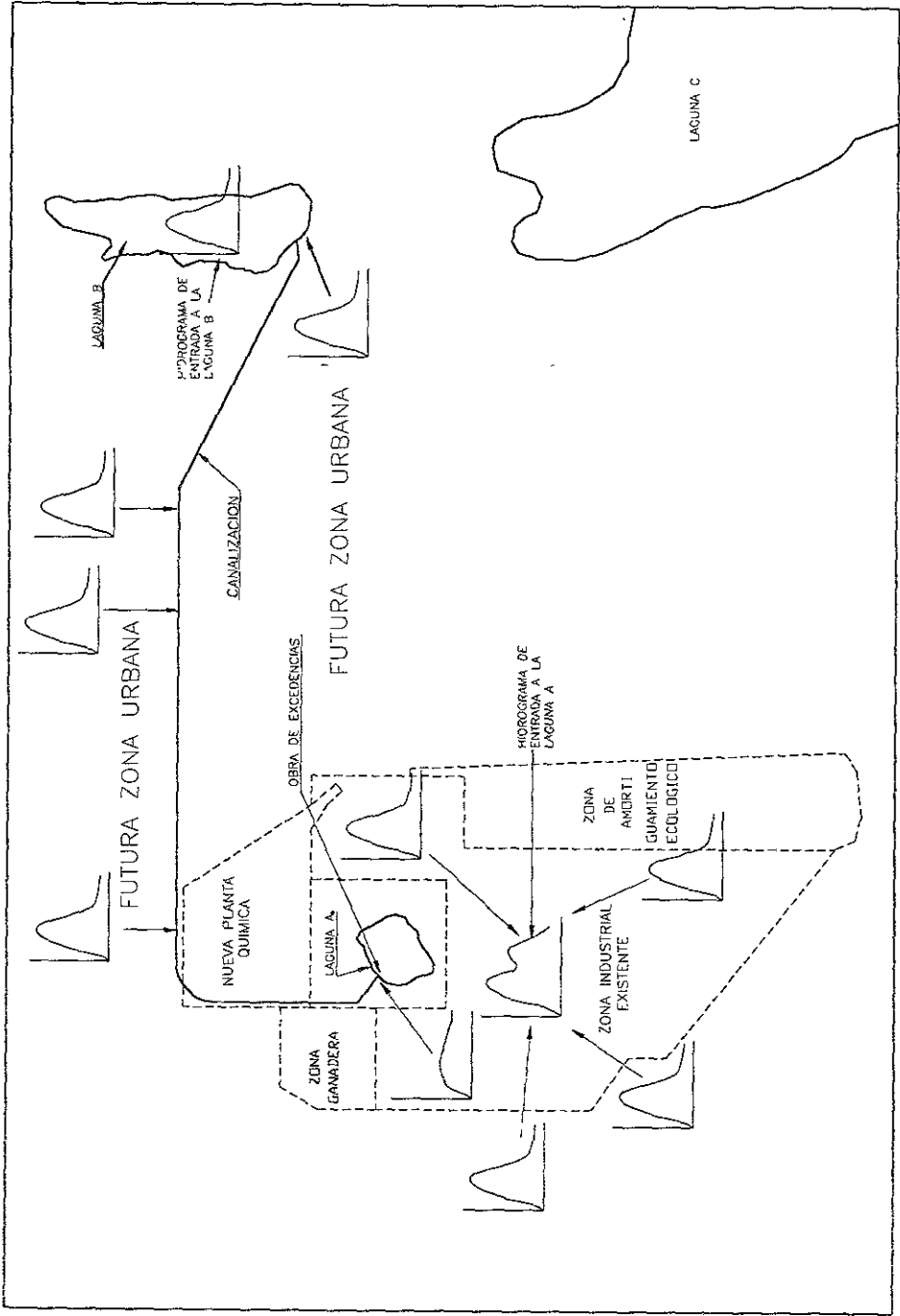


Figura 2.1 Ilustración del Proyecto

- Análisis de precipitación
- Análisis de escurrimiento
- Comportamiento hidrológico de la Laguna A
- Gastos máximos conducidos en la canalización pluvial
- Comportamiento hidrológico de la Laguna B
- Conclusiones y recomendaciones

Para una mayor claridad a cerca de la forma en que es desarrollado el estudio hidrológico en este capítulo, se presenta un esquema secuencial en la Figura 2.2

2.2 Definición de las Características Fisiográficas

La respuesta hidrológica ante una precipitación pluvial, en cuanto a volumen y velocidad de escurrimiento, depende de sus características geomorfológicas y de urbanización, mejor conocidas como características fisiográficas; por consiguiente, es necesario identificar las cuencas, definir sus áreas, pendientes características, tipo de terreno y tiempo de respuesta.

2.2.1 Delimitación de Cuencas

La identificación de los parteaguas que delimitan las cuencas fue realizada considerando la topografía del terreno sobre un levantamiento aerofotográfico y cartas topográficas del Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI). De esta manera fueron localizadas nueve cuencas, cuyos escurrimientos tienen como destino final la Laguna A, la canalización y la Laguna B. La Figura 2.3 muestra todas las cuencas localizadas a las que se les asignó una letra y un número para poder referirlas posteriormente.

ESTUDIO HIDROLOGICO

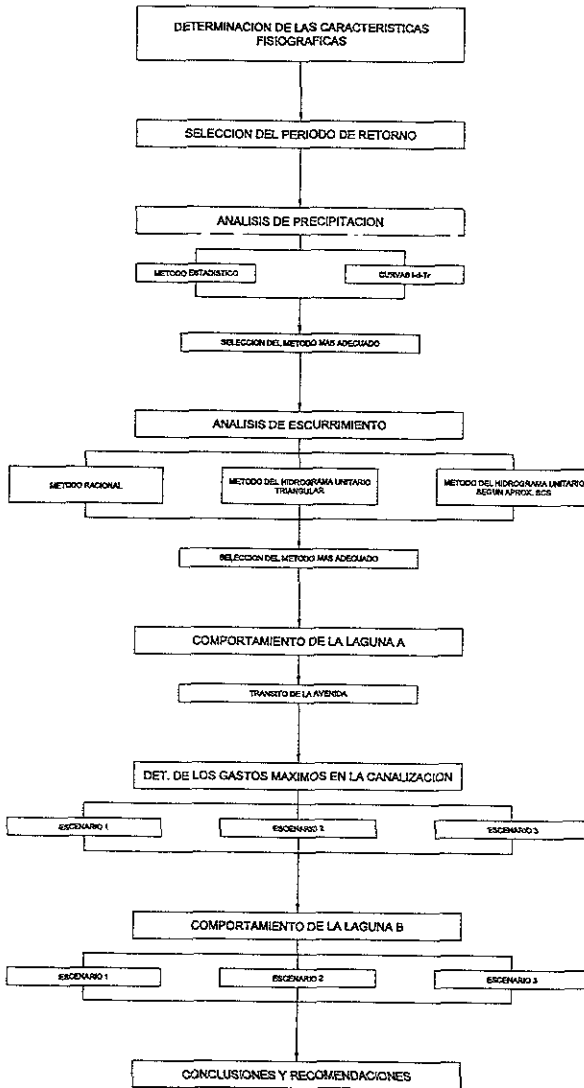


Figura 2.2 Esquema de la Secuencia del Estudio Hidrológico

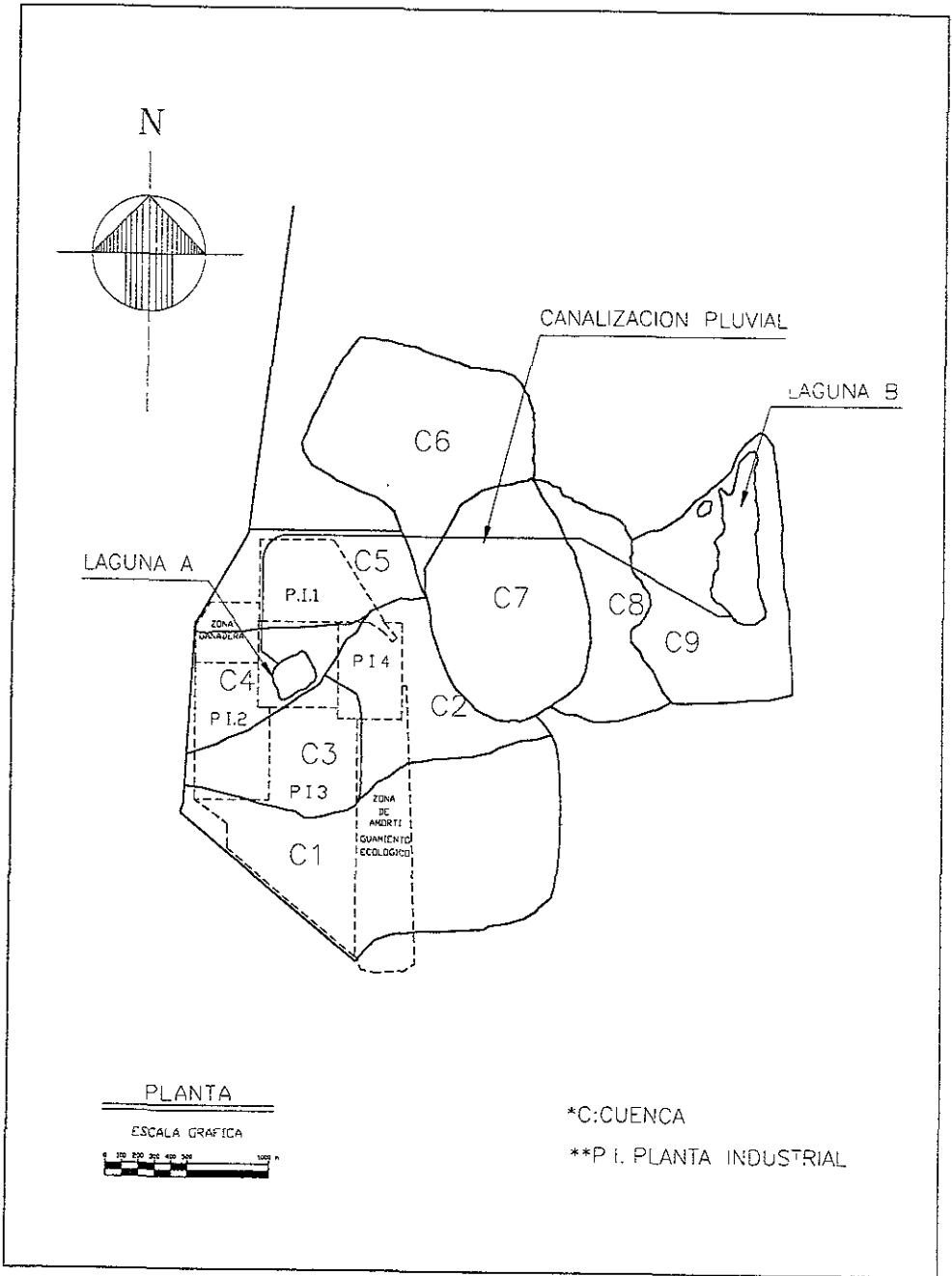


Figura 2.3 Delimitación de Cuencas

2.2.2 Características Fisiográficas de las Cuencas

A las cuencas identificadas anteriormente les fueron determinadas sus características fisiográficas, tales como el área, pendiente característica y tiempo de concentración. La Tabla 2.1 resume las características de cada cuenca.

Tabla 2.1 Características Fisiográficas de las Cuencas

CUENCA	AREA [Km ²]	L [m]	S	tc [horas]
C1	1.29	1170	0.0030	0.70
C2	0.67	500	0.0030	0.36
C3	0.48	650	0.0085	0.30
C4	0.47	460	0.0120	0.20
C5	0.55	530	0.0050	0.31
C6	0.92	490	0.0037	0.33
C7	1.05	800	0.0013	0.74
C8	0.53	200	0.0136	0.10
C9	1.04	480	0.0023	0.39

El área fue obtenida mediante areación directa en escala y en virtud de que ninguna de las cuencas es mayor a 25 Km², pueden clasificarse como cuencas pequeñas [Ref. 8]. La longitud fue obtenida gráficamente, mientras que la pendiente y el tiempo de concentración se calcularon con la expresión de Taylor-Swartz y Kirpich respectivamente, pues son las que mejor se adaptan a las características de las cuencas de este proyecto.

El criterio adoptado para obtener el tiempo de concentración, dado que en la mayoría de las cuencas no existe un cauce bien definido, fue el de considerar diferentes rutas de escurrimiento y escoger de estas la de mayor tiempo de concentración, que es el más crítico.

Por otra parte, hay que precisar que las cuencas que drenan a la Laguna A son la C1, C2, C3 y C4, esta última es su cuenca natural, las restantes son cuencas artificiales y sólo contribuirán con la zona industrial y de amortiguamiento ecológico contenidas dentro de ellas. Así tenemos que la contribución en escurrimiento a la Laguna A de sus cuencas es en la siguiente proporción: C1 con el 50% de su área, C2 con el 48% y con el 100% C3 y C4.

En el caso de la canalización, esta cuenta con aportaciones de las cuencas C5, C6, C7 y C8; C5 esta ubicada dentro de la zona industrial, mientras que C6, C7 y C8 cubren lo que será un desarrollo urbano.

Por último, la cuenca C9 es la cuenca natural de la Laguna B y también esta dentro del futuro desarrollo urbano.

2.3 Selección del Período de Retorno

El evento de diseño depende directamente del periodo de retorno por lo que resulta muy importante la adecuada selección de este parámetro.

Con base en experiencias pasadas, se han desarrollado algunos criterios generalizados de diseño para estructuras de control de agua, tal como lo muestra la Tabla 2.2, en la que las estructuras de control de agua tienen un período de retorno en función de sus consecuencias potenciales de falla.

Tomando en cuenta la recomendación de la Tabla 2.2, regirá, en el dimensionamiento de las estructuras integrantes del proyecto tratado en esta tesis, un período de retorno de 100 años, el cual es un valor adecuado para áreas de protección donde existan zonas urbanas y grandes plantas industriales.

2.4 Análisis de Precipitación

Con objeto de obtener un modelo de precipitación confiable, esta sección analizará la precipitación de la zona en estudio, para ello se aplicarán dos métodos estadísticos, el de ajustes a distribuciones de probabilidad y el de correlación de datos (curvas i-d-Tr).

2.4.1 Ajustes a Distribuciones de Probabilidad

Antes de proceder a aplicar el método de ajustes a distribuciones de probabilidad, fueron ubicadas las estaciones climatológicas más cercanas a la zona de proyecto, para posteriormente aplicar el método de polígonos de Thiessen, con la finalidad de conocer el área de influencia de cada una de las estaciones, concluyendo que la estación representativa del área de estudio es la de Altamira (ver Figura 2.4).

Tabla 2.2 Periodos de Retorno Recomendados

TIPO DE OBRA	Periodo de retorno (años)
Areas de protección (bordos)	
- Zonas Urbanas, importantes redes de transporte y grandes plantas industriales	100
- Regiones agrícolas industriales	50
- Regiones agrícolas menores	7-20
- Areas forestales y planicies de inundación	10
Estructural	
- Bordos o diques	2-50
- Drenajes urbanos o pluviales	2-10
- Zanjas de drenajes	5-50
- Drenaje en aeropuertos	5
- Puentes sobre carreteras importantes	100
- Puentes sobre carreteras menos importantes o alcantarillas sobre carreteras importantes	25
- Alcantarillas sobre caminos secundarios, drenaje de lluvia o contracunetas	1-10
- Drenaje lateral de los pavimentos donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1-5
Presas (período de retorno mínimo)	
- Grandes presas cuya falla causaría pérdidas de vidas humanas	
- Presas de Tierra	1000
- Presas de concreto y mampostería	500
- Presas que al fallar ocasionan pérdidas:	
costosas	500
moderamente costosas	100
- Pequeñas presas	20

Referencia : Dr. Rolando Springall. Curso de hidrología de superficie 1992-1993 (Posgrado)

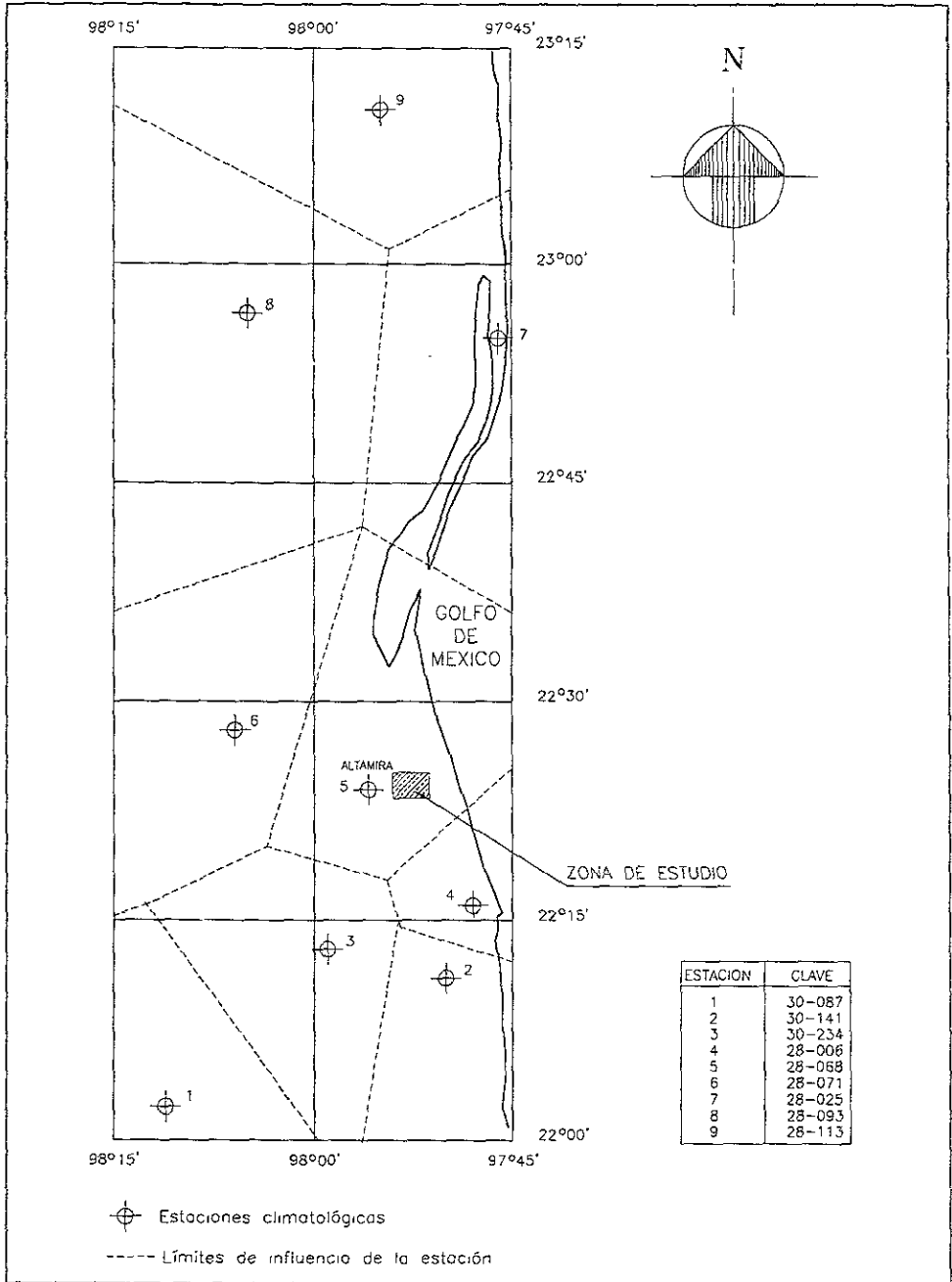


Figura 2.4 Polígonos de Thiessen

El registro de la lluvia máxima en 24 horas de la estación de Altamira aparece en la Tabla 2.3 y será la base de datos fundamental para la aplicación del método de ajuste a distribuciones de probabilidad. Se trata de un registro de 16 años, que comprende los periodos de 1961 a 1972 y de 1981 a 1984.

Tabla 2.3 Registro de Precipitación Máxima en 24 horas en la Estación de Altamira

AÑO	hp [mm]	AÑO	hp [mm]
1961	49.0	1969	198.6
1962	84.0	1970	162.0
1963	52.0	1971	140.0
1964	63.0	1972	7.6
1965	37.5	1981	128.0
1966	87.5	1982	70.2
1967	180.0	1983	74.6
1968	57.0	1984	180.6

Las distribuciones de probabilidad a las que se ajustarán los datos de la estación de Altamira son, la normal, lognormal, Gumbel y Gumbel doble, ya que son las más comúnmente utilizadas para análisis hidrológicos por la confiabilidad de sus resultados.

El método de ajuste a distribución de probabilidad adoptado, fue el de los momentos [Ref. 8], el cual considera como buenos estimativos de los parámetros de una función de probabilidad a aquellos para los cuales los momentos de la función densidad de probabilidad son iguales a los momentos correspondientes de la muestra, es decir:

$$\mu = \bar{X} \quad \text{y} \quad \sigma^2 = S^2$$

donde:

μ : Media de la función densidad de probabilidad

\bar{X} : Media de la muestra (registro)

σ^2 : Varianza de la función de densidad de probabilidad

S^2 . Varianza de la muestra (registro)

Resumiendo el método de ajuste consiste en :

1. Calcular la media y la varianza de la muestra (registro), y considerarlas iguales a la media y la varianza de las funciones densidad de probabilidad analizadas.
2. Ordenar los datos del registro para asociarles un período de retorno y por consiguiente una probabilidad
3. Con los datos calculados en el punto 1, obtener, para cada distribución de probabilidad, la altura de precipitación correspondiente a la probabilidad asignada en el punto 2.

Cuantitativamente la distribución de mejor ajuste es aquella que tiene el menor error con respecto a los datos de la estación. Así tenemos que la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos medidos en la estación es la Gumbel doble (ver Tabla 2.4), como se esperaba dada la ubicación de Altamira. En efecto, la distribución Gumbel doble fue desarrollada para las zonas como el Golfo de México, donde se distinguen dos tipos de eventos uno normal y otro influenciado en eventos ciclónicos, este último produce lluvias muy grandes en 24 horas.

2.4.2 Curvas i-d-T,

Las curvas i-d-T, son importantes por que relacionan tres parámetros la intensidad de la lluvia, la duración, y el período de retorno.

Para la obtención de este tipo de curvas se requiere tener una estación equipada con un pluviógrafo; debido a la falta del mencionado instrumento en la estación de Altamira, no fue posible hacer el análisis fundamental que este método plantea, sin embargo, existen valores procesados y presentados gráficamente en mapas de isoyetas del estado de Tamaulipas, publicados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Estos mapas permiten leer las variables involucradas por medio de las coordenadas de longitud y altitud de la zona de estudio. Los valores de esta tabla están contenidos en la Tabla 2.5.

Tabla 2.4 Ajuste a Distribuciones de Probabilidad

m	hpreal (mm)	Tr	p(x)	DISTRIBUCION NORMAL		DISTRIBUCION LOGNORMAL		DISTRIBUCION GUMBEL		DISTRIBUCION GUMBEL DOBLE	
				hp calc.	(hpreal-hpcalc.) ²	hp calc.	(hpreal-hpcalc.) ²	hp calc.	(hpreal-hpcalc.) ²	hp calc.	(hpreal-hpcalc.) ²
1	198.60	17.00	0.94	189.74	78.52	278.37	6362.93	227.90	858.74	205.23	43.89
2	180.60	8.50	0.88	167.64	168.03	204.74	582.54	186.61	36.51	180.97	0.14
3	180.00	5.67	0.82	152.55	753.38	166.01	195.83	161.91	327.08	164.65	235.50
4	162.00	4.25	0.76	140.42	465.54	140.25	473.04	143.58	339.11	151.43	111.62
5	140.00	3.40	0.71	129.89	102.24	121.15	355.51	128.78	128.86	140.94	0.89
6	128.00	2.83	0.65	120.30	59.34	106.02	482.98	116.14	140.68	127.63	0.14
7	87.50	2.43	0.59	111.27	564.91	93.52	36.21	104.91	303.27	110.52	530.09
8	84.00	2.13	0.53	102.54	343.76	82.83	1.36	94.65	113.94	90.78	45.94
9	74.60	1.89	0.47	93.91	372.85	73.47	1.28	85.01	108.44	77.24	6.95
10	70.20	1.70	0.41	85.18	224.47	65.07	26.27	75.77	30.99	67.46	7.53
11	63.00	1.55	0.35	76.15	173.00	57.40	31.37	66.69	13.58	59.43	12.77
12	57.00	1.42	0.29	66.56	91.42	50.23	45.78	57.54	0.29	52.46	20.58
13	52.00	1.31	0.24	56.03	16.21	43.39	74.11	48.04	15.66	47.06	24.38
14	49.00	1.21	0.18	43.90	26.03	36.66	152.30	37.76	126.29	40.39	74.20
15	37.50	1.13	0.12	28.81	75.47	29.72	60.46	25.85	135.65	33.35	17.22
16	7.60	1.06	0.06	6.71	0.79	21.66	203.40	9.95	5.50	24.63	290.07
ERROR CUADRATICO				59.30	95.32	51.80	37.71				

Tabla 2.5 Intensidad de Precipitación a partir de los Mapas de Isoyetas

Tr Años	Intensidad [mm/hr]				
	Duración [hrs]				
	0.167	0.5	1	2	
50	200	130	98	70	45
25	170	120	88	60	36
10	145	105	75	50	31

Estos datos se buscaron correlacionar con una expresión de la forma:

$$i = \frac{KT_r^m}{d^n}$$

donde:

i : Intensidad de la lluvia en mm/hr

T_r : Período de retorno en años

d : Duración en horas

K, m, n. Factores de correlación

La aplicación del método de correlación con expresiones logarítmicas, permitió que finalmente la ecuación quedara de la siguiente manera:

$$i = \frac{44.047T_r^{0.187}}{d^{0.476}} \quad (2.1)$$

Este modelo representa el comportamiento de la precipitación en la zona circundante a Altamira. Las curvas i-d-T_r, aparecen graficadas en la Figura 2.5 para diferentes períodos de retorno.

2.4.3 Comparación de Resultados

La Tabla 2.6 contiene la precipitación máxima en 24 horas, calculada con la distribución Gumbel doble y con las curvas i-d-T_r. En ella podemos apreciar que, con las curvas i-d-T_r, se obtienen valores de aproximadamente el doble de los proporcionados a través del ajuste a la distribución Gumbel doble.

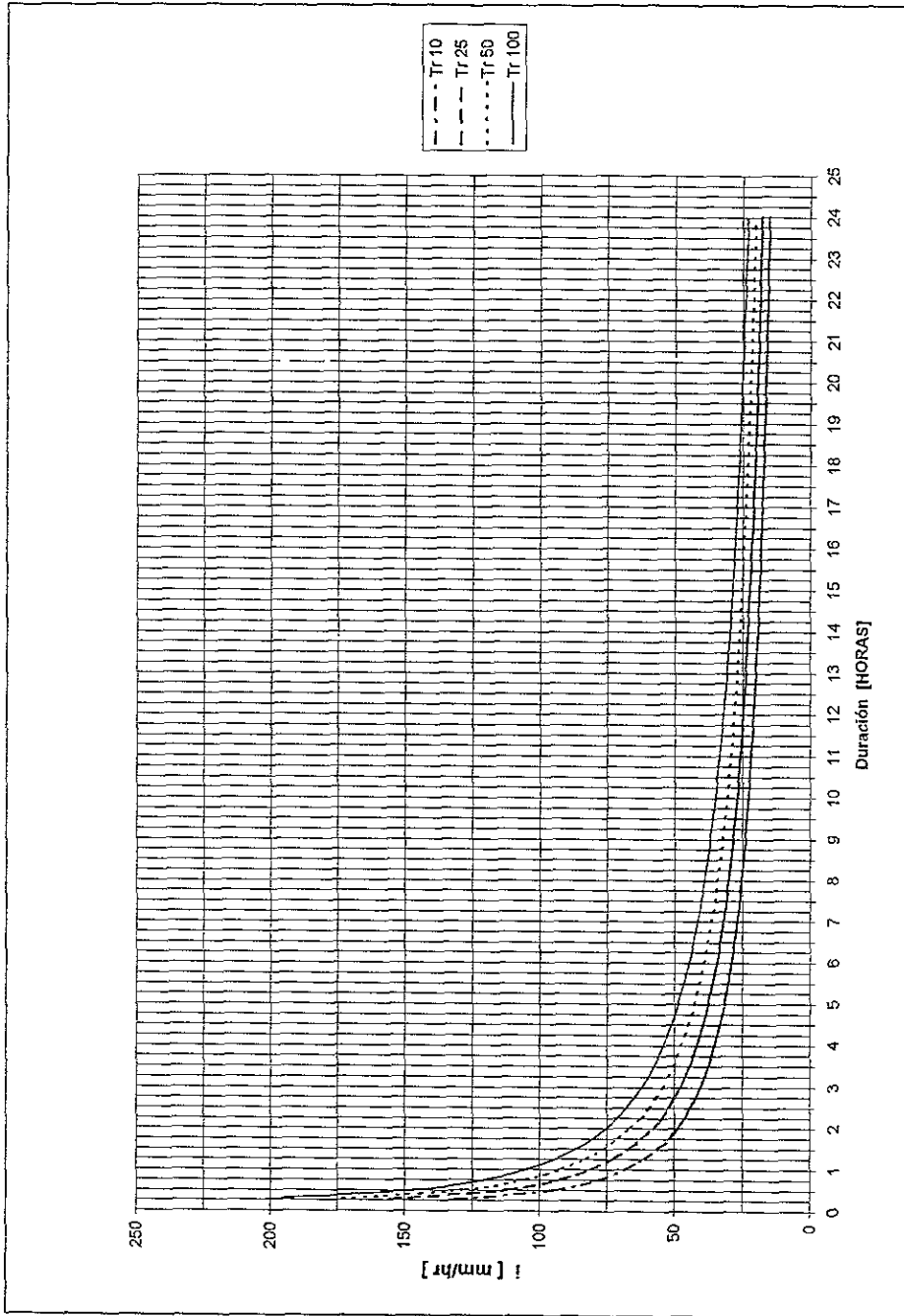


Figura 2.5 Curvas i-d-Tr

Tabla 2.6 Precipitación Máxima en 24 horas

Tr Años	Gumbel Doble [mm]	i - d - Tr [mm]
10	187.50	358.22
25	218.34	425.17
50	239.77	484.01
100	261.64	550.99
200	283.49	627.25
500	303.97	744.48

Entonces, la elección de uno de los dos modelos depende de la información que los definió, al respecto habría que recordar lo siguiente:

- El ajuste a la distribución Gumbel doble se hizo con un registro acotado de datos, correspondiente a pocos años, 16, y es bien sabido que los métodos de ajuste a distribución de probabilidad tienen mayor confiabilidad en la medida que exista un registro grande de datos.
- Las curvas i-d-T_r tuvieron de referencia mapas de isoyetas los cuales para su elaboración requirieron de un estudio profundo y amplio.

Además las curvas i-dT_r reportan una ventaja, pues permiten obtener precipitaciones para diferentes duraciones, lo que no sucede con la distribución Gumbel doble que sólo permite obtenerlas para una duración de 24 horas, ya que los datos del registro son para esa duración. La obtención de lluvias para diferentes duraciones es de mucha utilidad a la hora de aplicar los modelos de escorrentía.

A partir de los argumentos anteriormente mencionados, consideramos que las curvas i-dT_r son el modelo de precipitación más adecuado en este caso, y por lo mismo será el que utilizaremos en las secciones posteriores.

2.5 Análisis de Escurrimiento

Una vez determinado el modelo de lluvia más adecuado, lo que procede ahora es conocer la magnitud del escurrimiento asociado, mediante el establecimiento del modelo lluvia escurrimiento acorde con las características de la zona, para lo cual aplicaremos tres métodos distintos.

Cada método considera el uso actual y futuro del suelo, acorde con los escenarios probables. Al respecto cabe mencionar que las cuencas C6, C7, C8 y C9 son susceptibles de sufrir cambios en el futuro. A continuación se presenta cada uno de los modelos considerados.

2.5.1 Método del Hidrograma Unitario Triangular

El hidrograma unitario triangular es un hidrograma sintético, que considera al escurrimiento directo como producto de una lluvia efectiva o en exceso con duración d_e , y repartida uniformemente en la cuenca.

El gasto pico del hidrograma unitario triangular se obtiene a partir de su geometría (ver Figura 2.6) como:

$$q_p = \frac{0.208A}{t_p}$$

donde:

q_p : Gasto pico en $m^3/s/mm$

A : Area de la cuenca

t_p : Tiempo pico en horas

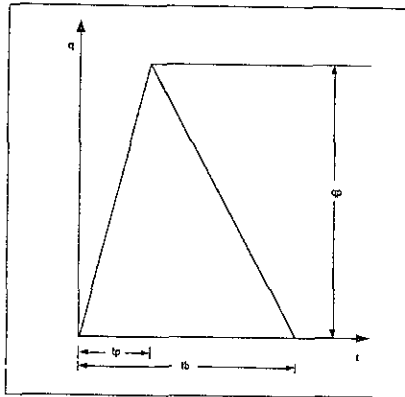


Figura 2.6 Hidrograma Unitario Triangular

Este modelo es producto del análisis de varios hidrogramas [Ref. 8], de los que se concluyeron las siguientes relaciones:

$$t_b = 2.67t_p$$

$$t_p = 0.5d_e + t_r$$

$$t_r = 0.6t_c$$

Para cuencas pequeñas la duración en exceso se puede estimar como igual al tiempo de concentración, [Ref. 7].

Las características de la cuenca son tomadas en cuenta mediante un parámetro N , conocido como número de escurrimiento, cuyo valor es función principalmente del tipo de suelo, la cobertura y la precipitación antecedente.

El número de escurrimiento N , entonces servirá para estimar la precipitación efectiva a partir de la precipitación total mediante la expresión:

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

donde:

P_e : Precipitación efectiva en cm

P : Precipitación total en cm

N : Número de escurrimiento

Este método sugiere que para obtener la precipitación total, se use un tiempo igual al tiempo de concentración.

Para estimar el número de escurrimiento representativo de la zona que comprende cada planta industrial, tuvo que identificarse los diferentes usos del suelo dentro de cada una de ellas; enseguida se asignó el N correspondiente de acuerdo a tipificaciones N -tipo de suelo [Ref. 8]; para finalmente obtener el valor del parámetro, mediante un promedio pesado. De manera similar se obtuvo el N representativo de cada cuenca. Las Tablas 2.7 y 2.8 muestran la obtención de los números de escurrimiento representativos de cada planta industrial y de cada cuenca respectivamente.

Determinados ya la precipitación efectiva (P_e) y los gastos pico (q_p), se procedió al cálculo de los gastos máximos para diferentes periodos de retorno y escenarios (Tabla 2.9).

2.5.2 Método Del Hidrograma Unitario según Aproximación de SCS

El hidrograma adimensional del Soil Conservation Service de los Estados Unidos [Ref. 8], es un hidrograma sintético de forma curvilínea, en el que el gasto se expresa por la relación q con respecto al gasto pico (q/q_p) y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo pico (t/t_p) (Figura 2.7)

Para obtener el hidrograma unitario de una cuenca dada, basta multiplicar las ordenadas por q_p y las abscisas por t_p , ambos datos obtenidos según el método del hidrograma unitario triangular. Este método por tanto, parte de las mismas suposiciones del hidrograma unitario triangular, pero le atribuye una distribución gasto-tiempo tipificada acorde con observaciones en diferentes zonas.

Tabla 2.7 Números de Escurrimiento de las Plantas Industriales

Planta Industrial	Sup pavimentada		Sup construidas		Sup sin modificar		Area total	N
	Area [Ha]	N	Area [Ha]	N	Area [Ha]	N	[Ha]	representativa
P11	21 00	95 00	6 00	91 00	3 00	60 00	30 00	91 00
P12	2 00	95 00	3 00	91 00	25 50	60 00	30 50	85 00
P13	40 00	95 00	25 00	91 00	6 00	60 00	71 00	90 70
P14	16 00	95 00	4 50	91 00	0 50	60 00	21 00	96 20

Tabla 2.8 Números de Escurrimiento de las Cuencas

CUENCA	ZONA INDUSTRIAL								ZONA RESIDENCIAL		ZONA SIN DESARROLLAR		ZONA GANADERA		N
	P11		P12		P13		P14		A	N	A	N	A	N	
	A	N	A	N	A	N	A	N							
C1			1 90	65 00	45 80	90 70			80 00	90 00	22 60	61 00			84 90
C2							19 40	96 20	31 50	90 00	16 10	61 00			84 80
C3			17 50	85 00	24 70	90 70	0 80	96 20			4 80	61 00			78 40
C4			11 20	65 00					32 00	90 00			4 60	61 00	81 40
C5	30 00	91 00									16 20	61 00	6 80	61 00	77 40
C6									24 10	90 00	67 50	61 00			66 60
C7									5 20	90 00	100 30	61 00			62 40
C8									15 10	90 00	38 30	61 00			69 20
C9									5 30	90 00	98 20	61 00			62 50

CONDICION ACTUAL

CUENCA	ZONA RESIDENCIAL		ZONA SIN DESARROLLAR		N
	A	N	A	N	
C6	45 20	90 00	46 00	61 00	75 50
C7	41 90	90 00	62 80	61 00	72 57
C8	35 60	90 00	18 20	61 00	80 15
C9	22 10	90 00	81 80	61 00	67.17

CONDICION FUTURA

* P I Planta Industrial

** Area en Hectareas

Tabla 2.9 Gastos Máximos Según el Método del Hidrograma Unitario Triangular

CUENCA	ÁREA [Km ²]	NÚMERO DE ESCURRIMIENTO	tc [hrs]	de [hrs]	T=10 AÑOS				T=25 AÑOS				T=50 AÑOS				T=100 AÑOS							
					i [mm/hr]	hp [mm]	hpe [mm]	q [m ³ /s/km ²]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	hp [mm]	hpe [mm]	q [m ³ /s/km ²]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	hp [mm]	hpe [mm]	q [m ³ /s/km ²]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	hp [mm]	hpe [mm]	q [m ³ /s/km ²]	GASTO [m ³ /s]
C1	1.29	84.99	0.70	0.70	60.29	56.20	24.18	0.35	6.43	95.29	85.71	32.44	0.35	11.30	108.48	75.94	40.03	0.35	13.95	123.50	89.45	49.70	0.35	17.03
C2	0.87	54.80	0.38	0.38	110.18	39.57	12.27	0.35	4.32	130.78	47.08	17.27	0.35	8.09	148.88	53.00	21.89	0.35	7.74	169.48	81.01	27.65	0.35	9.73
C3	0.48	78.40	0.30	0.30	120.17	30.05	5.29	0.30	1.60	142.63	42.79	8.39	0.30	2.54	162.37	48.71	11.51	0.30	3.45	184.84	55.45	15.42	0.30	4.67
C4	0.47	81.47	0.20	0.20	145.76	20.15	4.11	0.44	1.83	173.00	34.80	6.57	0.44	2.92	188.84	39.39	9.05	0.44	4.02	224.20	44.84	12.17	0.44	5.41
C5	0.55	77.40	0.38	0.38	108.08	41.37	8.89	0.27	1.86	125.89	49.10	10.83	0.27	2.89	143.31	55.89	14.63	0.27	3.90	183.14	83.63	19.38	0.27	5.18

Gastos Máximos de las Cuencas de la Laguna A

CUENCA	ÁREA [Km ²]	NÚMERO DE ESCURRIMIENTO	tc [hrs]	de [hrs]	T=10 AÑOS				T=25 AÑOS				T=50 AÑOS				T=100 AÑOS							
					i [mm/hr]	hp [mm]	hpe [mm]	q [m ³ /s/km ²]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	hp [mm]	hpe [mm]	q [m ³ /s/km ²]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	hp [mm]	hpe [mm]	q [m ³ /s/km ²]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	hp [mm]	hpe [mm]	q [m ³ /s/km ²]	GASTO [m ³ /s]
C6	0.92	98.60	0.33	0.33	114.84	37.90	1.64	0.53	0.86	136.31	44.88	9.42	0.53	1.80	165.17	51.21	5.42	0.53	2.86	178.65	58.20	8.12	0.53	4.28
C7	1.05	62.40	0.65	0.65	83.17	54.08	3.12	0.31	0.95	99.72	64.16	8.03	0.31	1.84	112.38	73.04	9.21	0.31	2.81	127.93	83.15	13.43	0.31	4.10
C8	0.53	89.20	0.10	0.10	202.73	20.27	0.06	1.00	0.05	240.82	24.08	0.02	1.00	0.02	279.92	27.39	0.19	1.00	0.16	311.83	31.16	0.60	1.00	0.61
C9	1.04	82.50	0.38	0.38	108.08	41.37	0.73	0.50	0.37	125.89	49.10	2.03	0.50	1.02	143.31	55.89	3.93	0.50	1.83	183.14	83.63	5.92	0.50	2.89

Gastos Máximos de las Cuencas que Intersepan la Canalización (Condición Actual)

CUENCA	ÁREA [Km ²]	NÚMERO DE ESCURRIMIENTO	tc [hrs]	de [hrs]	T=10 AÑOS				T=25 AÑOS				T=50 AÑOS				T=100 AÑOS							
					i [mm/hr]	hp [mm]	hpe [mm]	q [m ³ /s/km ²]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	hp [mm]	hpe [mm]	q [m ³ /s/km ²]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	hp [mm]	hpe [mm]	q [m ³ /s/km ²]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	hp [mm]	hpe [mm]	q [m ³ /s/km ²]	GASTO [m ³ /s]
C6	0.92	75.50	0.33	0.33	114.84	37.90	4.42	0.53	2.33	139.31	44.99	7.32	0.53	3.86	165.17	51.21	10.29	0.53	5.43	178.65	58.20	14.07	0.53	7.42
C7	1.05	72.57	0.65	0.65	83.17	54.08	8.28	0.31	2.84	98.72	64.16	14.34	0.31	4.38	112.38	73.04	19.35	0.31	5.81	127.93	83.15	25.57	0.31	7.81
C8	0.53	90.15	0.10	0.10	202.73	20.27	0.84	1.00	0.84	240.82	24.08	1.77	1.00	1.78	279.92	27.39	2.82	1.00	2.83	311.83	31.16	4.25	1.00	4.25
C9	1.04	87.17	0.38	0.38	108.08	41.37	1.94	0.50	0.88	125.89	49.10	3.07	0.50	2.00	143.31	55.89	6.22	0.50	3.13	183.14	83.63	9.24	0.50	4.66

Gastos Máximos de las Cuencas que Intersepan la Canalización (Condición Futura)

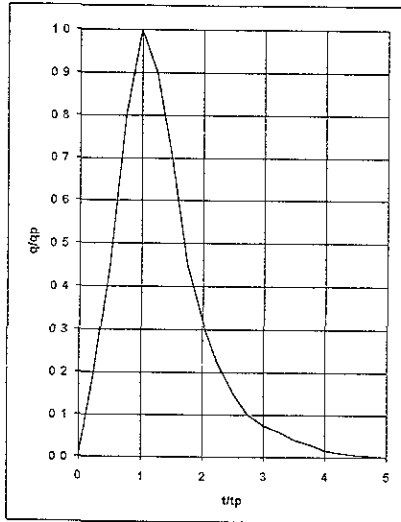


Figura 2.7 Hidrograma Unitario Según Aproximación del SCS

2.5.3 Método Racional

Este método supone que la intensidad de la lluvia es uniforme y constante, durante un largo tiempo. El gasto que sale de la cuenca crece con el tiempo, pero llega un momento en que se alcanza un punto de equilibrio, en el que el volumen que entra por unidad de tiempo es el mismo que el gasto de salida.

Las características fisiográficas de la cuenca son tomadas en cuenta mediante un coeficiente de escurrimiento, C .

Si se acepta que durante la lluvia o al menos una vez que se ha establecido el gasto de equilibrio no cambia la capacidad de infiltración en la cuenca, la fórmula racional puede escribirse de la siguiente manera:

$$Q = 0.278 C i A$$

donde,

Q : Gasto máximo en m^3/s

i : Intensidad en mm/hora

C: Coeficiente de escurrimiento

A: Area de la cuenca en Km²

Para la obtención de la intensidad este método sugiere el empleo de una duración igual al tiempo de concentración.

Los coeficientes de escurrimiento representativos para cada planta industrial y para cada cuenca, se determinaron de manera análoga a la definición del número de escurrimiento del método del hidrograma triangular, y sus valores están contenidos en las Tablas 2.10 y 2.11.

Finalmente, los gastos obtenidos para cada cuenca según este método aparecen en la Tabla 2.12.

2.5.4. Comparación de Resultados.

La Tabla 2.13 muestra los gastos máximos de cada cuenca para diferentes períodos de retorno, como resultado de la aplicación de los modelos de escurrimiento empleados en esta sección. Dicha tabla da pie a las siguientes observaciones:

- El método racional proporciona los gastos más grandes, sin duda, por la manera burda de tomar en cuenta las características de la cuenca.
- Los gastos obtenidos de acuerdo con el método del hidrograma unitario triangular y con el método según aproximación de SCS, son menores, pero más confiables, en virtud de que los dos métodos mencionados parten de una suposición muy cercana a la realidad, ya que consideran que el escurrimiento es producto de una precipitación efectiva, y toman en cuenta por tanto, la influencia del tipo de terreno y su respuesta a la precipitación.

Por lo tanto, la elección del modelo de escurrimiento queda entre los dos últimos modelos, cabe recordar que ambos modelos dan el mismo gasto y tiempo pico, la diferencia estriba en la distribución en el tiempo de los demás gastos, sobre todo en la curva de recesión. Debido a que la distribución en el tiempo de un hidrograma real es más aproximado al que se obtiene de acuerdo con el método según aproximación del SCS, será este el método que se utilice de aquí en adelante.

Tabla 2.10 Coeficientes de Escurrimiento de las Plantas Industriales

Planta Industrial	Sup pavimentada		Sup construidas		Sup sin modificar		Area total	C
	Area [Ha]	C	Area [Ha]	C	Area [Ha]	C	[Ha]	representativa
P.I.1	21.00	0.95	6.00	0.85	3.00	0.17	30.00	0.85
P.I.2	2.00	0.95	3.00	0.85	25.50	0.17	30.50	0.29
P.I.3	40.00	0.95	25.00	0.85	6.00	0.17	71.00	0.65
P.I.4	16.00	0.95	4.50	0.85	0.50	0.17	21.00	0.91

Tabla 2.11 Coeficientes de Escurrimiento de las Cuencas

CUENCA	ZONA INDUSTRIAL								ZONA RESIDENCIAL		ZONA SIN DESARROLLAR		ZONA GANADERA		C
	P.I.1	C	P.I.2	C	P.I.3	C	P.I.4	C	A	C	A	C	A	C	
	A		A		A		A								
C1			1.90	0.29	45.80	0.80			60.00	0.60	22.60	0.17			0.61
C2							19.40	0.91	31.50	0.60	16.10	0.17			0.59
C3			17.60	0.29	24.70	0.85	0.80	0.91		0.60	4.80				0.56
C4			11.20	0.29					32.00	0.60			4.60	0.17	0.49
C5	30.00	0.85									18.20	0.17	6.80	0.17	0.54
C6									24.10	0.60	67.50	0.17			0.28
C7									5.20	0.60	100.30	0.17			0.19
C8									15.10		38.30	0.17			0.12
C9									5.30		98.20	0.17			0.16

CONDICION ACTUAL

CUENCA	ZONA RESIDENCIAL		ZONA SIN DESARROLLAR		C
	A	C	A	C	
C6	46.20	0.60	48.00	0.17	0.39
C7	41.90	0.60	62.80	0.17	0.34
C8	35.60	0.60	18.20	0.17	0.45
C9	22.10	0.60	81.80	0.17	0.26

CONDICION FUTURA

* P. I. Planta Industrial

** Area en Hectareas

Tabla 2.12 Gastos Máximos Según Método Racional

CUENCA	AREA [Km ²]	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	tc [hrs]	Tr 10 AÑOS		Tr 25 AÑOS		Tr 50 AÑOS		Tr 100 AÑOS	
				i [mm/hr]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	GASTO [m ³ /s]
C1	1.29	0.61	0.70	80.29	17.56	95.29	20.85	108.48	23.73	123.50	27.02
C2	0.67	0.59	0.36	110.48	12.11	130.78	14.37	148.88	16.36	169.48	18.62
C3	0.48	0.56	0.30	120.17	8.98	142.63	10.66	162.37	12.13	184.84	13.81
C4	0.47	0.49	0.20	145.76	9.33	173.00	11.08	196.94	12.61	224.20	14.35
C5	0.55	0.54	0.39	106.06	8.76	125.89	10.39	143.31	11.83	163.14	13.47

Gastos Máximos de las Cuencas de la Laguna A

CUENCA	AREA [Km ²]	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	tc [hrs]	Tr 10 AÑOS		Tr 25 AÑOS		Tr 50 AÑOS		Tr 100 AÑOS	
				i [mm/hr]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	GASTO [m ³ /s]
C6	0.92	0.28	0.33	114.84	8.22	136.31	9.76	155.17	11.11	176.65	12.65
C7	1.05	0.19	0.65	83.17	4.61	98.72	5.47	112.38	6.23	127.93	7.10
C8	0.53	0.12	0.10	202.73	3.55	240.62	4.21	273.92	4.80	311.83	5.46
C9	1.04	0.16	0.39	106.06	4.88	125.89	5.80	143.31	6.60	163.14	7.51

Gastos Máximos en Condición Actual

CUENCA	AREA [Km ²]	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C	tc [hrs]	Tr 10 AÑOS		Tr 25 AÑOS		Tr 50 AÑOS		Tr 100 AÑOS	
				i [mm/hr]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	GASTO [m ³ /s]	i [mm/hr]	GASTO [m ³ /s]
C6	0.92	0.39	0.33	114.84	11.46	136.31	13.60	155.17	15.48	176.65	17.62
C7	1.05	0.34	0.65	83.17	8.25	98.72	9.80	112.38	11.15	127.93	12.70
C8	0.53	0.45	0.10	202.73	13.31	240.62	15.80	273.92	17.99	311.83	20.48
C9	1.04	0.26	0.39	106.06	7.93	125.89	9.42	143.31	10.72	163.14	12.20

Gastos Máximos en Condición Futura

Tabla 2.13 Comparacion de Gastos Máximos

CUENCA	Tr 10 AÑOS		Tr 25 AÑOS		Tr 50 AÑOS		Tr 100 AÑOS	
	M.R. [m ³ /s]	M.H.U.T [m ³ /s]	M.R. [m ³ /s]	M.H.U.T [m ³ /s]	M.R. [m ³ /s]	M.H.U.T [m ³ /s]	M.R. [m ³ /s]	M.H.U.T [m ³ /s]
C1	17.56	8.43	20.85	11.30	23.73	13.95	27.02	17.08
C2	12.11	4.32	14.37	6.08	16.36	7.74	18.62	9.73
C3	8.98	1.60	1067.00	2.54	12.13	3.48	13.81	4.67
C4	9.33	1.83	11.08	2.92	12.61	4.02	14.35	5.41
C5	8.76	1.86	10.39	2.89	11.83	3.90	12.47	5.13

Gastos Máximos de las Cuencas de la Laguna A

CUENCA	Tr 10 AÑOS		Tr 25 AÑOS		Tr 50 AÑOS		Tr 100 AÑOS	
	M.R. [m ³ /s]	M.H.U.T [m ³ /s]	M.R. [m ³ /s]	M.H.U.T [m ³ /s]	M.R. [m ³ /s]	M.H.U.T [m ³ /s]	M.R. [m ³ /s]	M.H.U.T [m ³ /s]
C6	8.22	0.86	9.76	1.80	11.11	2.86	12.65	4.28
C7	4.61	0.95	5.47	1.84	6.23	2.81	7.10	4.10
C8	3.55	0.05	4.21	0.02	4.80	0.19	5.46	0.61
C9	4.88	0.37	5.80	1.02	6.60	1.83	7.51	2.99

Gastos Máximos de las Cuencas que Interceptan la Canalización (Condición Actual)

CUENCA	Tr 10 AÑOS		Tr 25 AÑOS		Tr 50 AÑOS		Tr 100 AÑOS	
	M.R. [m ³ /s]	M.H.U.T [m ³ /s]	M.R. [m ³ /s]	M.H.U.T [m ³ /s]	M.R. [m ³ /s]	M.H.U.T [m ³ /s]	M.R. [m ³ /s]	M.H.U.T [m ³ /s]
C6	11.46	2.33	13.60	3.86	15.48	5.43	17.62	7.42
C7	8.25	2.84	9.80	4.38	11.15	5.91	12.70	7.81
C8	13.31	0.84	15.80	1.78	17.99	2.83	20.48	4.25
C9	7.93	0.98	9.42	2.00	10.72	3.13	12.20	4.66

Gastos Máximos de las Cuencas que Interceptan la Canalización (Condición Futura)

M.R. · Método Racional

M.H.U.T. · Método del Hidrograma Unitario Triangular

2.6 Comportamiento Hidrológico de la Laguna A

Una vez obtenido el modelo de lluvia-escurrimiento de la zona de estudio, el siguiente paso es conocer, en primer lugar, su repercusión en el comportamiento de la Laguna A, basándonos en información batimétrica de la misma y en las características de la estructura vertedora con que estará provista.

Hay que recordar que las cuencas de la Laguna A son C1, C2, C3 y C4 y que los hidrogramas de C1 y C2 serán reducidos en igual proporción de su área de aportación, es decir, 50% y 48% respectivamente.

2.6.1 Curvas Elevaciones-Areas-Capacidades de la Laguna A

Un dato importante para analizar el comportamiento de la Laguna A, lo constituye la información batimétrica de la misma. Esta información fue producto de un levantamiento batimétrico realizado con anterioridad, y se resume en las llamadas curvas elevaciones-áreas-capacidades de la Laguna A, las cuales nos fueron proporcionadas y son reproducidas en la Figura 2.8.

2.6.2 Hidrograma de Entrada

El hidrograma de entrada a la Laguna A (Figura 2.9), es el resultado de la superposición de los hidrogramas de las cuencas implicadas. El criterio que rige la combinación de cada uno de estos hidrogramas, es el tiempo que tardan en llegar los escurrimientos de cada cuenca a la Laguna A, acorde con en este criterio, los hidrogramas de las cuencas C1, C2 y C3 fueron defasados.

2.6.3 Estructuras Propuestas Para el Control de Aguas Pluviales

Para el control de las aguas pluviales que llegan a la Laguna A fue elegido un cimacio de cresta libre, para él se han propuesto longitudes de cresta de 3, 4 y 5 metros, con el fin de analizar el comportamiento de la laguna y decidir entre una de dichas longitudes. El análisis del comportamiento de la laguna, parte de que la cresta de cada una de las longitudes propuestas estará a una elevación de 13.00 m.s.n.m., en virtud de que esta elevación no representa riesgos de inundación en la zona industrial y además, mantiene un volumen adecuado de agua en la laguna.

CURVA ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES

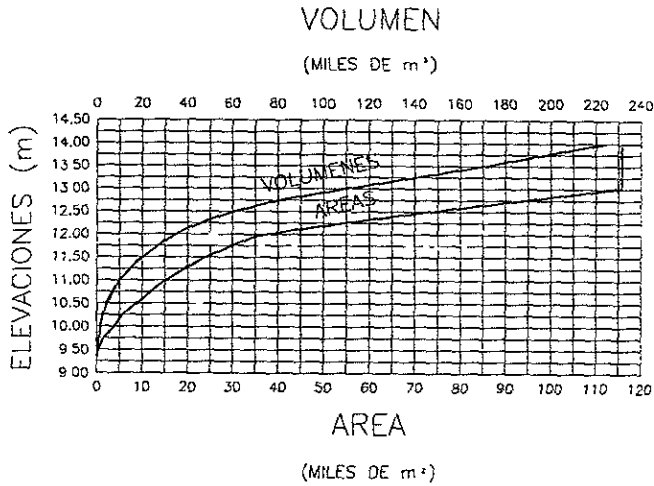


TABLA DE AREAS Y CAPACIDADES DE
LAGUNA A

ELEVACIONES (m)	AREA (m ²)	VOLUMEN (m ³)	VOLUMEN ACUMULADO (m ³)
9.35	0 00	0 00	0.00
9.50	361.50	27 11	27 11
9.75	1695.98	257 19	284 30
10.00	3675.03	733.88	1018 17
10.25	6162.21	1292.16	2310 33
10.50	8851.54	1876.72	4187 05
10.75	12099 45	2618 87	6805 92
11 00	15500.50	3449 99	10255.92
11.25	19541.74	4380 28	14636 20
11 50	24605.74	5518 44	20154.63
11.75	30284.91	6611 33	26765 96
12 00	38520.12	7652.65	34418.62
12.25	53726 69	10832 88	45251 49
12.50	74517 06	16030.47	61281 96
12.75	95307.43	21228.06	82510 02
13.00	116097 80	26425.65	108935 68
13.25	116097 80	29024.45	137960.13
13.50	116097 80	29024.45	166984 58
13.75	116097 80	29024.45	196009.03
14 00	116097 80	29024 45	225033 48

Figura 2.8 Curva Elevaciones-Areas-Capacidades de la Laguna A

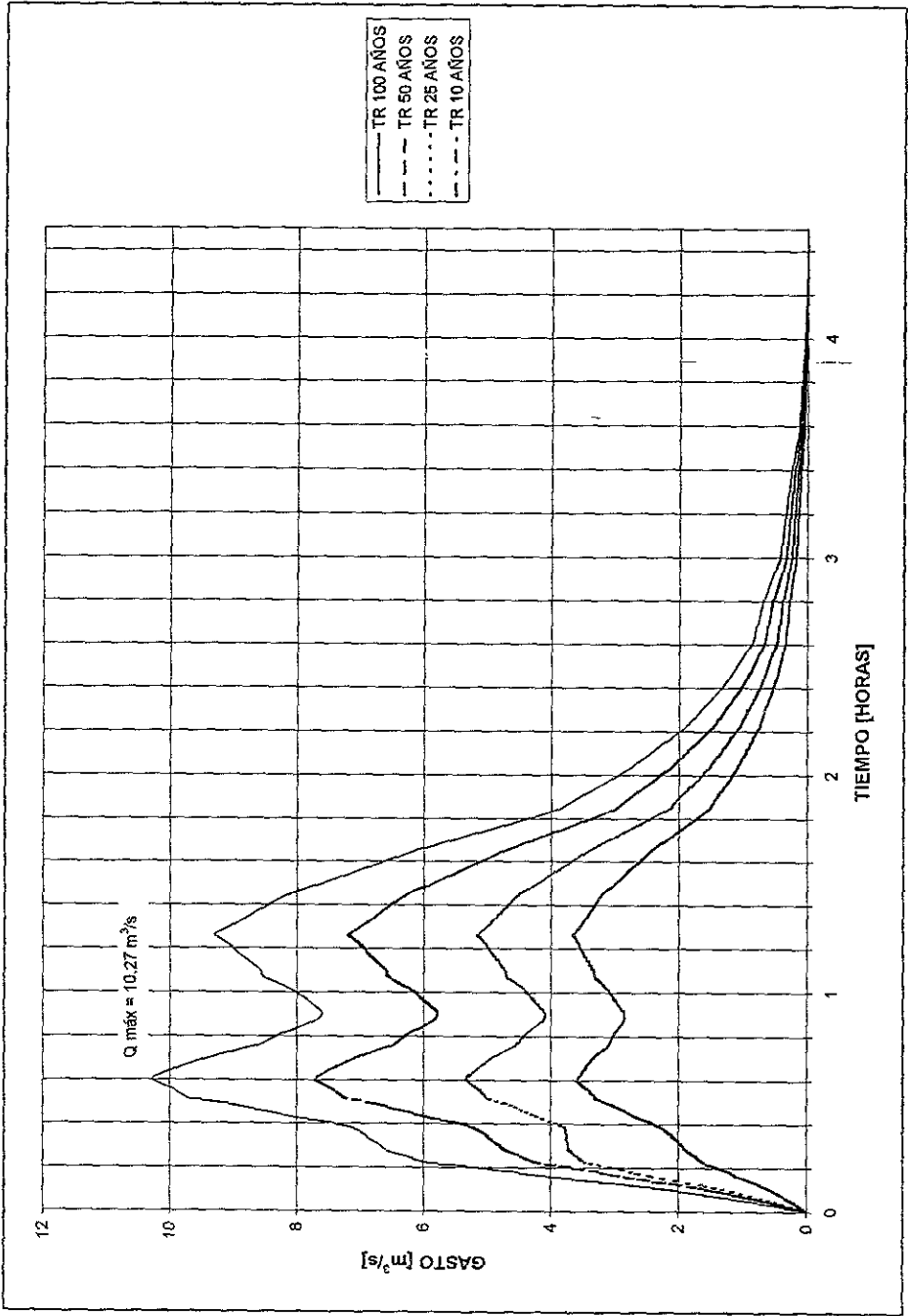


Figura 2.9 Hidrograma de Entrada a la Laguna A

2.6.4 Hidrograma de Salida y Nivel Máximo del Agua en la Laguna A

Al realizar el tránsito de la avenida, el comportamiento de la Laguna A es como lo muestra la Tabla 2.14. En esta tabla notamos que para las longitudes de cresta propuestas, la variación de la elevación máxima en la laguna no es significativa y los gastos máximos de salida tienen ligeras diferencias.

A pesar que el tiempo requerido para que el agua excedente sea desalojada, es menor con una longitud de cresta de 4 o 5 metros, consideramos adecuada una longitud de cresta de 3 metros, pues con ella la elevación máxima en la laguna no pone en riesgo de inundación a la zona industrial vecina y además, representa un menor costo de construcción. El hidrograma de salida para longitud de cresta elegida aparece en la Figura 2.10.

Tabla 2.14 Comportamiento de la Laguna A

LONGITUD DE CRESTA (m)	GASTO MAX. DE SALIDA (m ³ /s)	ELEVACIÓN MAXIMA (m.s.n.m.)
3	1.62	13.39
4	2.02	13.37
5	2.39	13.36

2.6.5 Dimensionamiento Definitivo de la Estructura de Excedencias

El perfil del cimacio corresponde al que recomienda el U.S. Army Corps of Engineers [Ref.9], cuando el talud del paramento es vertical y la velocidad de llegada es despreciable, es decir, cuando la relación de paramento a carga de diseño, P/Hd , es mayor que 1, como sucede en nuestro caso

Según el citado organismo, el perfil del cimacio que garantiza un buen funcionamiento hidráulico de la obra de excedencias, está definido, en el cuadrante aguas arriba, por una curva compuesta por dos segmentos de círculo cuyos radios son $0.5Hd$ y $0.2Hd$; y en el cuadrante aguas abajo, por la ecuación:

$$X^{1.85} = 2Hd^{0.85}Y$$

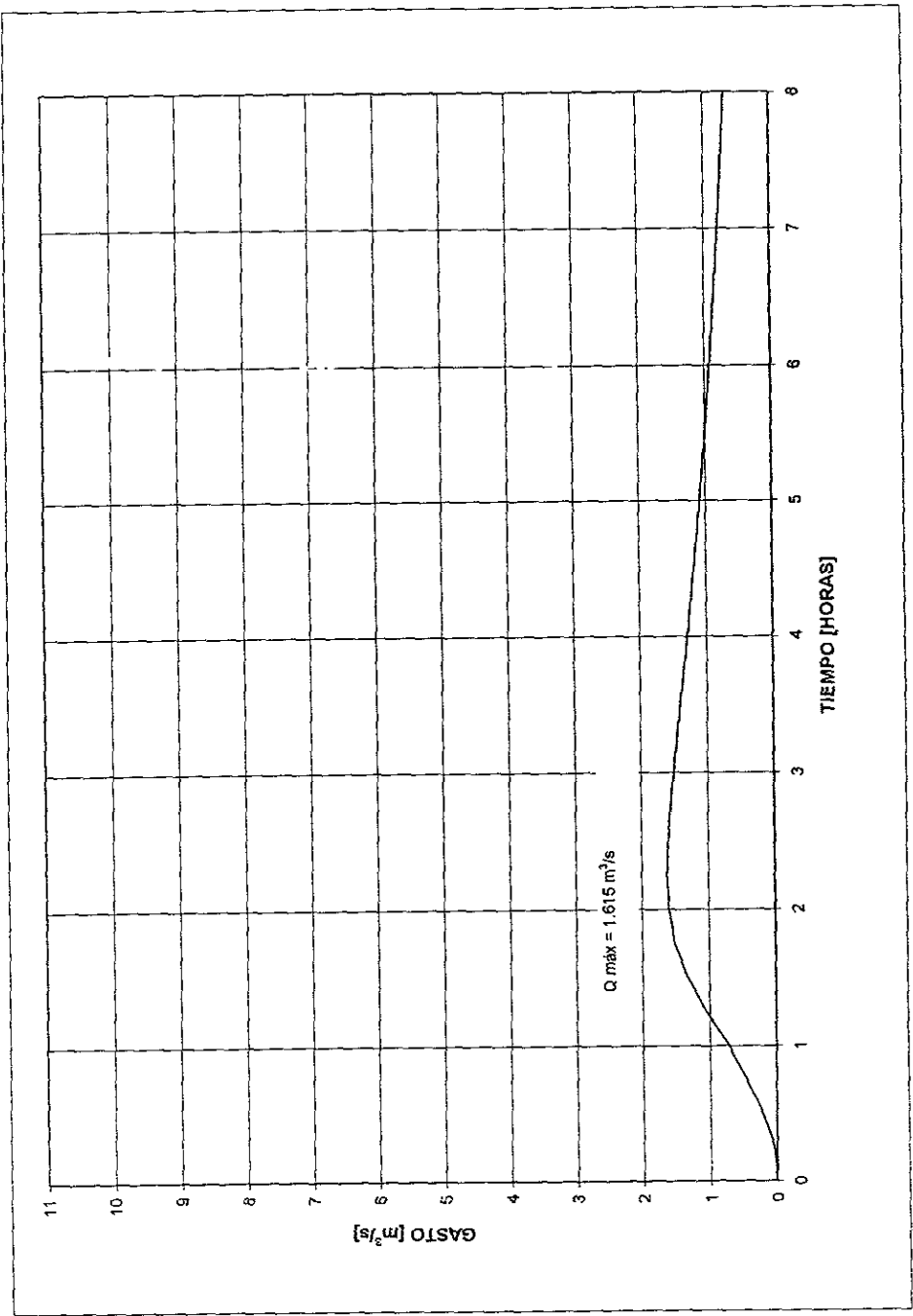


FIGURA 2.10 Hidrograma de Salida de la Laguna A

Además en el cuadrante aguas abajo se complementa con una línea recta. La unión de la curva dada por la ecuación anterior y la línea recta, es en el punto PT, donde la tangente a la curva tiene la misma pendiente que la línea recta.

Adicionalmente, la estructura de excedencias es complementada por un tanque amortiguador de energía, ubicado inmediatamente aguas abajo del cimacio, el cual fue dimensionado de acuerdo a las recomendaciones del U.S. Bureau of Reclamation, USBR [Ref. 9], que toma en cuenta el número de Froude, la velocidad de llegada y los tirantes conjugados menor y mayor. En el caso nuestro, la sección donde inicia el tanque amortiguador tiene asociada un número de Froude de 8.7 y una velocidad de 7.34 m/s, por lo tanto de acuerdo al USBR, el tanque más adecuado es el llamado USBR II. La Figura 2.11 muestra la geometría del cimacio así como la del tanque amortiguador

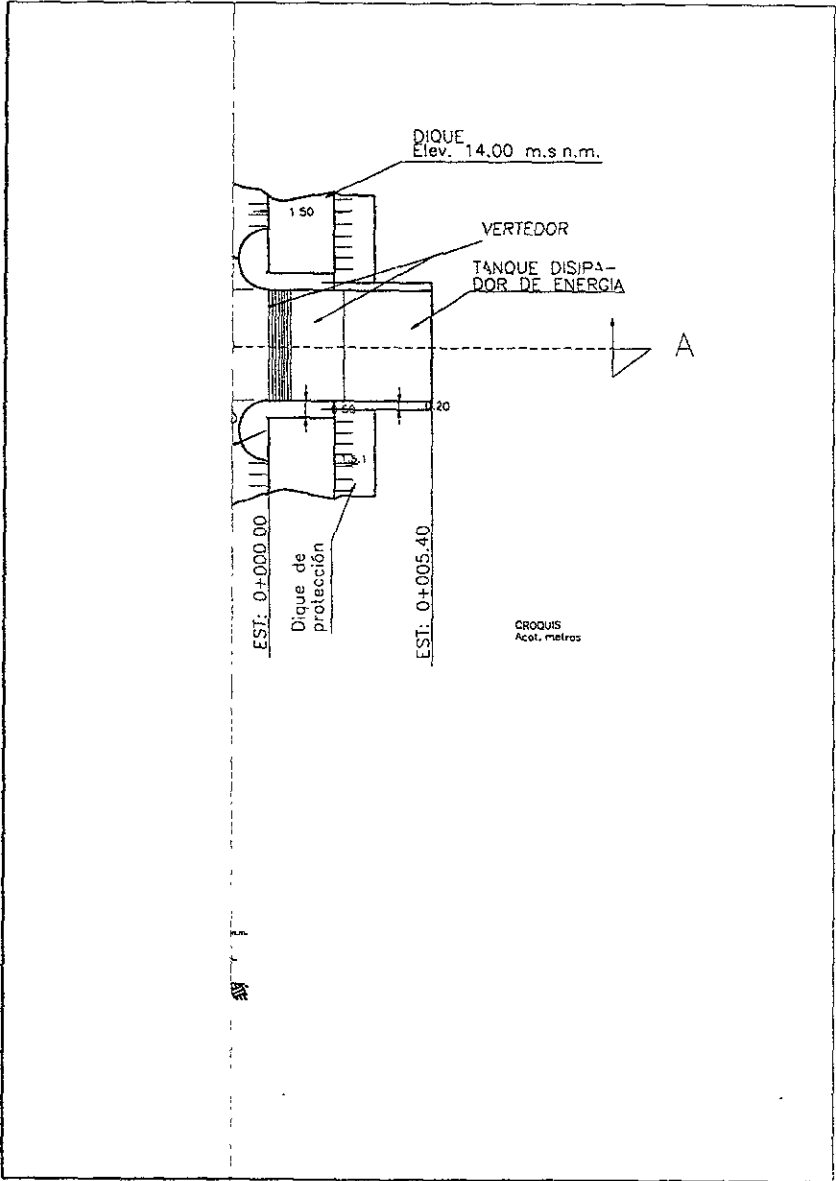
2.7 Gastos de Conducción de la Canalización Pluvial

Ya completado el estudio del comportamiento de la laguna A, lo que procede ahora es la estimación de los gastos máximos que conducirá la canalización para cada uno de los escenarios de desarrollo y drenaje contemplados en este estudio. El gasto que manejará la canalización está integrado por el caudal vertido por la obra de excedencias de la Laguna A y por las descargas provenientes de las cuencas que intercepta la canalización

2.7.1 Gastos de la Canalización para los Escenarios Considerados

Al igual que en el caso de la Laguna A, los hidrogramas de la canalización que nos proporcionan los gastos máximos de conducción (Figuras 2.12, 2.13 y 2.14) fueron obtenidos a través de la superposición y defase de los hidrogramas de las cuencas involucradas. Al respecto conviene aclarar lo siguiente:

- Los hidrogramas de la canalización están referidos a las secciones del canal que proporcionan los gastos máximos, es decir, aquellas donde se efectúa la última aportación. Así, los hidrogramas de los escenarios 1 y 3 corresponden al punto donde descarga C8, mientras que el hidrograma del escenario 2, al punto donde descarga C5.
- El defase de los hidrogramas, por tanto, depende del tiempo que tarda en llegar el agua, desde el punto donde se incorpora al canal hasta el punto del canal donde es efectuada la última aportación.



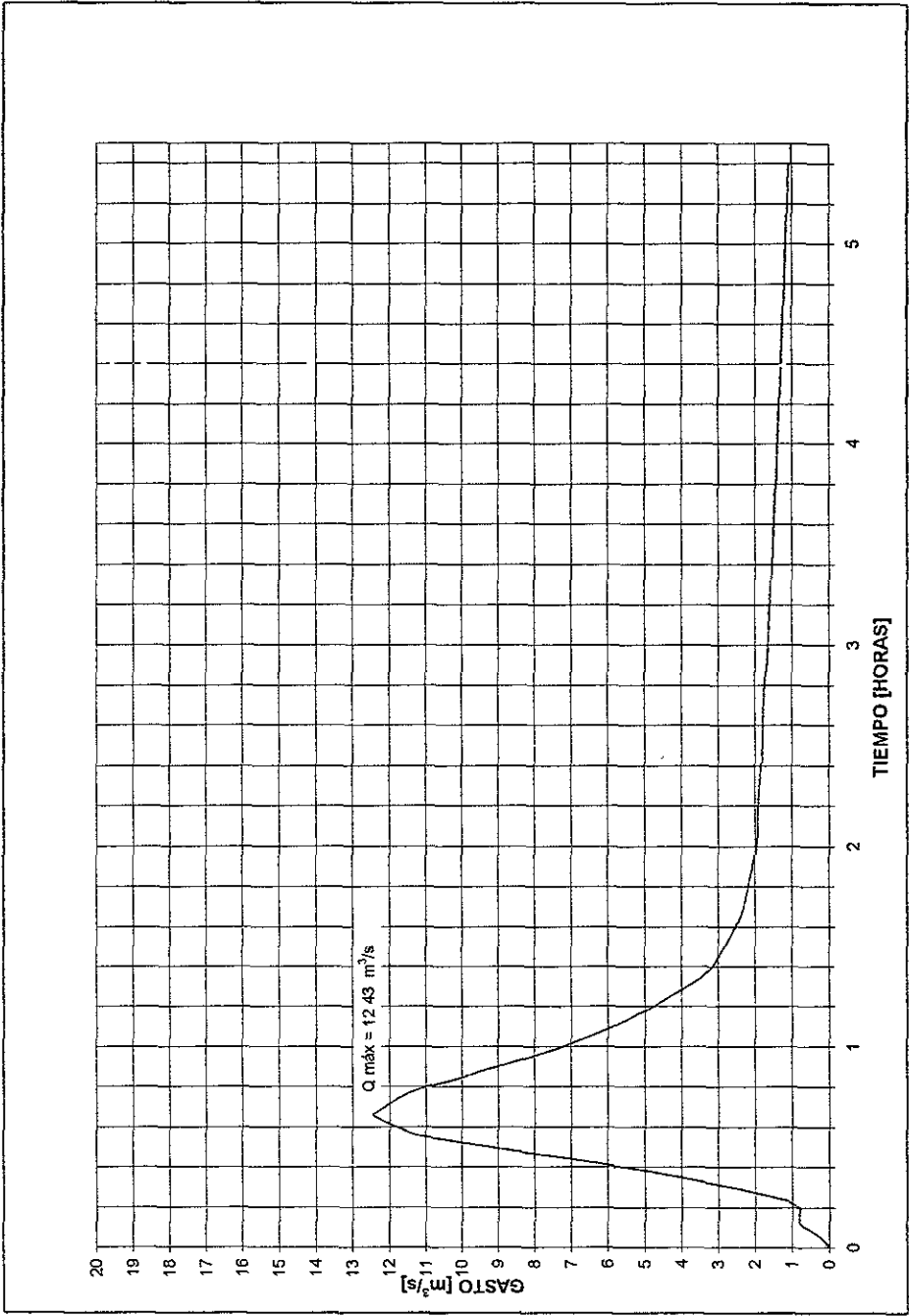


Figura 2.12 Hidrograma de la Canalización Escenario 1

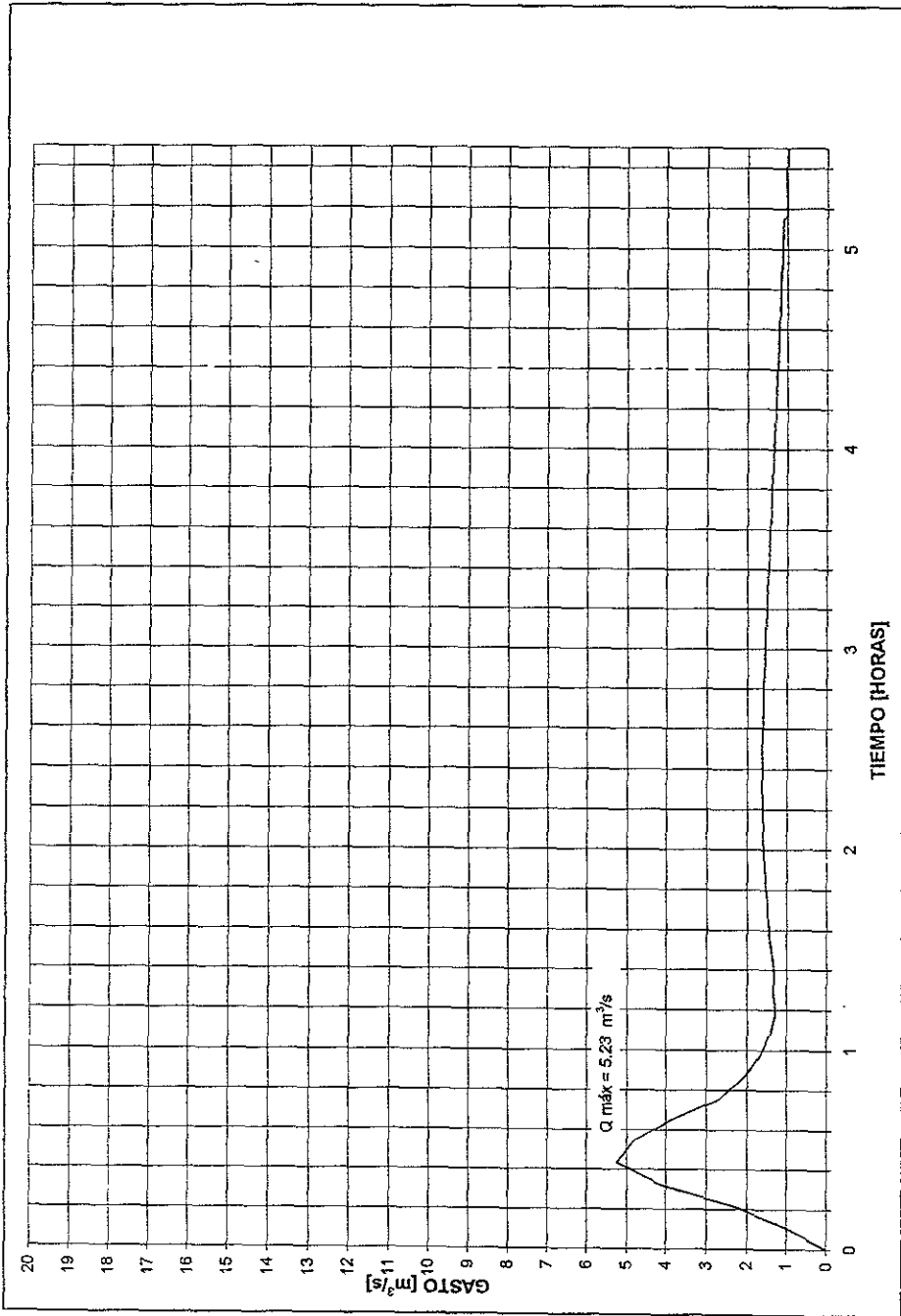


Figura 2.13 Hidrograma de la Canalización Escenario 2

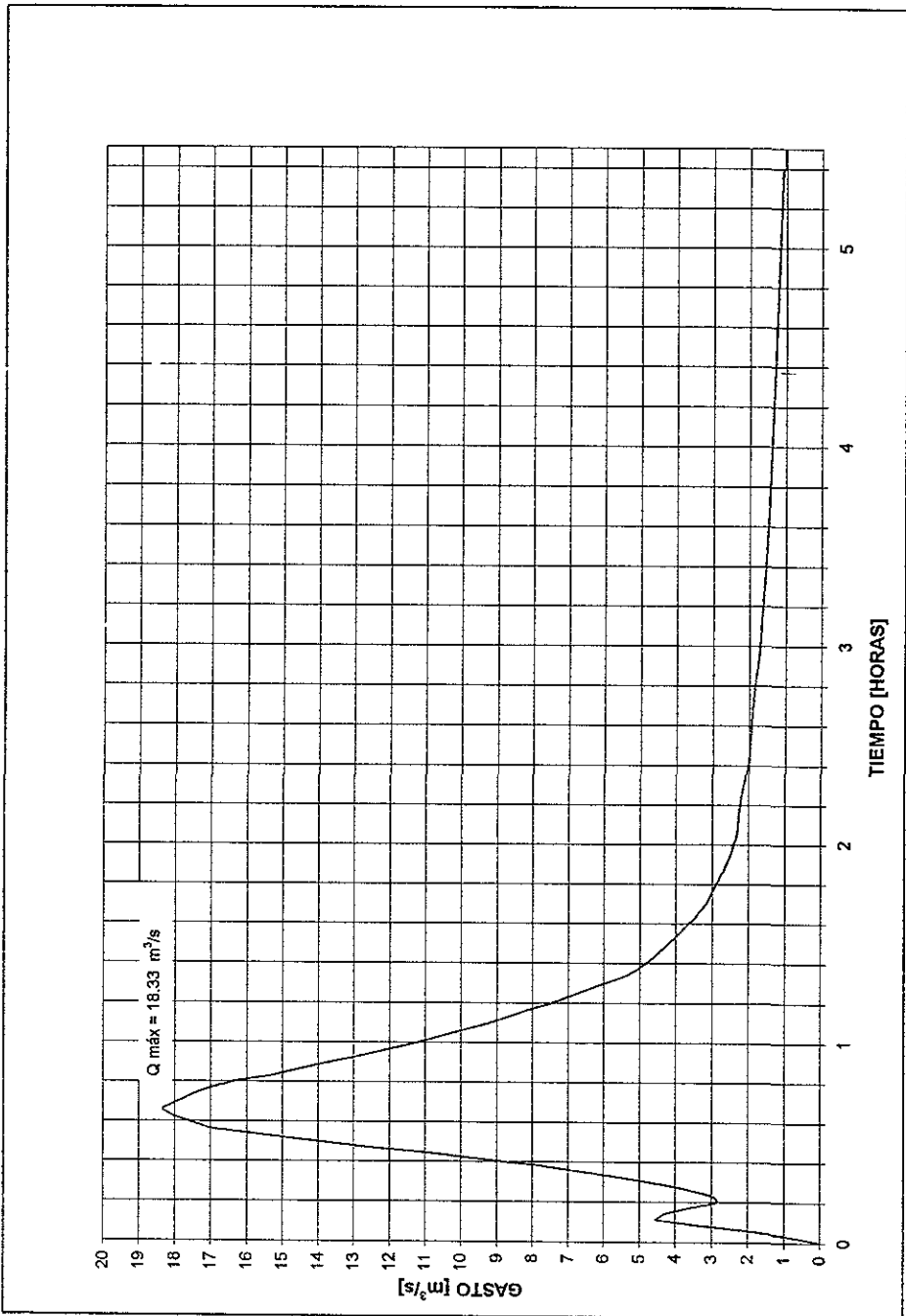


Figura 2.14 Hidrograma de la Canalización Escenario 3

La Tabla 2.15 muestra cada una de las aportaciones que integran el gasto máximo de cada uno de los escenarios.

Tabla 2.15 Aportaciones que integran el Gasto Máximo

ESCENARIO	APORTACION (m ³ /s)					GASTO MAX. (m ³ /s)
	VERTEDOR	C5	C6	C7	C8	
1	0.06	5.16	3.75	3.46		12.37
2	0.07	5.16				5.16
3	0.06	5.16	6.51	6.60		18.27

2.8 Comportamiento Hidrológico de la Laguna B

Finalmente en esta sección analizaremos el comportamiento de la Laguna B ante los escurrimientos de su cuenca y las descargas provenientes de la canalización, con el objeto de verificar que todo el sistema funcione adecuadamente.

2.8.1 Curva Elevaciones-Areas -Capacidades de la laguna B

El conocimiento de las características batimétricas de la laguna es fundamental para predecir su comportamiento. A fin de obtener dicha información se llevó a cabo un levantamiento batimétrico que arrojó como resultado las curvas Elevaciones-Areas-capacidades de la Laguna B, las cuales nos fueron proporcionadas y son reproducidas en la Figura 2.15.

2.8.2 Hidrograma de Entrada a la Laguna B

Los hidrogramas de entrada a la Laguna B son el resultado de la superposición de los hidrogramas de la canalización añadiendo el de su cuenca, siendo defasados en función de su tiempo de arribo a la laguna. Los hidrogramas para cada escenario aparecen en las Figuras 2.16, 2.17 y 2.18.

CURVA ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES

VOLUMEN

(MILES DE m³)

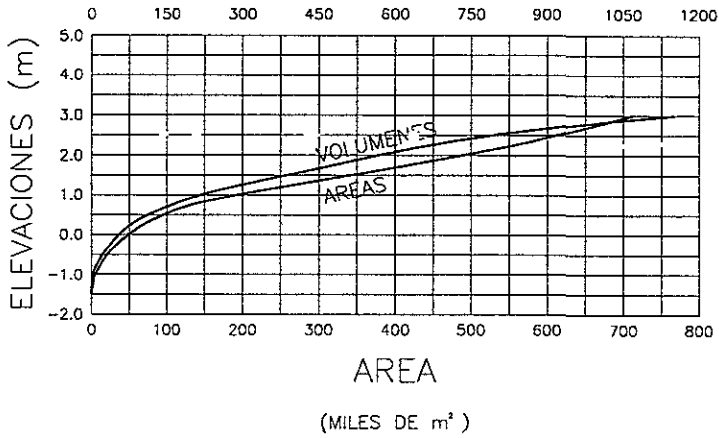


TABLA DE AREAS Y CAPACIDADES DE LAGUNA B

ELEVACIONES (m)	AREA (m ²)	VOLUMEN (m ³)	VOLUMEN ACUMULADO (m ³)
-1.50	0.00	0 00	0 00
-1.40	1834.00	183.40	183.40
-1.20	6971.00	860.50	1063.90
-1.00	16268.00	2323.90	3387.80
-0.80	26601.00	5286.90	8674.70
-0.60	38388.00	9998.90	18673.60
-0.40	54251.00	14363.90	33037.50
-0.20	70995.00	18024.60	51062.10
0.00	92179.00	21217.40	72279.50
0.20	108599.00	23577.80	95857.30
0.40	124581.00	25918.00	121775.30
0.60	146982.00	28456.30	150231.60
0.80	163117.00	31209.90	181441.50
1.00	176946.00	34008.10	215447.80
2.00	484005.00	330475.91	545922.71
3.00	728344.00	660169.91	1152092.71

Figura 2.15 Curva Elevaciones-Areas-Capacidades de la Laguna B

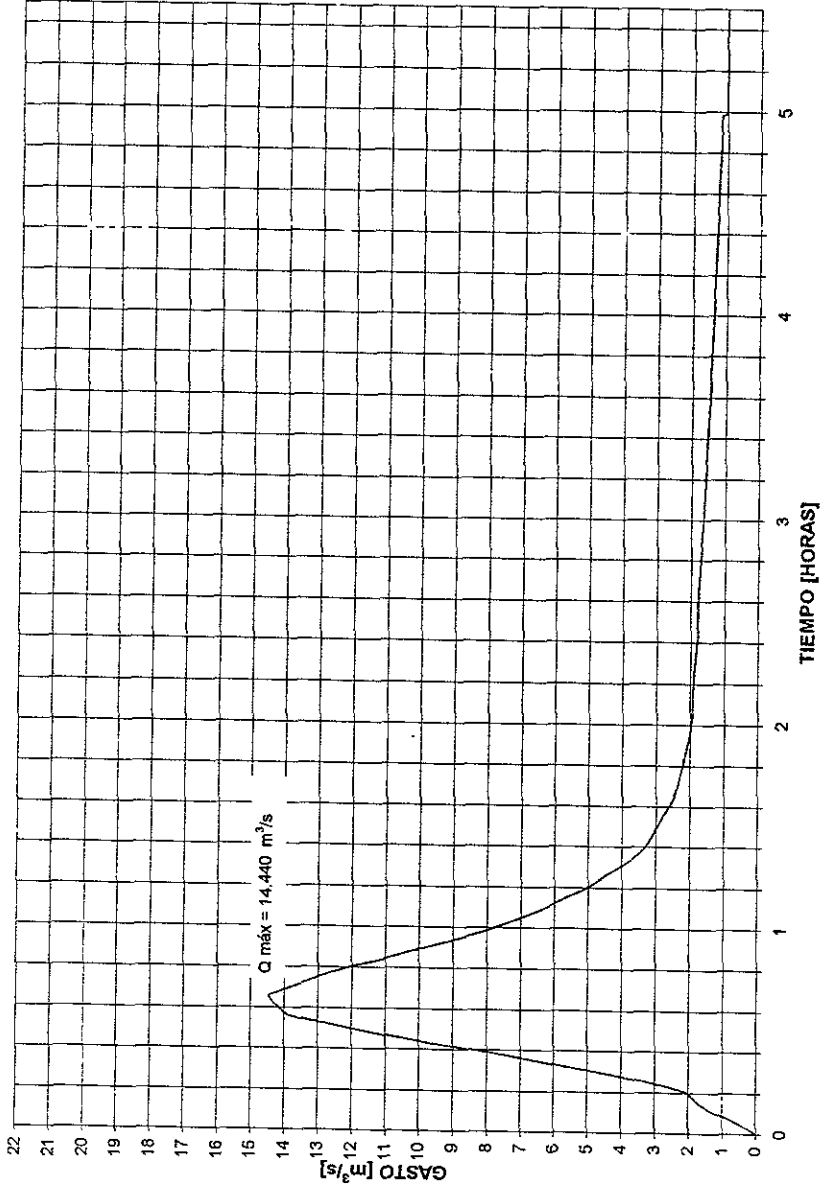


Figura 2.16 Hidrograma de Entrada a la Laguna B, Escenario 1

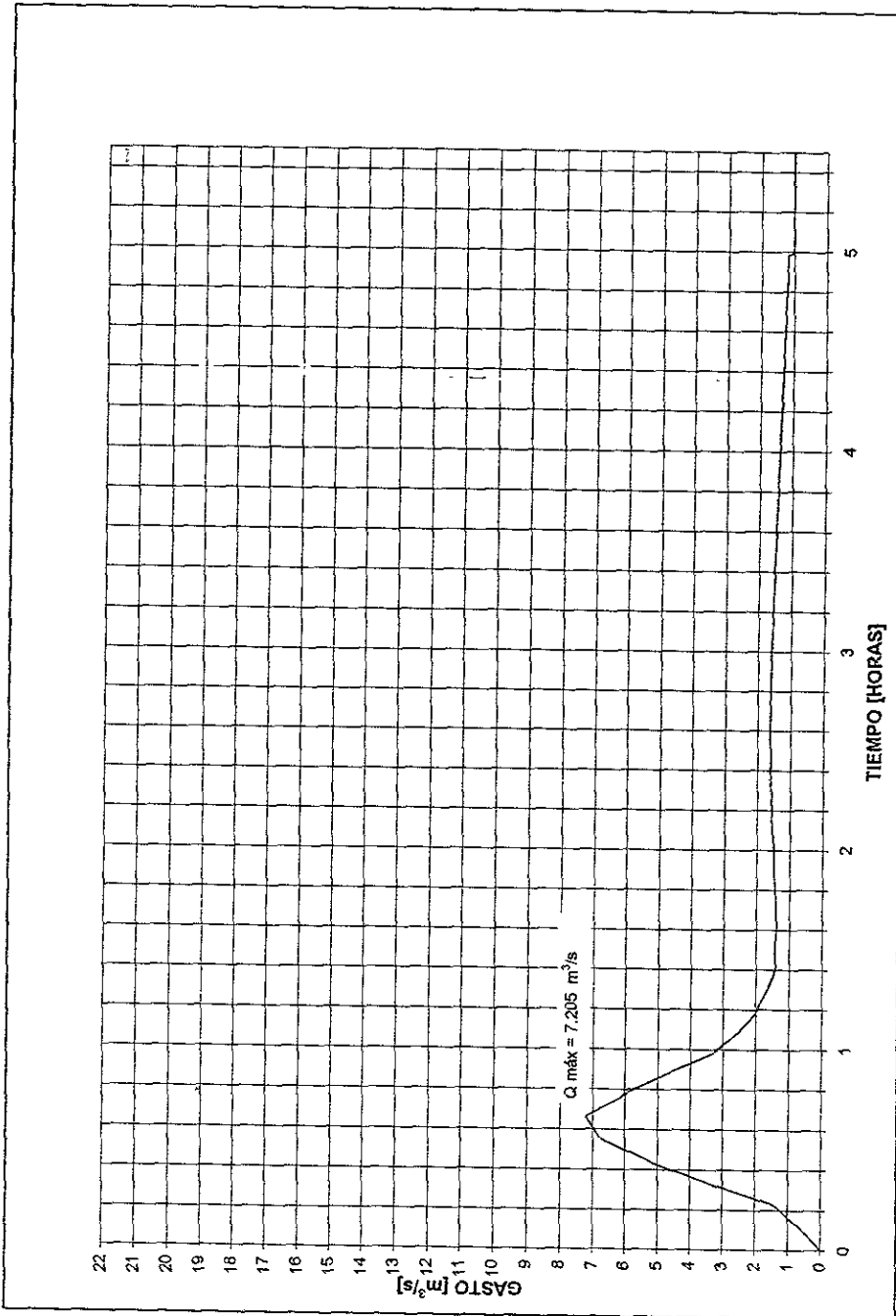


Figura 2.17 Hidrograma de Entrada a la Laguna B, Escenario 2

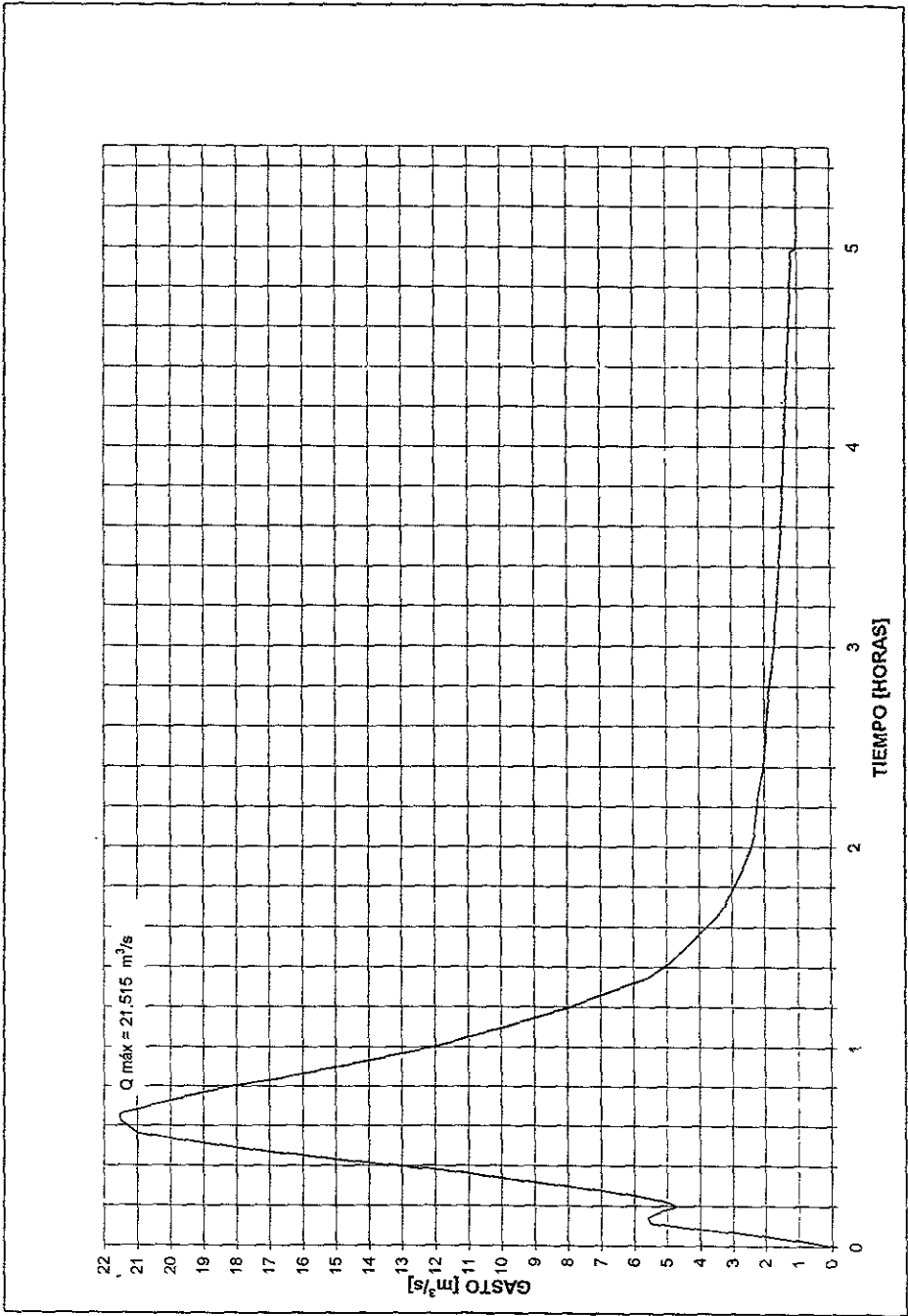


Figura 2.18 Hidrograma de Entrada a la Laguna B, Escenario 2

2.8.3 Comportamiento Hidrológico de la Laguna B

Para evaluar el comportamiento hidrológico de la laguna, esta fue considerada como un almacenamiento aislado con objeto de predecir la situación más crítica, en cuanto a la variación en el nivel se refiere. Así mismo, el nivel inicial de referencia en la laguna correspondió a la cota de 1.00 m.s.n.m., ya que es el que prevalece la mayor parte del año.

Con base en las consideraciones antes mencionadas y en la información de los incisos anteriores, el comportamiento de la Laguna B resultó ser como aparece en la Tabla 2.16 y en la Figura 2.19.

Tabla 2.16 Funcionamiento de la Laguna B

ESCENARIO	GASTO MAXIMO DE DESCARGA A LA LAGUNA [m ³ /s]	VOLUMEN DESCARGADO A LA LAGUNA [m ³]	NIVEL INICIAL EN LA LAGUNA [m.s.n.m.]	NIVEL FINAL EN LA LAGUNA [m.s.n.m.]
1	14.440	92129	1.00	1.28
2	7.205	64048	1.00	1.19
3	21.515	115851	1.00	1.35

2.8.4 Análisis de Resultados

La variación de nivel más desfavorable en la Laguna B, según se desprende de la Tabla 2.1.6, es de 0.35 metros, el cual no representa peligro alguno para el área vecina, dadas las condiciones topográficas existentes.

Cabe aclarar que la situación real de la laguna no es la de cuerpo aislado de agua, sino que se comunica de manera natural hacia el sur con un cuerpo de agua mayor, la Laguna C, lo que brinda una mayor seguridad. Sin embargo, es conveniente que las Lagunas B y C, sean comunicadas de modo directo mediante una estructura sencilla, por ejemplo, una alcantarilla.

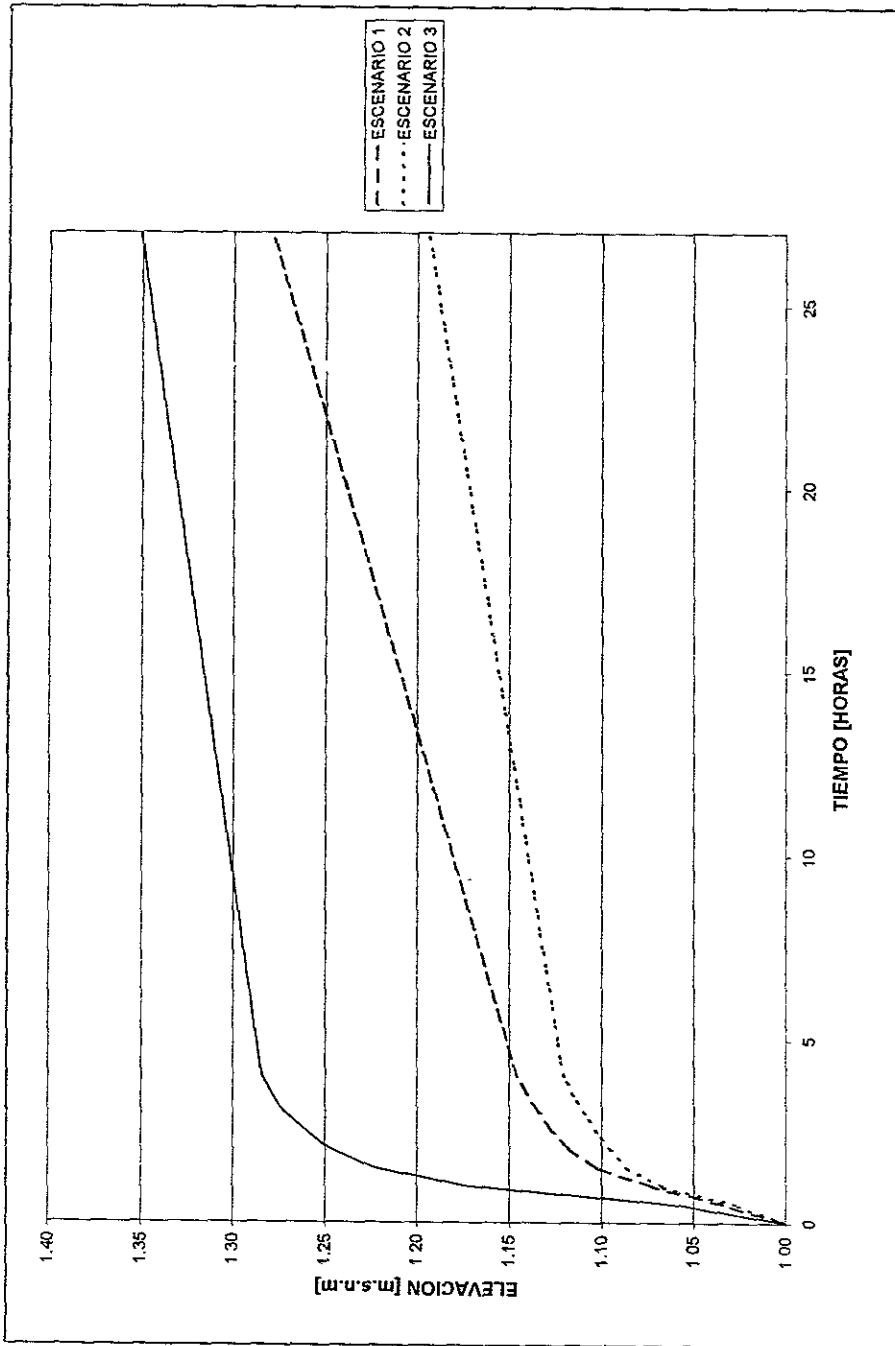


Figura 2.19 Comportamiento de la Laguna B

2.9 Conclusiones y Recomendaciones del Estudio Hidrológico

Del estudio hidrológico realizado podemos concluir que el comportamiento hidrológico de la Laguna A no pone en riesgo al área industrial que la rodea, debido a que el nivel máximo alcanzado, está por debajo del nivel de la corona del dique que confina a la laguna, el cual se localiza a una elevación de 14.00 m.s.n.m.. En cuanto a la canalización, esta conducirá gastos que se irán incrementando por las aportaciones de las cuencas que intercepta; en ese sentido observamos la importancia que tiene el hecho de haber considerado distintos escenarios, pues según sea el esquema de manejo de agua pluviales será la magnitud del gasto transportado por la canalización. Finalmente con relación a la Laguna B, concluimos que tiene suficiente capacidad incluso para recibir el volumen de agua del escenario más desfavorable, sin poner en riesgo a la zona circundante, en virtud de su actual y futura configuración topográfica.

Las recomendaciones que hacemos son dos:

- Debe procurarse el cumplimiento de la premisa en la que se basa el estudio hidrológico, es decir, manejo únicamente de aguas pluviales, para así asegurar una operación eficiente del sistema.
- Es conveniente que exista una comunicación directa de las lagunas B y C mediante una estructura sencilla como lo es una alcantarilla, pues ello redundaría en una mayor seguridad.

CAPITULO 3 DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL

El estudio hidrológico descrito en el capítulo anterior brinda la información necesaria para efectuar el diseño hidráulico de los elementos que integran el conjunto, es decir, la obra de excedencias, de la canalización y la obra disipadora de energía en el sitio de descarga de la Laguna B. Así mismo, la definición del funcionamiento hidráulico proporcionara las bases para la realización del análisis y diseño estructural de cada uno de dichos elementos. Precisamente el presente capítulo estará abocado, a la definición de comportamiento hidráulico y al diseño estructural de los elementos ya mencionados.

Debe comentarse que debido a que el funcionamiento para la obra de excedencias forma parte directa del estudio hidrológico, en este capítulo sólo se hará una breve descripción de los principales aspectos de la estructura y de los lineamientos que definieron su diseño hidráulico.

3.1 Funcionamiento Hidráulico de la Obra de Excedencias

Tal como fue comentado en la sección anterior, la obra seleccionada es un vertedor tipo cimacio, de cresta libre. La elevación de su cresta vertedora fue elegida a la cota 13.00 m.s.n.m. para que con una longitud de 3.0 metros tenga la capacidad de descargar el gasto de la avenida asociada a las cuencas de la zona industrial, proporcionando una regulación apropiada, para la protección de las plantas industriales que se encuentran en los alrededores de la Laguna A.

Para el evento de diseño considerado, el nivel que alcanzarán las aguas de la Laguna A es de 13.39 m.s.n.m., cota que queda por debajo de los niveles que tendrá las plantas industriales aledañas a la laguna.

Considerando estas características, la obra de excedencias tendrá una capacidad de regulación del 15.8 % para el evento de diseño, disminuyendo el gasto pico de la avenida de 10.27 m³/s a un gasto máximo de salida de 1.615 m³/s.

3.2 Funcionamiento Hidráulico de la Canalización Descargando a la Laguna B

El funcionamiento hidráulico de la canalización depende principalmente de factores tales como el trazo en planta, la definición altimétrica, la geometría de la sección transversal y si esta, es revestida

o no. Por lo que la definición de dichos factores es fundamental y será abordada primero; en segundo término, se establecerán los criterios que permiten predecir el comportamiento hidráulico de la canalización y finalmente serán analizados los resultados obtenidos.

3.2.1 Descripción de las Características de la Canalización

Para comunicar la Laguna A con la Laguna B, el trazo de la canalización obedeció principalmente a restricciones propias del desarrollo industrial y urbano de la región y en menor medida a la topografía del terreno. Tomando como base dichas restricciones, el trazo contempla cuatro curvas (Fig.3.1), una de ellas de aproximadamente 90°. Sin embargo todas las curvas tienen un radio de curvatura tal, que pueden despreciarse, en el análisis de funcionamiento hidráulico del canal, efectos negativos como la sobre-elevación de la superficie libre del agua. Según la Referencia14, los efectos ya mencionados pueden despreciarse si el radio de curvatura de las curvas no es menor que tres veces el ancho de canal; dada la magnitud de los gastos manejados aquí, esta condición se cumplirá con cierto margen de holgura.

En la determinación de las pendientes de la plantilla del canal, se buscó en lo posible, que estas dieran lugar a un flujo subcrítico, el cual es recomendable para un buen funcionamiento hidráulico; no obstante, también fue tomada en cuenta la pendiente natural del terreno, con el fin de evitar un volumen grande de excavación. Así las pendientes de la plantilla del canal quedaron como aparecen en la Figura 3.2.

Con respecto a la decisión de revestir el canal con concreto, se tomaron en cuenta las ventajas que esto ofrece, como son:

1. Permite el transporte del agua a alta velocidad con un costo reducido de construcción
2. Reduce el costo de mantenimiento
3. Asegura la estabilidad de la sección transversal

En cuanto a la geometría de la sección transversal del canal, este constara de cuatro secciones, en el primer tramo será rectangular, mientras que los tramos restantes serán de sección trapecial, circular y trapecial. Los cambios de sección se realizarán mediante transiciones hidráulicamente adecuadas.

Figura 3.1 Trazo en Planta del Canal

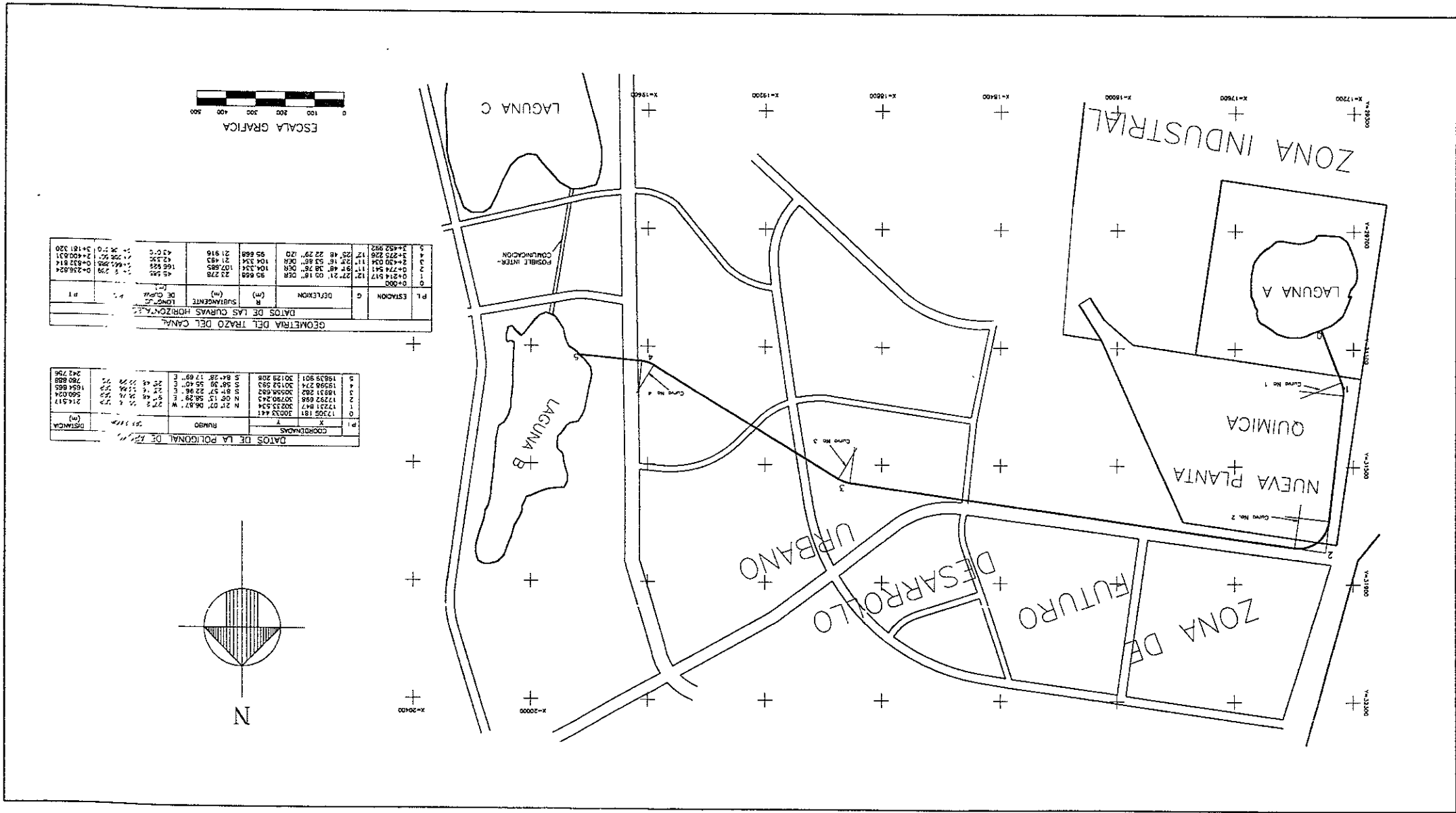
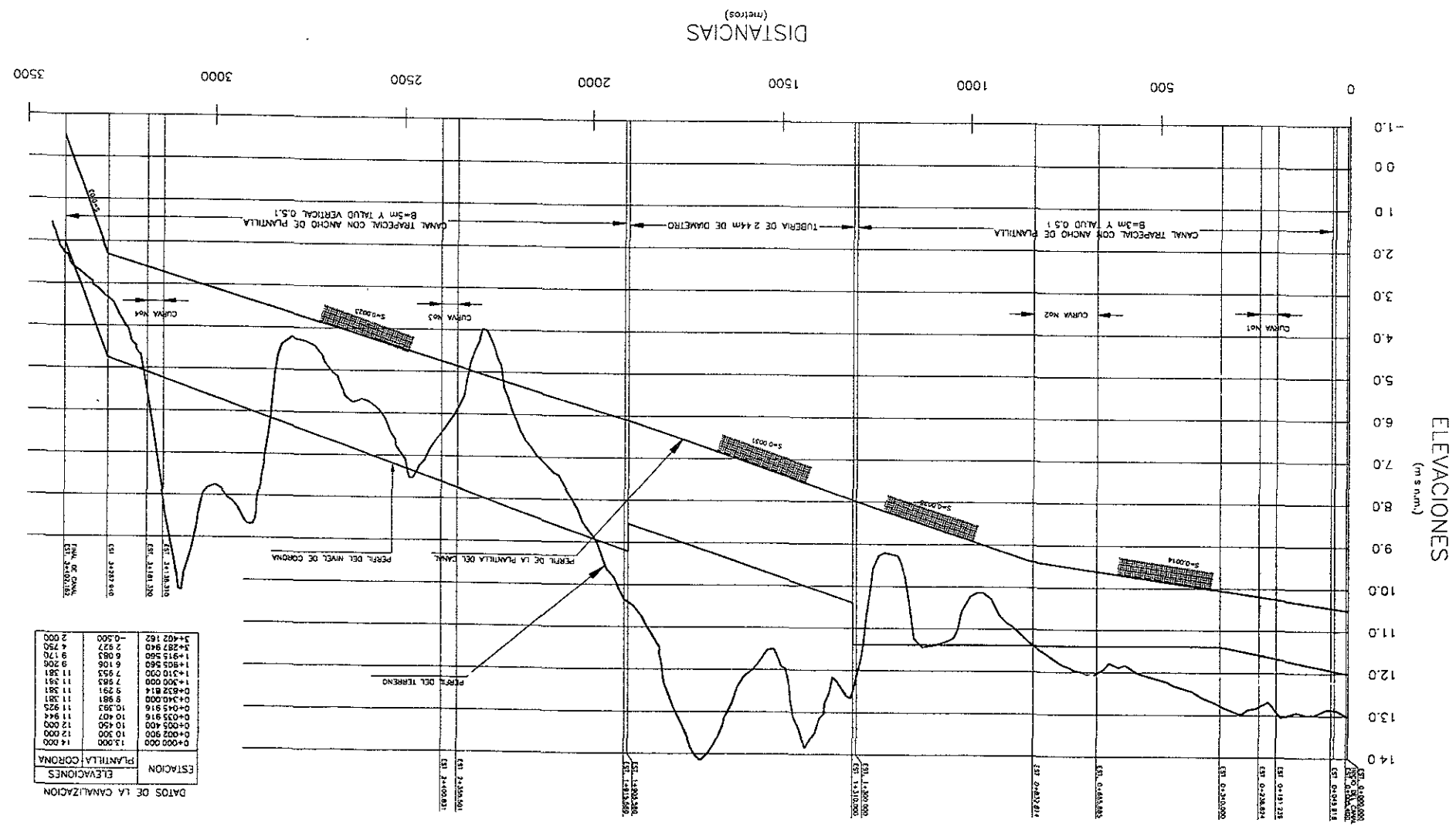


Figura 3.2 Perfil Longitudinal Desarrollado por el Eje del Canal



DATOS DE LA CANALIZACION

ELEVACIONES	
ESTACION	ELEVACIONES
PLANILLA DE CORONA	
0+000.000	1.300
0+002.500	10.300
0+005.000	10.450
0+007.500	10.400
0+010.000	10.400
0+012.500	10.400
0+015.000	10.400
0+017.500	10.400
0+020.000	10.400
0+022.500	10.400
0+025.000	10.400
0+027.500	10.400
0+030.000	10.400
0+032.500	10.400
0+035.000	10.400
0+037.500	10.400
0+040.000	10.400
0+042.500	10.400
0+045.000	10.400
0+047.500	10.400
0+050.000	10.400
0+052.500	10.400
0+055.000	10.400
0+057.500	10.400
0+060.000	10.400
0+062.500	10.400
0+065.000	10.400
0+067.500	10.400
0+070.000	10.400
0+072.500	10.400
0+075.000	10.400
0+077.500	10.400
0+080.000	10.400
0+082.500	10.400
0+085.000	10.400
0+087.500	10.400
0+090.000	10.400
0+092.500	10.400
0+095.000	10.400
0+097.500	10.400
0+100.000	10.400
0+102.500	10.400
0+105.000	10.400
0+107.500	10.400
0+110.000	10.400
0+112.500	10.400
0+115.000	10.400
0+117.500	10.400
0+120.000	10.400
0+122.500	10.400
0+125.000	10.400
0+127.500	10.400
0+130.000	10.400
0+132.500	10.400
0+135.000	10.400
0+137.500	10.400
0+140.000	10.400
0+142.500	10.400
0+145.000	10.400
0+147.500	10.400
0+150.000	10.400
0+152.500	10.400
0+155.000	10.400
0+157.500	10.400
0+160.000	10.400
0+162.500	10.400
0+165.000	10.400
0+167.500	10.400
0+170.000	10.400
0+172.500	10.400
0+175.000	10.400
0+177.500	10.400
0+180.000	10.400
0+182.500	10.400
0+185.000	10.400
0+187.500	10.400
0+190.000	10.400
0+192.500	10.400
0+195.000	10.400
0+197.500	10.400
0+200.000	10.400
0+202.500	10.400
0+205.000	10.400
0+207.500	10.400
0+210.000	10.400
0+212.500	10.400
0+215.000	10.400
0+217.500	10.400
0+220.000	10.400
0+222.500	10.400
0+225.000	10.400
0+227.500	10.400
0+230.000	10.400
0+232.500	10.400
0+235.000	10.400
0+237.500	10.400
0+240.000	10.400
0+242.500	10.400
0+245.000	10.400
0+247.500	10.400
0+250.000	10.400
0+252.500	10.400
0+255.000	10.400
0+257.500	10.400
0+260.000	10.400
0+262.500	10.400
0+265.000	10.400
0+267.500	10.400
0+270.000	10.400
0+272.500	10.400
0+275.000	10.400
0+277.500	10.400
0+280.000	10.400
0+282.500	10.400
0+285.000	10.400
0+287.500	10.400
0+290.000	10.400
0+292.500	10.400
0+295.000	10.400
0+297.500	10.400
0+300.000	10.400
0+302.500	10.400
0+305.000	10.400
0+307.500	10.400
0+310.000	10.400
0+312.500	10.400
0+315.000	10.400
0+317.500	10.400
0+320.000	10.400
0+322.500	10.400
0+325.000	10.400
0+327.500	10.400
0+330.000	10.400
0+332.500	10.400
0+335.000	10.400
0+337.500	10.400
0+340.000	10.400
0+342.500	10.400
0+345.000	10.400
0+347.500	10.400
0+350.000	10.400

Cabe aclarar que la ubicación y las dimensiones de la sección rectangular y circular fueron restricciones de proyecto. En tanto que en las secciones trapeciales el dimensionamiento del ancho de su base se fundamentó en la estimación del gasto que fluirá en el canal, y su talud fue definido tomando en cuenta las características del suelo en que será excavado; tratándose de una arcilla y dado que el canal será revestido de concreto el talud elegido fue 0.5:1. La Tabla 3.1 resume las características geométricas de la canalización.

3.2.2 Criterios de Análisis

Antes de mencionar los criterios que nos permitirán analizar el funcionamiento hidráulico de la canalización, recordemos que la canalización desalojará de forma segura y controlada el agua excedente de la Laguna A, así como también los escurrimientos que intercepta. Por lo tanto, el gasto del canal no será constante y se verá incrementado por las aportaciones de las cuencas que cruza, es decir, el régimen de flujo del canal será no permanente.

La complejidad que involucra el análisis de un flujo no permanente como el tratado aquí nos lleva a buscar la manera de resolver el problema haciendo uso de la teoría existente para un flujo permanente, realizando un planteamiento congruente que tome en cuenta la naturaleza del problema original.

De acuerdo a lo anterior supondremos que los escurrimientos que interceptan a la canalización realizan su aportación en forma puntual, por lo tanto los gastos que fluirán en el canal pueden considerarse constantes en un determinado tramo, que comprende desde el punto donde es hecha una aportación, hasta el punto donde es hecha la siguiente aportación. De esta manera haciendo uso de la teoría de flujo permanente obtendremos para cada escenario varios perfiles para cada tramo. Estos perfiles nos permitirán obtener una envolvente a lo largo del canal que tomen en cuenta el efecto de las descargas puntuales.

Básicamente la teoría de flujo permanente aplicada en la obtención de los perfiles, es el cumplimiento de la igualdad de energía entre dos secciones:

$$\Delta z + y_1 + \frac{Q^2}{A_1^2 g} = y_2 + \frac{Q^2}{A_2^2 g} + S_f L + h_e$$

donde:

Tabla 3.1 Datos Geométricos de la Canalización Laguna A - Laguna B

TRAMO	ESTACION		PENDIENTE	ELEVACION RASANTE		SECCION	LONGITUD	GEOMETRIA
	INICIAL	FINAL		INICIAL	FINAL			
1	0+000.00	0+002.900	CIMACIO	13.000	10.300	Cimacio rectangular	2.900	b= 3 m. ; talud vertical
2	0+002.900	0+005.400	0.0000	10.300	10.300	Tanque rectangular	2.500	b= 3 m. ; talud vertical
3	0+005.400	0+035.916	0.0014	10.450	10.407	Canal rectangular	30.310	b= 3 m. ; talud vertical
4	0+035.916	0+045.916	0.0014	10.407	10.393	Transición	10.000	b= 3 a b= 3 m. ; talud 0.5:1
5	0+045.916	0+632.814	0.0014	10.393	9.291	Canal trapecial	786.898	b= 3 ; talud 0.5:1
6	0+632.814	1+300.000	0.0028	9.291	7.983	Canal trapecial	467.198	b= 3 , talud 0.5:1
7	1+300.000	1+310.000	0.0031	7.983	7.953	Transición	10.000	b= 3 ; talud 0.5:1 a D =2.44 m.
8	1+310.000	1+905.560	0.0031	7.953	6.106	Tubería	595.560	D =2.44 m.
9	1+905.560	1+915.560	0.0023	6.106	6.083	Transición	10.000	D =2.44 m. a b=5 m. ; talud 0.5:1
10	1+915.560	3+287.940	0.0023	6.083	2.756	Canal trapecial	1372.360	b= 5 m. Talud 0.5:1
11	3+287.940	3+402.162	0.0300	2.756	-0.500	Canal trapecial	114.222	b= 5 m. Talud 0.5:1

y_1 : Tirante en la sección 1

Q : Gasto

A_1 : Area hidráulica en la sección 1

Δz : Desnivel entre la sección 1 y la sección 2

y_2 : Tirante en la sección 2

A_2 : Area hidráulica en la sección 2

Sf: Pendiente de fricción calculada como un promedio de las pendientes obtenidas en la secciones 1 y 2 con la fórmula de Manning

L : Longitud que existe entre las secciones 1 y 2

h_e : Pérdidas locales

Los gastos considerados en la revisión del funcionamiento hidráulico son los proporcionados por el estudio hidrológico, excepto en el tramo I, en el que el gasto de análisis será el máximo que sale por la obra de excedencias de la Laguna A. La Tabla 3.2 resume los gastos contemplados en el análisis hidráulico en cada tramo para los tres escenarios de desarrollo.

Tabla 3.2 Gastos de Análisis para los Escenarios Considerados

ESCENARIO 1					
Tramo	$Q_{VERTEDOR}$ m ³ /s	$Q_{CUENCA\ 5}$ m ³ /s	$Q_{CUENCA\ 6}$ m ³ /s	$Q_{CUENCA\ 7}$ m ³ /s	$Q_{ANALISIS}$ m ³ /s
I	1.615				1.62
II	0.06	5.16			5.16
III	0.06	5.16	3.75		8.91
IV	0.06	5.16	3.75	3.46	12.37
ESCENARIO 2					
Tramo	$Q_{VERTEDOR}$ m ³ /s	$Q_{CUENCA\ 5}$ m ³ /s	$Q_{CUENCA\ 6}$ m ³ /s	$Q_{CUENCA\ 6}$ m ³ /s	$Q_{ANALISIS}$ m ³ /s
I	1.615				1.62
II	0.06	5.16			5.16
ESCENARIO 3					
Tramo	$Q_{VERTEDOR}$ m ³ /s	$Q_{CUENCA\ 5}$ m ³ /s	$Q_{CUENCA\ 6}$ m ³ /s	$Q_{CUENCA\ 6}$ m ³ /s	$Q_{ANALISIS}$ m ³ /s
I	1.615				1.62
II	0.06	5.16			5.16
III	0.06	5.16	6.51		8.91
IV	0.06	5.16	6.51	6.60	18.27

3.2.3 Análisis de Resultados

El funcionamiento hidráulico de la canalización pluvial trabaja en un régimen subcrítico, en la mayor parte, excepto en la rápida localizada en la descarga a la Laguna B; así las velocidades varían de 0.5 a 3 m/s y en la rápida se estiman velocidades de hasta 7 m/s. A pesar de que en algunos tramos las velocidades no son recomendables para la operatividad del canal, estas velocidades no representan peligro de erosión, ya que el canal será revestido de concreto y además corresponden a un evento extremo.

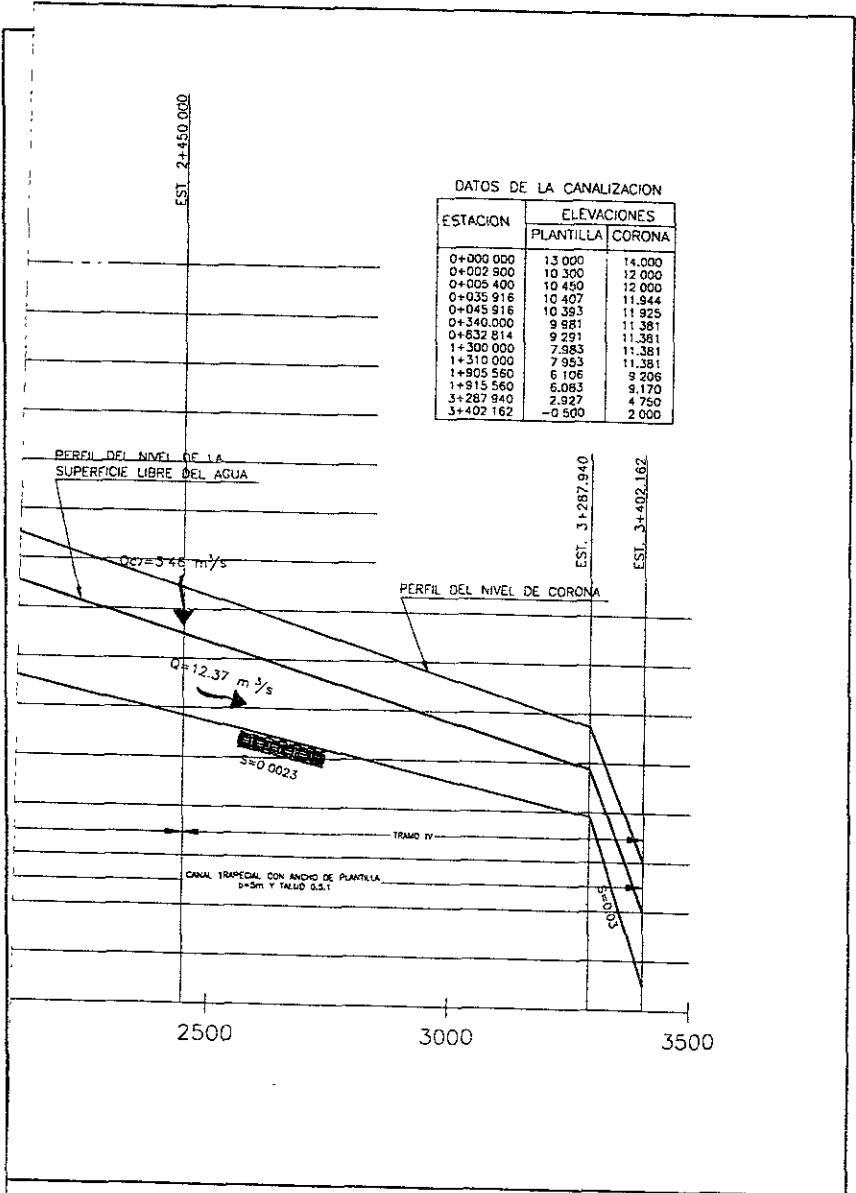
Una particularidad en el funcionamiento de la canalización es el remanso que se producirá aguas arriba de la sección circular (en el cambio de sección trapecial a circular), ver Figuras 3.3, 3.4 y 3.5.

3.3 Diseño Hidráulico de la Obra de Protección

En la parte final del canal que descarga a la Laguna B como ya se ha comentado está contemplada una rápida, la cual en su parte terminal tendrá una obra de disipadora de energía, para evitar erosiones en el lecho de la laguna. Para tal fin fue propuesto un tanque amortiguador, cuyo dimensionamiento está basado en las recomendaciones del U.S.B.R. [Ref. 11]. Dicho organismo ha establecido diseños estandarizados que brindan un funcionamiento apropiado si el número de Froude y la velocidad de llegada caen dentro de un rango definido. En nuestro caso el número de Froude y la velocidad de llegada al final de la rápida es de 3.27 y 7 m/s respectivamente, por lo que de acuerdo al U.S.B.R. el tanque adecuado para estas condiciones es el U.S.B.R tipo I, al cual realizamos algunas pequeñas adaptaciones en los dientes de entrada para que finalmente quedará dimensionado como aparece en el croquis de la Figura 3.6.

3.4 Diseño Estructural de la Obra de Excedencias

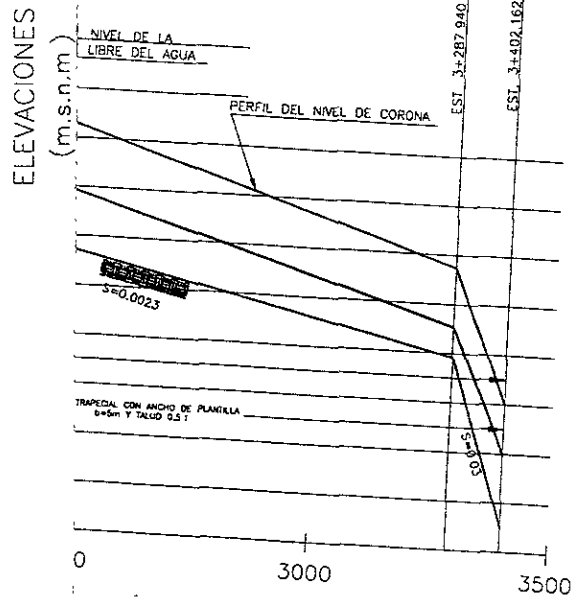
La presente sección estará dedicada al diseño estructural de la obra de excedencias, y comprende la revisión de las condiciones de estabilidad, así como el diseño estructural del tanque amortiguador.



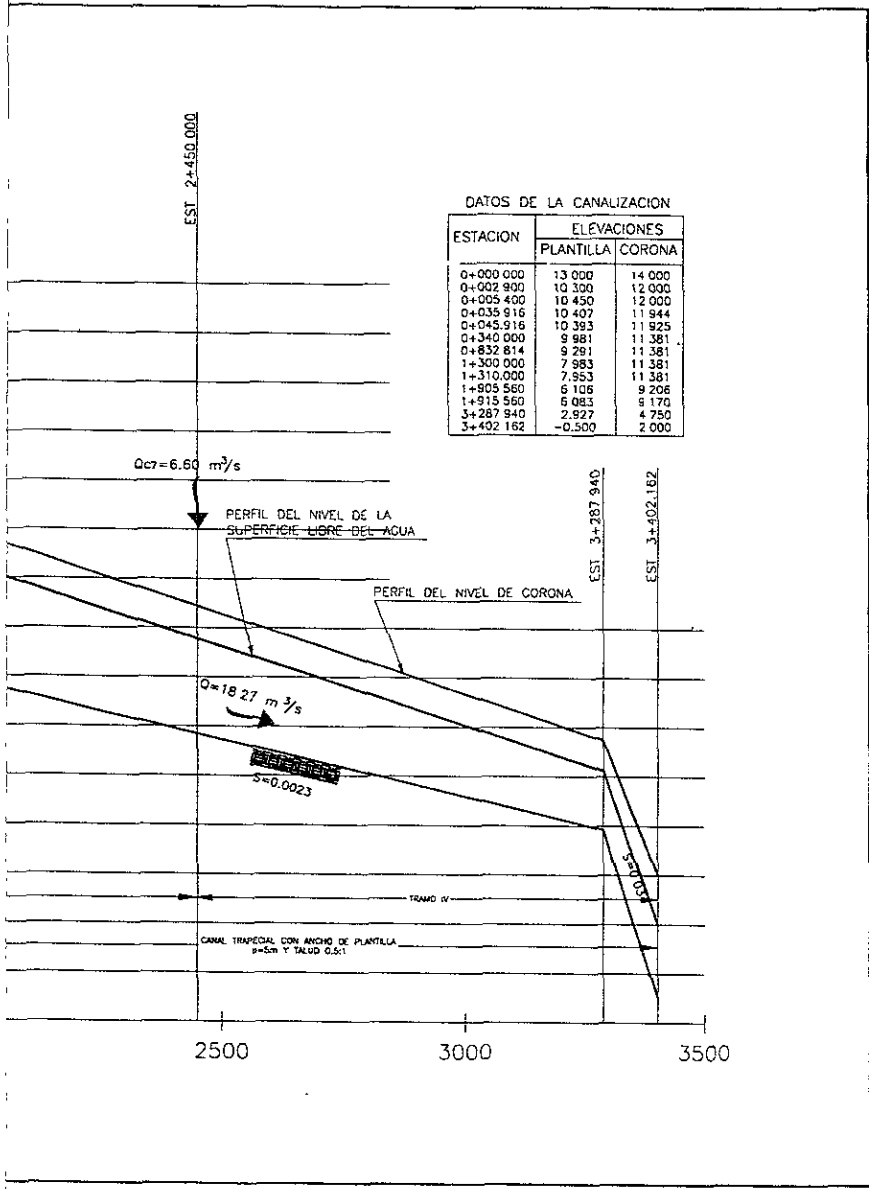
el Escenario 1

DATOS DE LA CANALIZACION

ESTACION	ELEVACIONES	
	PLANTILLA	CORONA
0+000.000	13.000	14.000
0+002.900	10.300	12.000
0+005.400	10.450	12.000
0+035.916	10.407	11.944
0+045.916	10.393	11.925
0+340.000	9.981	11.381
0+832.814	9.291	11.381
1+300.000	7.983	11.381
1+310.000	7.953	11.381
1+905.560	6.106	9.206
1+915.560	6.083	8.170
3+287.940	2.927	4.750
3+402.162	-0.500	2.000



71



el Escenario 3

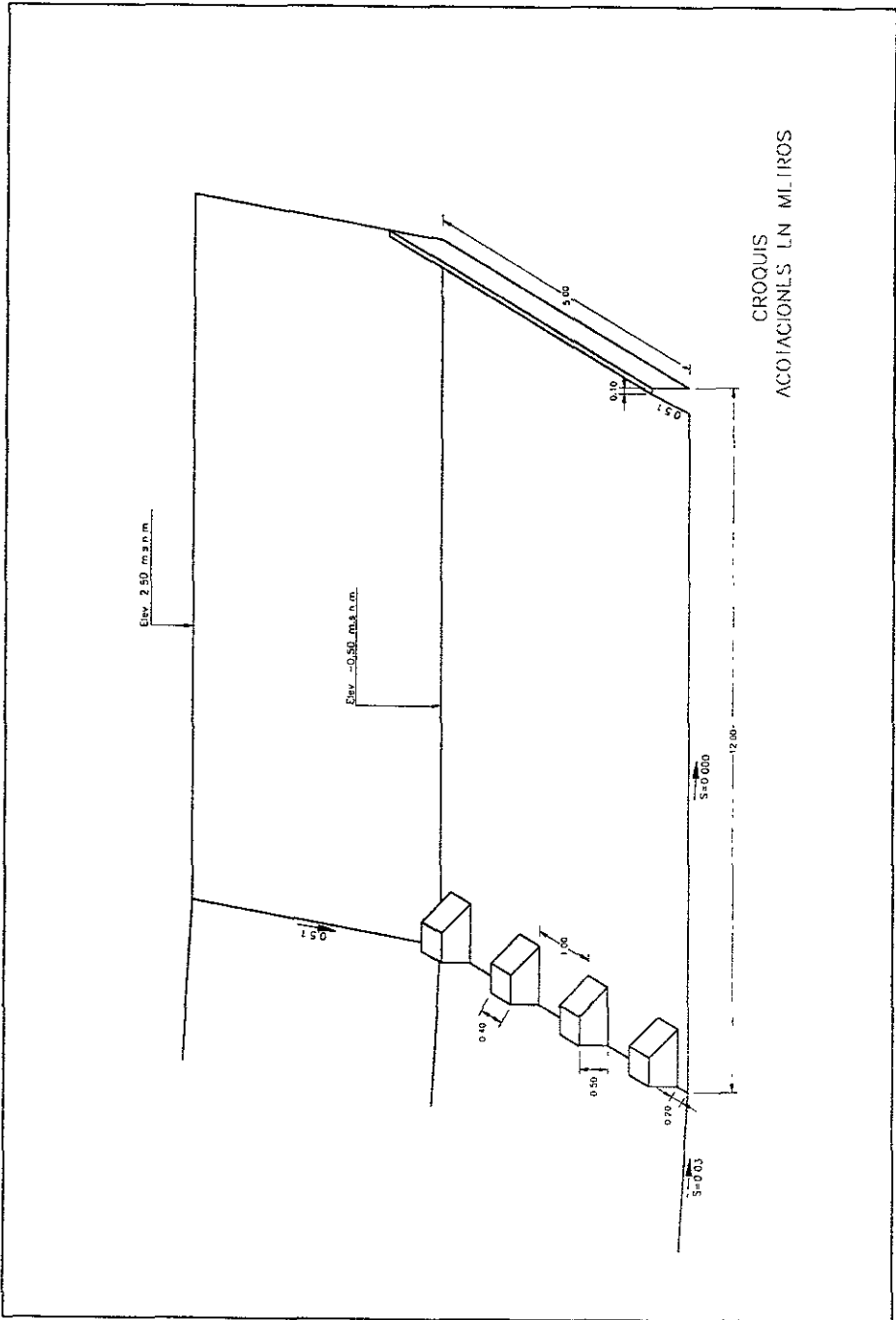


Figura 3.6 Tanque Amortiguador Tipo U.S.B.R. (1) en la Descarga de la Canalización

3.4.1 Revisión de la Estabilidad del Cimacio

Las fuerzas que intervienen en el análisis de estabilidad del cimacio son las debidas al peso propio, a la presión hidrostática y a sismo (Figura 3.7). A continuación presentamos la forma de evaluar cada una de ellas para un ancho unitario.

- Fuerza debida al peso propio, W .

$$W = \gamma_c A$$

donde:

- γ_c peso volumétrico del concreto (2.2 ton/m³)

A: área contenida dentro del perfil del cimacio

La aplicación de esta fuerza es en su centro de gravedad.

- Fuerzas debidas a la presión hidrostática

- Empuje hidrostático, E_h .

$$E_h = \gamma_a h^2 / 2$$

donde:

γ_a : peso volumétrico del agua

h: carga hidrostática

Esta fuerza es aplicada en el centro de gravedad del diagrama de presiones

- Subpresión, U . En este caso se supone una variación lineal de presiones, por tanto:

$$U = C \gamma_a h B / 2$$

donde:

C: coeficiente de subpresión que depende del material de cimentación y de la existencia, o no, de drenes. Considerando que el cimacio estará dotado con drenes, este coeficiente tomará un valor de 0.5.

γ_a : peso volumétrico del agua

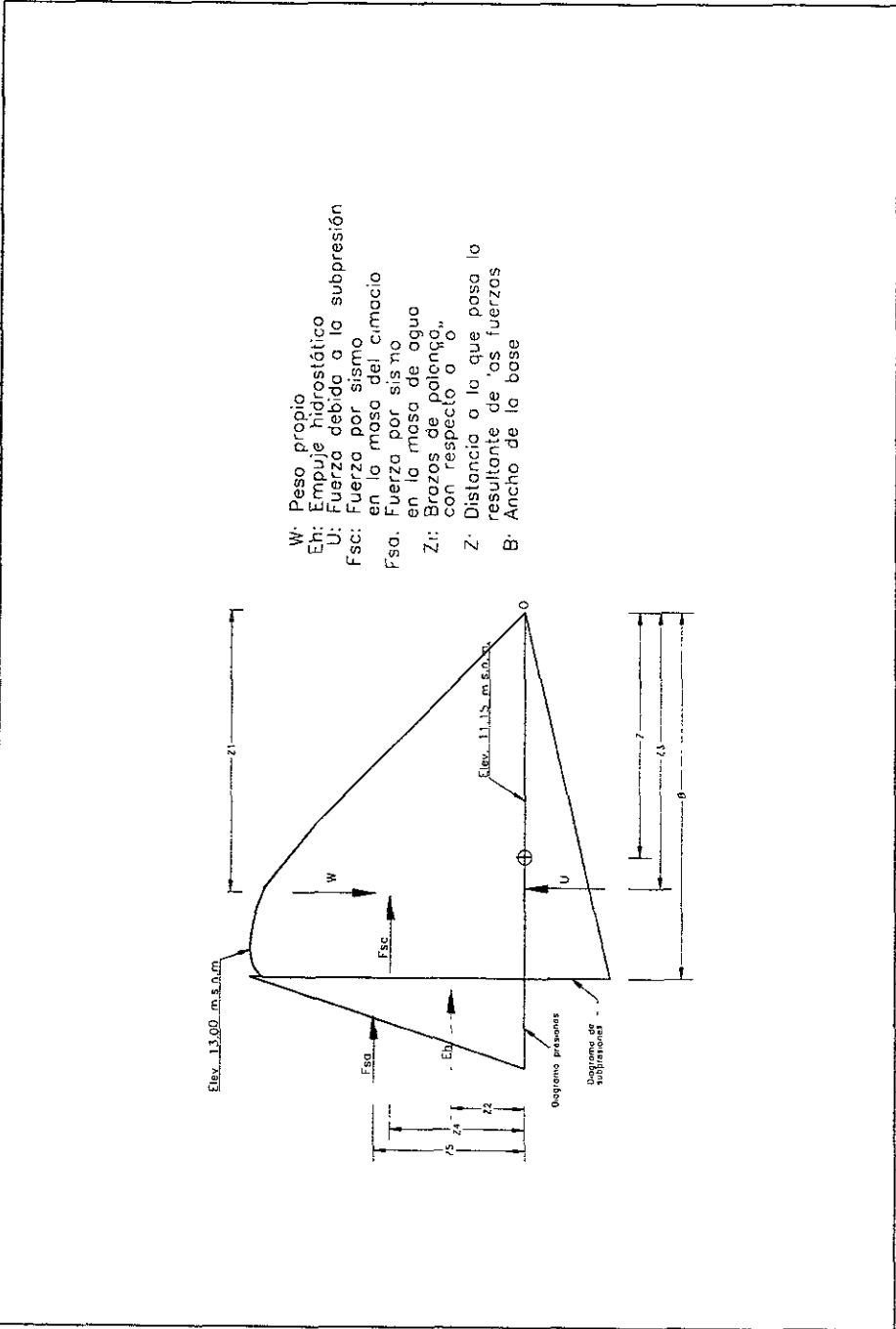


Figura 3.7 Fuerzas que Intervienen en el análisis de Estabilidad

h: carga hidrostática

B: ancho de la base

La fuerza de subpresión también es aplicada en el centro de gravedad del diagrama de presiones.

- Fuerzas debidas a sismo

- En la masa del cimacio, F_{sc} .

$$F_{sc}=cW$$

donde:

c: coeficiente sísmico que es igual a un porcentaje de la gravedad terrestre. Su valor depende del tipo de suelo y de la zona geográfica donde estará ubicada la estructura. De acuerdo con la Referencia 14, para nuestra estructura corresponde un valor $c=0.16$ (Zona A, Suelo tipo II). Considerando además que la estructura puede clasificarse como del grupo B y, que el factor de ductilidad puede tomarse igual a 1.5 cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por muros de concreto reforzado, el valor definitivo de c es:

$$c=0.16 \times 1.0 / 1.5 = 0.10$$

W: peso del cimacio

El punto de aplicación de esta fuerza es en el centro de gravedad del cimacio.

- En la masa de agua, F_{sa} .

$$F_{sa} = \alpha (C_m / 2) \gamma_a c h^2 \sec \theta$$

Esta fuerza es aplicada en:

$$Z_a = \beta h$$

donde:

α y β : valores que dependen de la relación entre la altura total del cimacio y la profundidad a la que se calcula la sobrepresión; para una relación de 1.0, $\alpha=1.44$ y $\beta=0.402$.

C_m : valor que depende de θ , cuando el paramento es vertical ($\theta=0^\circ$), $C_m=0.73$.

γ_a : peso volumétrico del agua

c: coeficiente sísmico

h: carga hidrostática

El análisis de estabilidad del cimacio consiste en verificar el cumplimiento de tres requisitos: no volteo, no deslizamiento y no esfuerzos excesivos en la cimentación. Estos requisitos deben ser cubiertos con factores de seguridad adecuados y bajo diferentes condiciones de carga.

Las condiciones de carga para las que realizaremos el análisis de estabilidad son las siguientes:

- **A.** Cargas usuales ordinarias (peso propio, empuje hidrostático, con el agua en el vaso al nivel de control u ordinario, y subpresión)
- **B.** Cargas extraordinarias
 - **B1** (peso propio, empuje hidrostático, con el nivel de aguas extraordinarias, y subpresión)
 - **B2** (peso propio, empuje hidrostático, con el nivel de aguas ordinarias o de control, subpresión y sismo)

En este trabajo utilizaremos como parámetros de comparación los factores de seguridad que comúnmente son aplicados en el diseño de presas altas (ver Tabla 3.3).

Tabla 3.3 Factores de Seguridad en Presas Altas

CONDICION DE CARGA	Factor de seguridad para el plano de análisis en:	
	El cuerpo de la presa	en la cimentación
A	3.0	4.0
B1	2.5	3.3
B2	2.0	2.7

El coeficiente de seguridad contra volteo, es la relación del momento que tiende a enderezar al cimacio al momento que tiende a volcarlo alrededor del pie del cimacio. Por su parte, el coeficiente de seguridad contra deslizamiento es igual a la relación del coeficiente de fricción estático, a la tangente del ángulo entre una perpendicular a la base y la reacción directa de la cimentación, expresado como:

$$F.S. = \frac{\mu \sum F_V}{\sum F_H}$$

donde:

μ : coeficiente de fricción estático; para cimentaciones de concreto sobre arcilla, puede tomarse $\mu=0.3$ (Referencia16)

$\sum F_V$: suma de fuerzas verticales

$\sum F_H$: suma de fuerzas horizontales

Por otra parte, los esfuerzos en la cimentación, q , deben ser menores a los permisibles. Los esfuerzos en la cimentación están dados por la fórmula de la escuadria:

$$q_{\max} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

donde:

$\sum F_V$: suma de fuerzas verticales

B : ancho de la base

e : excentricidad respecto al centro de gravedad de la base

El análisis de estabilidad para cada una de las condiciones de carga analizadas está resumido en la Tabla 3.4. En ella observamos que:

- Volteo. A pesar de no cumplir con los factores de seguridad, consideramos que la sección es aceptable, si tomamos en cuenta que:
 - a) Las acciones estabilizadoras son siempre mayores en una proporción superior a 2, con respecto a aquellas que tienden a desestabilizar.

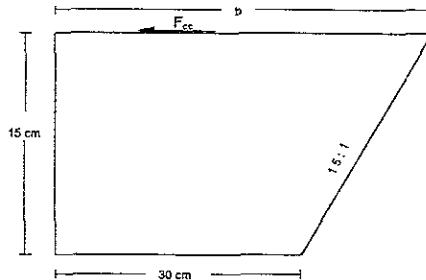
Tabla 3.4 Análisis de Estabilidad del Cimacio

CONDICIÓN DE CARGA A					
VOLTEO	Fuerza [ton]	Brazo respecto a "o" [m]	Momento Estabilizador [ton·m] (+)	Momento Desestabilizador [ton·m] (-)	F.S. = $\frac{\sum M_o +}{\sum M_o -}$
	W=5.00 E _H =1.71 U=1.00	Z ₁ =1.43 Z ₂ =0.85 Z ₃ =1.44	7.15	1.45 1.44	2.47
DESPLAZAMIENTO	$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = \frac{1.71}{4} = 0.43 > \mu = 0.3 \therefore$ DESLIZA F.S. = $\frac{0.3}{0.43} = 0.69$				
ESFUERZOS MAXIMOS EN LA BASE	$q_{max} = \frac{\sum F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{4}{2.16} \left(1 + \frac{6(0.02)}{2.16}\right) = 1.95 \text{ ton / m}^2$ $q_{min} = \frac{\sum F_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{4}{2.16} \left(1 - \frac{6(0.02)}{2.16}\right) = 1.84 \text{ ton / m}^2$ $Z = \frac{\sum M_o}{\sum F_v} = \frac{4.26}{4} = 1.06 \text{ m}$ $e = \frac{2.16}{2} - Z = 0.02 \text{ m} < \frac{2.16}{6} \therefore$ hay únicamente esfuerzos de compresión				
CONDICIÓN DE CARGA B1					
VOLTEO	Fuerza [ton]	Brazo respecto a "o" [m]	Momento Estabilizador [ton·m] (+)	Momento Desestabilizador [ton·m] (-)	F.S. = $\frac{\sum M_o +}{\sum M_o -}$
	W=5.00 E _H =2.43 U=1.21	Z ₁ =1.43 Z ₂ =0.71 Z ₃ =1.44	7.15	1.72 1.74	2.07
DESPLAZAMIENTO	$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = \frac{2.43}{3.79} = 0.64 > \mu = 0.3 \therefore$ DESLIZA F.S. = $\frac{0.3}{0.64} = 0.47$				
ESFUERZOS MAXIMOS EN LA BASE	$q_{max} = \frac{\sum F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{3.79}{2.16} \left(1 + \frac{6(0.11)}{2.16}\right) = 2.29 \text{ ton / m}^2$ $q_{min} = \frac{\sum F_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{3.79}{2.16} \left(1 - \frac{6(0.11)}{2.16}\right) = 1.22 \text{ ton / m}^2$ $Z = \frac{\sum M_o}{\sum F_v} = \frac{3.69}{3.79} = 0.97 \text{ m}$ $e = \frac{2.16}{2} - Z = 0.11 \text{ m} < \frac{2.16}{6} \therefore$ hay únicamente esfuerzos de compresión				
CONDICIÓN DE CARGA B2					
VOLTEO	Fuerza [ton·m]	Brazo respecto a "o" [m]	Momento Estabilizador [ton·m] (+)	Momento Desestabilizador [ton·m] (-)	F.S. = $\frac{\sum M_o +}{\sum M_o -}$
	W=5.00 E _H =1.71 U=1.00 F _{sw} =0.50 F _{ss} =0.18	Z ₁ =1.43 Z ₂ =0.85 Z ₃ =1.44 Z ₄ =0.69 Z ₅ =0.74	7.15	1.45 1.44 0.35 0.13	2.12
DESPLAZAMIENTO	$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = \frac{2.39}{4} = 0.6 > \mu = 0.3 \therefore$ DESLIZA F.S. = $\frac{0.3}{0.6} = 0.5$				
ESFUERZOS MAXIMOS EN LA BASE	$q_{max} = \frac{\sum F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{4}{2.16} \left(1 + \frac{6(0.14)}{2.16}\right) = 2.54 \text{ ton / m}^2$ $q_{min} = \frac{\sum F_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{4}{2.16} \left(1 - \frac{6(0.14)}{2.16}\right) = 1.13 \text{ ton / m}^2$ $Z = \frac{\sum M_o}{\sum F_v} = \frac{3.78}{4} = 0.94 \text{ m}$ $e = \frac{2.16}{2} - Z = 0.14 \text{ m} < \frac{2.16}{6} \therefore$ hay únicamente esfuerzos de compresión				

- b) Los factores de seguridad considerados son aplicables a presas grandes.
- c) El cimacio en su dimensión perpendicular al plano de análisis es pequeño(3m.) y por tanto el efecto de rigidez que tendrán los muros laterales sobre el cimacio será mayor.
- Deslizamiento. También en este caso no cumplimos con los factores de seguridad, sin embargo, si tomamos en cuenta la fuerza por cortante proporcionada por los dentellones del cimacio, el factor de seguridad aumentará considerablemente. Por ejemplo, para la condición de carga A tenemos:

$$F.S. = \frac{\mu \sum F_v}{\sum F_H} = 0.7$$

Tomando en cuenta la fuerza cortante, F_{cc} , dada por el concreto del dentellón ubicado en el paramento aguas abajo



$$F_{cc} = V_c b$$

donde:

V_c : Esfuerzo permisible por cortante en el concreto

$$V_c = 0.29 \sqrt{f'c} \text{ (Reglamento ACI-89, apéndice A)}$$

b : longitud de la base en el plano en que son estudiados los esfuerzos del corte

para una $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$F_{cc} = 0.29 \times \sqrt{200} \times 52.5 \times 100 = 21531 \text{ kg} = 21.5 \text{ ton}$$

$$\therefore F.S. = \frac{\mu \sum F_V + F_{ce}}{\sum F_H} = \frac{(0.3 \times 4) + 21.5}{1.71} = 13.2 \Rightarrow \text{No falla por deslizamiento}$$

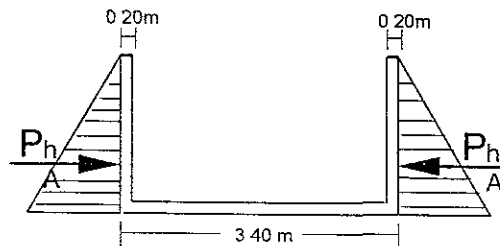
- Esfuerzos en la base. Los esfuerzos en la base son de compresión y muy bajos, el mayor tan sólo es de 5.68 ton/m^2 , para una arcilla media, la capacidad de carga puede tomarse igual a 39 ton/m^2 [Ref. 15], por lo que puede concluirse que no existen esfuerzos excesivos en la base.

Una vez concluido que el cimacio es estable, sólo queda proporcionarle refuerzo para evitar agrietamientos por cambios de temperatura. Debido a que no existe una especificación para estructuras irregulares como el cimacio, proporcionaremos una cantidad de acero que normalmente se asigna en la practica a este tipo de estructuras. Este refuerzo es como aparece en la Figura 3.8

3.4.2 Diseño Estructural del Tanque Amortiguador

El diseño estructural es realizado con base en el Reglamento ACI-89, específicamente lo señalado en su apéndice A, el cual sugiere un método alternativo de diseño (método elástico). Este método es aplicado, debido a que es de uso común en el diseño de obras hidráulicas

Primeramente se diseñaron los muros, los cuales fueron modelados como vigas en cantiliver y sujetos únicamente a la presión del suelo



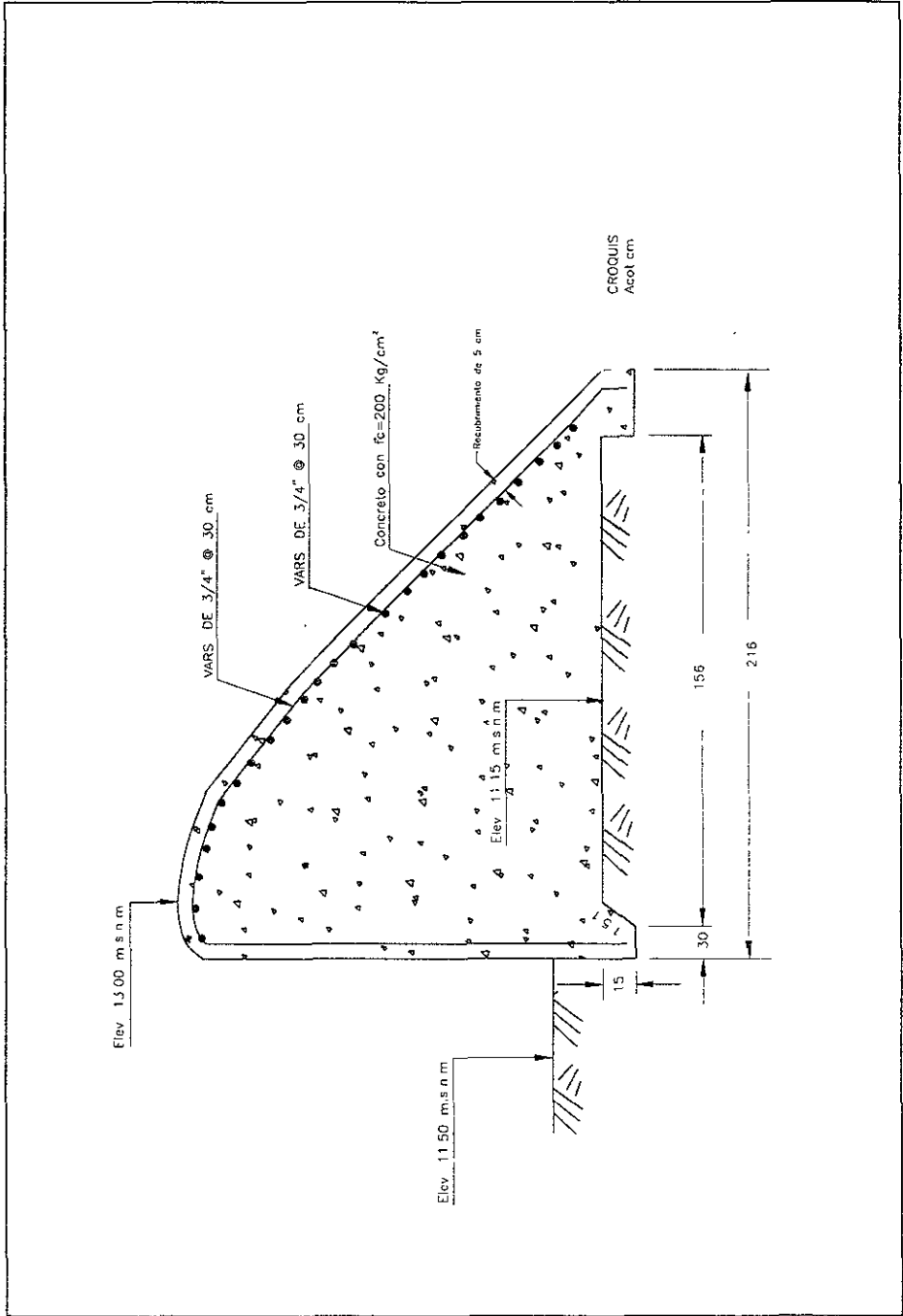


Figura 3.8 Refuerzo Propuesto en el Cimiento

Para calcular la presión del suelo sobre el muro aplicaremos el método semiempírico de Terzaghi, según el cual el empuje esta dado por:

$$P_h = \frac{1}{2} k_h H^2$$

donde:

P_h : Presión del suelo sobre el muro en kg/m

k_h : Coeficiente que depende del tipo de suelo en kg/m²/m

H : Altura del muro en m.

Sabiendo que el tipo de suelo es una arcilla, tomaremos el valor de $k_h = 1550 \text{ kg/m}^2/\text{m}$ [Ref.12].

Aplicando la expresión para la altura del muro $H = 1.9 \text{ m}$.

$$P_h = 2890 \text{ kg/m}$$

Considerando un ancho de 1m, el momento máximo que produce el empuje

$$M_{\text{máx}} = P_h \times H/3 = 183000 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad (\text{valor de diseño})$$

Diseño Estructural

Constantes de diseño:

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45f'_c = 90 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{esfuerzo permisible a compresión del concreto})$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1680 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{esfuerzo permisible del acero})$$

$$n = 10 \quad (\text{relación modular elástica})$$

$$V_c = 0.29\sqrt{f'_c} = 4.10 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{esfuerzo permisible del concreto a cortante})$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{f_c}} = 0.348$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 0.883$$

$$R = \frac{f_c \times K \times j}{2} = 13\,827$$

$$\rho_{\min} = 0.0018$$

- Revisión del peralte

Pc: flexión

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 17 \text{ cm (propuesto)}$$

$$M_{\max} = 183000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$d_{\text{efectivo}} = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = 11.5 \text{ cm} < 17 \text{ cm} \therefore \text{pasa}$$

Por cortante

$$V_{\text{actuante}} = 2890 \text{ kg}$$

$$V = \frac{V_{\text{actuante}}}{b \times d} = 1.0 \text{ kg/cm}^2 < 4.10 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{pasa}$$

- Cálculo del acero de flexión

$$A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d} = 7.25 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{1.27}{100 \times 17} = 0.0043 > 0.0018$$

Proponiendo varillas del No 4 $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{a_s \times 100}{7.25} = 18.5 \text{ cm}$$

∴ Se colocarán varillas del No 4 @ 18.5 cm

Adicionalmente se colocará acero mínimo por cambio de temperatura en dirección perpendicular

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 100 \times 17 = 3.06 \text{ cm}^2$$

La mayor parte de este acero ($A_s = 2.13 \text{ cm}^2$) será colocado en la cara superior, proponiendo varillas del No3 ($a_s = 0.71 \text{ cm}^2$) tenemos:

$$s = \frac{a_s \times 100}{2.13} = 33.3 \text{ cm} \Rightarrow s = 30 \text{ cm}$$

Y en la otra cara $A_s = 1.42 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{a_s \times 100}{1.42} = 50 \text{ cm}$$

Para el diseño de la losa del tanque son tomados en cuenta los momentos que transmiten los muros, así como la reacción del suelo, por el peso de los muros y de la losa.

$$w_{\text{muro}} = 2.4 \times 1.9 \times 0.20 = 0.912 \text{ ton/m}$$

$$w_{\text{losa}} = 2.4 \times 3 \times 0.20 = 1.444 \text{ ton/m}$$

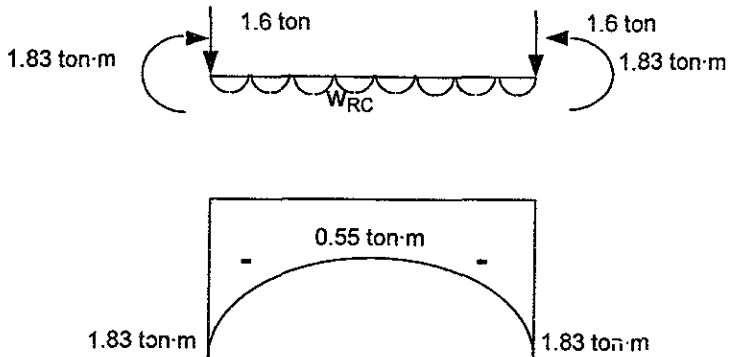
$$W_{\text{total}} = 2w_{\text{muro}} + w_{\text{losa}} = 3.26 \text{ ton/m}$$

∴ La reacción de la cimentación es:

$$w_{\text{RC}} = \frac{W_{\text{total}}}{\text{BL}} = \frac{3.26}{3.4} = 0.96 \text{ ton/m}^2$$

Como estamos analizando un ancho de 1.0 m.

$$w_{\text{RC}} = 0.96 \text{ ton/m}$$



Como el momento máximo de la losa de cimentación es igual al momento de diseño de los muros, colocaremos el acero en forma similar. El croquis de armado para todo el tanque se presenta en la Figura 3.9

3.5 Diseño Estructural de la Obra de Protección

El calculo estructural de los muros y la losa de este tanque amortiguador no se presenta por considerarlo repetitivo, ya que es muy parecido el diseño realizado en la sección anterior, sólo incluimos un croquis de armado para este tanque que aparece en la Figura 3.10. Con el fin de conocer el efecto que tiene la fuerza dinámica sobre los dientes de entrada en el tanque amortiguador; y así poder saber si es necesario refuerzo, a continuación es calculada esta fuerza.

Con fines de simplificar el cálculo consideraremos que la pendiente es horizontal en nuestra sección de control y además los dientes los tomaremos como si fuera un escalón en todo lo ancho del canal, tal y como se muestra en la siguiente Figura.

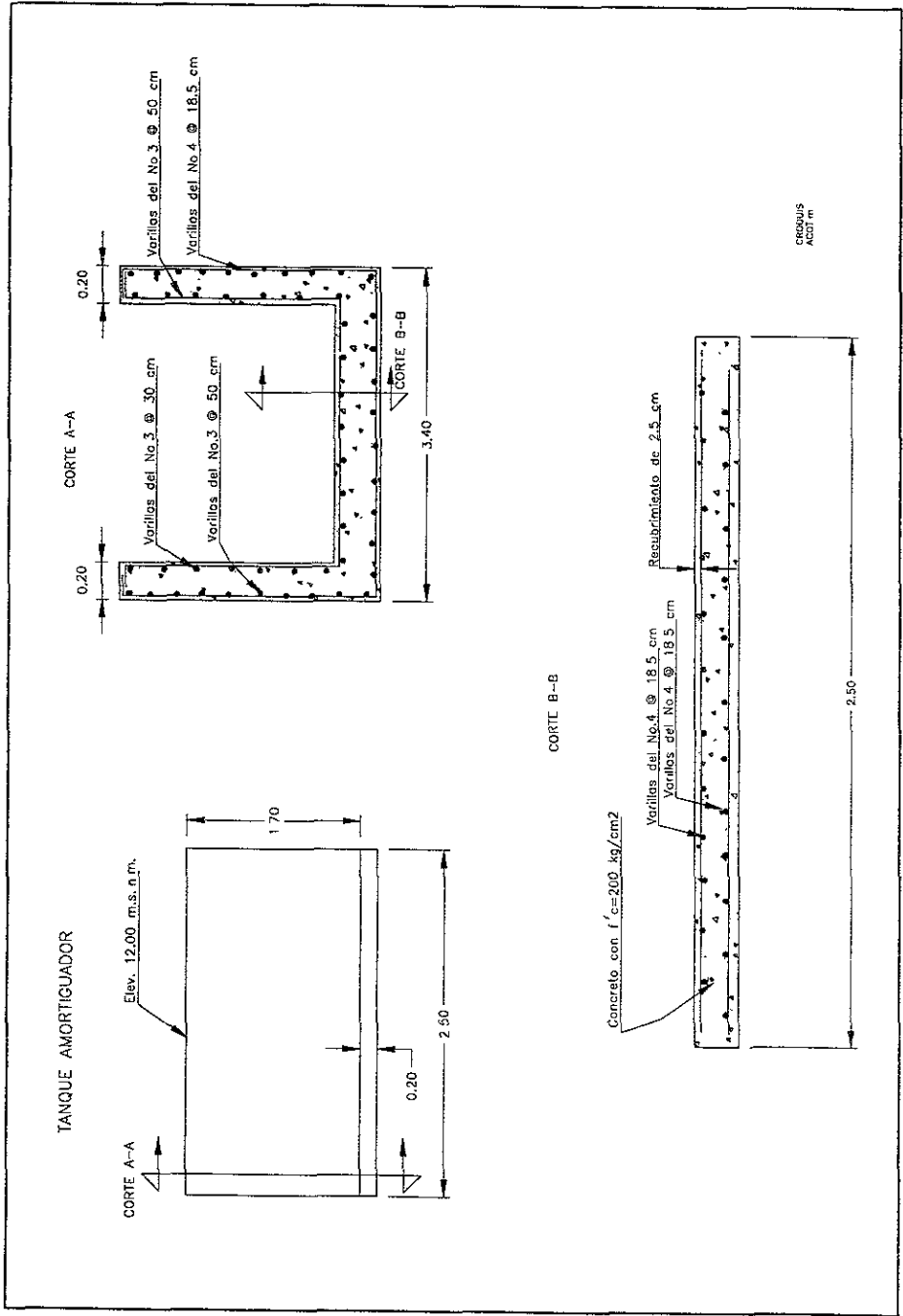
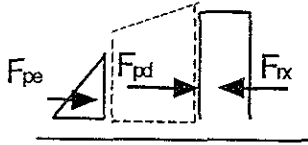


Figura 3.9 Armado del Tanque Amortiguador Colocado al Pie del cimacio



Las fuerzas que actúan son:

F_{pe} : Fuerza estática del agua en la sección

F_{rx} : Fuerza resistente del escalón

F_{pd} : Fuerza dinámica de agua sobre el escalón

La valuación de F_{pe} es de la forma siguiente:

$$F_{pe} = \gamma_w A Z_G$$

Donde:

F_{pe} : Fuerza de presión estática en kg

γ_w : Peso volumétrico del agua en kg/m^3

A : Area hidráulica en la sección en m^2

Z_G : Centro de gravedad de la área hidráulica en m

Datos:

$$A = 2.74 \text{ m}^2$$

$$V = 7 \text{ m/s}$$

$$Z_G = 0.266 \text{ m}$$

$$Q = 19 \text{ m}^3/\text{s}$$

Valuando las fuerzas:

$$F_{pe1} = 1000 (2.74)(0.266) = 729 \text{ kg}$$

Con la ecuación de cantidad de movimiento calcularemos la fuerza F_{rx}

$$\Sigma F = \frac{\gamma}{g} \Sigma QV$$

Planteando la ecuación de cantidad de movimiento

$$729 - F_{rx} = \frac{1000}{9.81} \times 19(-7)$$

Resolviendo

$$F_{rx} = 14286 \text{ kg} \quad \longleftarrow$$

$$F_{pd} = 14286 \text{ kg} \quad \longrightarrow$$

Y la fuerza cortante que resiste los cuatro dientes:

$$F_{resistente} = 4(75 \times 40 \times 4.10) = 49200 \text{ kg}$$

Como nos damos cuenta la fuerza resistente de los cuatro dientes es mucho mayor que la fuerza dinámica total que trae el agua antes de chocar con los dientes del tanque amortiguador, por lo tanto los dientes sólo requerirán acero mínimo.

CAPITULO 4 MONITOREO Y CONTROL DE LA CALIDAD DEL AGUA

Los aspectos observados en el capítulo uno permitieron concluir que de acuerdo a la legislación vigente en materia del agua, únicamente las descargas de aguas residuales en cuerpos receptores como lagunas, deben cumplir con ciertos procedimientos y normas de calidad. Sin embargo, dado que el presente trabajo se refiere al manejo de aguas pluviales en zonas urbanas e industriales, existe la incertidumbre por parte de las autoridades de que estas aguas al descargarse a la Laguna A y B, tengan sustancias negativas que pudieran contaminar. Por lo tanto es necesario llevar a cabo monitoreos de las aguas vertidas a fin de verificar que los contaminantes sean menores a los permisibles en las descargas de aguas residuales.

4.1 Límites Máximos Permisibles

Con Objeto de proteger la calidad de los cuerpos receptores de aguas residuales y posibilitar sus usos, se han establecido límites máximos permisibles de contaminantes, los cuales están contenidos en la Norma Oficial Mexicana NOM-ECOL-001-1996.

Esta norma establece que el promedio diario y el promedio mensual de los contaminantes básicos, metales pesados y cianuro no deben exceder los valores contenidos en la Tabla 4.1 y 4.2. El potencial de hidrogeno, por su parte esta restringido a un rango de 5 a 10 unidades.

Con respecto a la contaminación por patógenos, la norma toma como indicador a los coliformes fecales, a los que les señala un límite máximo permisible de 1000 y 2000 como número mas probable (NMP) por cada 100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente.

Para la determinación de las concentraciones de cada uno de los contaminantes vertidos, se analiza un pequeño volumen de agua que representa el total vertido, estos pequeños volúmenes son las muestras; la norma distingue dos tipos de muestras, las simples y las compuestas y en función de ellas define el promedio diario y mensual.

Una muestra simple es la que se toma en el punto de descarga, de manera continua, en un día normal de operación que refleja cuantitativa y cualitativamente el o los procesos más representativos de las actividades que generan la descarga, durante el tiempo necesario para completar cuando

Tabla 4.1 Límites Máximos Permisibles para Contaminantes Básicos

PARAMETROS (*)	RIOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES						AGUAS COSTERAS						SUELO		HUMEDALES NATURALES	
	Uso en riego agrícola (A)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)		Explotación pesquera navegación y otros usos (A)		Recreación (B)		Estuarios		Uso en riego agrícola (A)		(B)			
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente
Temperatura °C (1)	N.A.	N.A.	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	N.A.	N.A.	40	40	40
Grasas y aceites (2)	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25
Materia Plástica (3)	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente
Sólidos sedimentables (mil)	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
Sólidos Suspendedos Totales	150	200	75	125	40	60	75	125	40	60	100	100	175	75	125	75	125	N.A.	N.A.	75	125	
Demanda Bioquímica de oxígeno	150	200	75	150	30	60	75	150	30	60	100	100	200	75	150	75	150	N.A.	N.A.	75	150	
Nitrógeno Total	40	60	40	60	15	25	40	60	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	
Fósforo Total	20	30	20	30	5	10	20	30	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	

(1) Instalación, (2) Muestra Simple Promedio ponderado, (3) Ausente según el Método de la Prueba, según en la NMX-AA-006, (*) Medios de Materia Total; P.D. = Promedio Diario, P.M. = Promedio Mensual, N.A. = No es aplicable

Tabla 4.2 Límites Máximos Permisibles para Metales Pesados y Cianuros

PARAMETROS (*)	RIOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES						AGUAS COSTERAS						SUELO		HUMEDALES NATURALES	
	Uso en riego agrícola (A)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)		Explotación pesquera navegación y otros usos (A)		Recreación (B)		Estuarios		Uso en riego agrícola (A)		(B)			
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente
Arsénico	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4
Cadmio	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.05	0.1
Cianuro	2	3	1	2	1	2	2	3	1	2	2	2	2	3	1	2	2	3	1	2	2	3
Cobre	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6
Cromo	1	1.5	0.5	1	0.5	1	1	1.5	0.5	1	0.5	1	1	1.5	0.5	1	1	1.5	0.5	1	0.5	1
Mercurio	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01	0.01	0.02	0.005	0.01	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.005	0.01
Níquel	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4
Plomo	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	5	10
Zinc	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20

(*) Medios de Materia Total, P.D. = Promedio Diario, P.M. = Promedio Mensual, N.A. = No es aplicable; (A), (B) y (C) Tipo de cuerpo Receptor según la LFDMA

menos, un volumen suficiente para que se lleven los análisis necesarios para conocer su composición, aforando el caudal descargado en el sitio y en el momento del muestreo.

El volumen de cada muestra simple, necesario para formar la muestra compuesta se determina mediante la siguiente ecuación:

$$VMSi = VMC * (Qi/Qt)$$

donde:

VMSi = Volumen de cada una de las muestras simples "i", litros

VMC = volumen de la muestra compuesta necesario para realizar la totalidad de los análisis de laboratorio requeridos, litros.

Qi = Caudal medio en la descarga

Qt = Qi hasta Qn, litros por segundo

La muestra compuesta es el resultado de la mezcla de muestras simples según lo indicado en la Tabla 4.3

Tabla 4.3 Frecuencia de Muestreo para la Conformación de Muestras Compuestas para Análisis de Aguas Residuales Vertidas a Cuerpos Receptores Propiedad de la Nación

HORAS POR DÍA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA	NUMERO DE MUESTRAS SIMPLES	INTERVALO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (HORAS)	
		MINIMO	MAXIMO
Menor que 4	mínimo 2	-	-
De 4 a 8	4	1	2
Mayor que 8 y hasta 12	4	2	3
Mayor que 12 y hasta 18	6	2	3
Mayor que 18 y hasta 24	6	3	4

Habiendo definido lo que es una muestra simple y una compuesta, podemos decir como esta definido el promedio diario y el promedio mensual.

Promedio diario. Es el valor que resulta del análisis de una muestra compuesta. En el caso del parámetro grasas y aceites es el promedio ponderado en función del caudal, y la media geométrica

para los coliformes fecales, de los valores que resulten del análisis de cada una de las muestras simples tomadas para formar las muestras compuestas. Las unidades de pH no deberán estar fuera del rango permisible en ninguna de las muestras simples.

Promedio mensual. Es el valor que resulte de calcular el promedio ponderado en función del caudal, de los valores que resulten del análisis de al menos dos muestras compuestas (promedio diario).

Cabe aclarar que la Ley Federal de Derechos en Materia del Agua (1997) también establece límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a bienes propiedad de la nación (Tabla 4.4), los cuales prácticamente son los mismos a los contenidos en la norma y son utilizados para calcular los pagos a los que se hacen acreedores los responsables de las descargas cuando los rebasen.

El monto del derecho a pagar por cada contaminante que rebase los límites máximos permisibles, considera el volumen de aguas descargadas trimestralmente y la carga de contaminantes respectivos de la siguiente forma

I Para coliformes fecales, el importe del derecho se determinará conforme a lo siguiente: si la descarga presenta un valor que supere el límite máximo permisible de 1000 como número mas probable (NMP) por cada 100 mililitros; se multiplicará cada metro cúbico descargado por trimestre por \$0.50 si se trata de un cuerpo receptor tipo A y por \$0.25 para un cuerpo receptor tipo B o C.

II Para el potencial de Hidrógeno (pH), el importe del derecho se determinará de acuerdo a las cuotas indicadas en la Tabla 4.5, si la descarga se encuentra fuera de los límites máximos permisibles, superior a 10 o inferior a 5 unidades.

III Para los contaminantes básicos metales pesados y cianuros debe buscarse en la Tabla 4.6 el índice de incumplimiento (porcentaje en que son rebasados los límites máximos permisibles expresado en forma decimal) para ubicar la correspondiente cuota por cada kilogramo de contaminantes descargados en un trimestre. En la Tabla 4.6 sólo incluimos índices de incumplimiento de hasta 2, aunque en la LFDMA se contempla índices mayores a 5, para los cuales corresponde una cuota máxima por kilogramo de \$2.50 y \$100 para contaminantes básicos y metales pesados y cianuros.

Tabla 4.4 Límites Máximos Permisibles para Contaminantes Básicos, Metales Pesados y Cianuros

CONTAMINANTES	DESCARGA A UN CUERPO RECEPTOR TIPO*		
	A	B	C
	Concentración en miligramos por litro		
Grasas y Aceites	15	15	15
Sólidos Suspendidos Totales	150	75	40
Demanda Bioquímica de Oxígeno Total	150	75	30
Nitrógeno Total	40	40	5
Fósforo Total	20	20	5
Arsénico	0.2	0.1	0.1
Cadmio	0.2	0.1	0.1
Cianuros	2.0	1.0	1.0
Cobre	4.0	4.0	4.0
Cromo	1.0	0.5	0.5
Mercurio	0.010	0.005	0.005
Níquel	2.0	2.0	2.0
Plomo	0.5	0.2	0.2
Zinc	10.0	10.0	10.0

*Cuerpos receptores según la Ley Federal de Derechos en Materia de Agua.

convencional.

Metales pesados y cianuros. Son aquéllos que en concentraciones por encima de determinados límites pueden producir efectos negativos en la salud humana, flora o fauna.

Contaminantes patógenos y parasitarios. Son aquellos microorganismos, quistes y huevos de parásitos que pueden estar presentes en las aguas residuales y que representen un riesgo a la salud humana, flora o fauna.

Estuario. Es el tramo del curso de agua bajo la influencia de las mareas que se extiende desde la línea de costa hasta el punto donde la concentración de cloruros en el agua es de 250 mg/l.

Humedales naturales. Las zonas de transición entre los sistemas acuáticos y terrestres que constituyen áreas de inundación temporal o permanente, sujetas o no a la influencia de mareas como pantanos, cienegas y marismas, cuyos límites lo constituyen el tipo de vegetación hidrófila de presencia permanente o estacional; las áreas donde el suelo es predominantemente hídrico, y las áreas lacustres o de suelos permanentemente húmedos originadas por las descargas natural de acuíferos.

Demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅). Cantidad de oxígeno consumido por la actividad metabólica de microorganismos, en un periodo de cinco días, a 20°C, considerando la suma de las concentraciones solubles y en suspensión.

Grasas y aceites. Cualquier material que puede ser recuperado como una sustancia soluble, en los siguientes solventes: n-hexano, triclorotrifluoroetano o una mezcla de 80% de n-hexano y 20% de metilterbutileter.

Uso público urbano. La utilización de agua nacional para los centros de población o asentamientos humanos, destinada para el uso y consumo humano, previa potabilización.

Tipos de cuerpo receptor. La clasificación de los cuerpos receptores responde a su capacidad de asimilación y dilución de contaminantes. La LFDMA clasifica a los cuerpos receptores en tres tipos: A, B y C, y da una lista con el nombre del cuerpo receptor y su ubicación. En esta lista nos damos cuenta que los cuerpos receptores que tienen un uso público urbano pueden ser tipo B o C, siendo los B generalmente ríos y los C presas, lo cual es razonable ya que los ríos tienen una capacidad mayor de asimilación y dilución de contaminantes.

4.2 Monitoreo y Control de la Calidad del Agua

El monitoreo que proponemos se realice, consiste en la toma de muestras de las aguas que son vertidas en las Lagunas A y B, así como en un punto inmediato a la salida de la Laguna A, que podría ser el inicio del canal. De esta manera obtendríamos las características de la calidad del agua en tres sitios, que nos permitirían determinar:

1. Si los posibles contaminantes vienen de la zona industrial o de la zona urbana
2. Si la Laguna A retiene contaminantes
3. Si sólo existen contaminantes específicos
4. En caso de que las concentraciones superen los límites máximos permisibles establecidos en la norma NOM-ECOL-001-1996 para cuerpos receptores tipo B que tienen un uso de recreación, tomar las medidas necesarias.

Es preciso especificar que la toma y análisis de las muestras deberán apearse a lo señalado en la norma ya mencionada.

Una medida que podría tomarse en caso de rebasar los límites máximos permisibles es la de desviar las primeras aguas de lluvia, hacia las plantas de tratamiento de las industrias. Como fue planteado en el estudio presentado en el capítulo uno, las primeras aguas de lluvia en general son las más contaminadas.

Como medidas adicionales e independientes de la anterior proponemos las siguientes:

- Debido a que el canal operará sólo en época de lluvias, será necesario darle un mantenimiento por lo menos una vez al año, pero siempre antes de que de inicio el período de lluvias, esto con el fin retirar azolves y basura que pudiera acumularse
- Colocar rejillas en un sitio preferiblemente antes de la rápida con objeto de retener basuras que pudieran ser arrastradas por los escurrimientos que interceptan la canalización.

CAPITULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones y recomendaciones que emitiremos en este capítulo están enfocadas a los aspectos hidrológicos, hidráulicos y ambientales, ya que forman la parte medular del proyecto de esta tesis.

5.1 Conclusiones

- Debido al potencial riesgo de inundación que amenaza al área que ocupará la nueva planta química, se requiere una obra que brinde protección.
- La solución viable, técnica y económicamente, es la de aprovechar la capacidad de regulación de la Laguna A y dotarla de una obra de excedencias que vierta el agua excedente hacia un canal, el cual la conduzca finalmente hasta un sitio de disposición seguro: la Laguna B
- Con esta solución el comportamiento de la Laguna A, ante la precipitación de diseño ($T_r=100$ años), resulta satisfactorio, pues con una cresta vertedora a una elevación de 13.00 m.s.n.m. y una longitud de cresta de 3 metros conseguimos una capacidad de regulación del 15.8 % y una sobre-elevación máxima en el nivel de la Laguna de 0.39 m, el cual no representa peligro alguno, ya que queda por debajo del nivel de corona del dique que confinará la laguna. Este dique tendrá su nivel de corona a la elevación de 14.00 m s.n m.
- El canal por su parte, conducirá un gasto que se incrementará debido a las aportaciones de las cuencas que cruza. Al respecto cabe resaltar la importancia que tiene el hecho de considerar distintos escenarios de desarrollo y drenaje que pueden sufrir las cuencas que interceptan, pues de ellas dependerá la magnitud del incremento del gasto original. Con respecto al funcionamiento hidráulico de la canalización, tenemos que este tendrá un flujo subcrítico en la mayor parte de su longitud, sólo su tramo final (la rápida) tendrá un régimen supercrítico en el que alcanzara velocidades de hasta 7 m/s; además debido a la inclusión de un tramo de sección circular en el canal se generará un remanso hacia aguas arriba de donde comienza dicha sección
- Con respecto a los volúmenes de agua descargados en la Laguna B, estos no producen peligro de inundación al área circunvecina, en virtud de la gran capacidad de almacenamiento. Así bajo el

escenario más desfavorable, el nivel medio de la Laguna B (situado a una elevación de 1 m.s.n.m.) aumenta tan solo 0.35 m.

- Relacionado con las descargas efectuadas en las lagunas A y B, están los aspectos ambientales involucrados en dichas operaciones. Debido a la falta de difusión de los pocos estudios que existen con relación a la contaminación de ríos o depósitos naturales como las realizadas en las lagunas A y B, se tiende a minimizar sus efectos negativos y confiar que el propio ambiente es capaz de neutralizarlos. Sin embargo los pocos estudios que hay indican que el agua de lluvia, ya no puede considerarse como poseedora de concentraciones mínimas de contaminantes, sobre todo las provenientes de las zonas urbanas. Por lo tanto es necesario poner atención a estos aspectos y tomar las medidas pertinentes.

5.2 Recomendaciones

- Es fundamental que las hipótesis con las que fue realizado el estudio hidrológico y el funcionamiento hidráulico de la canalización sea cumplida, esta es la de manejo exclusivo de aguas pluviales, pues ello valida los resultados generados en este trabajo.
- A pesar de que la Laguna B es capaz de recibir volúmenes de agua de todas las cuencas que a ella descargan, sin ocasionar problemas a las zonas aledañas, es conveniente que sea comunicada de manera directa con la Laguna C ubicada al sur, lo que brindaría una mayor seguridad.
- Deberán monitorearse las aguas que son descargadas a las Lagunas A y B para verificar si cumplen con los límites máximos permisibles que contempla la norma NOM-ECOL-001-1996 y en caso que sean superados estos límites tomar las medidas necesarias.

REFERENCIAS

1. Lilia A. Albert, López Moreno Sergio y Flores Julio. La contaminación y sus riesgos para la salud y el ambiente. Centro de Ecología y Desarrollo. Programa Efectos Ambientales de los Plaguicidas y de los Deshechos Tóxicos y Peligrosos. México. D.F. Oct. 94.
2. Flores Rodríguez Julio, Barcêlo Icela, Solís Hugo E. y Thevenot Daniel. Caracterización fisicoquímica de las aguas de drenaje unitario en tiempo de lluvias". Ingeniería Civil, Revista del Colegio de Ingenieros Civiles de México, No 316, p.p. 12-18.
3. Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente. Publicada en el Diario Oficial de la Federación el 13 de diciembre de 1996.
4. Ley Federal de Aguas Nacionales y su Reglamento. Publicados en el Diario Oficial de la Federación el 1 de diciembre de 1992 y el 12 de enero de 1994, respectivamente.
5. Ley Federal de Derechos. Publicada en el Diario Oficial de la Federación el 30 de diciembre de 1996. Editada por la CNA.
6. Norma Oficial Mexicana NOM-001-ecol-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales. Publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1997.
7. Aparicio Mijares. Hidrología de superficie. Editorial Limusa. 1ª edición. México 1989.
8. Chow Ven Te, Maidment R. David y Mays W Larry. Hidrología Aplicada. Editorial McGraw Hill. 1ª edición. Bogotá Colombia, 1995.
9. Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Sección Hidrotecnia, A.2.10. Obras de excedencias. Mexico 1988.
10. Springall Rolando. Curso de hidrología de superficie 1992-1993 (Posgrado).
11. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática, INEGI. Mapas de efectos climatológicos: F14 3-6, F14-2, F14-5.

12. Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Mapas de isoyetas.
13. Portland Cement Association. Presas pequeñas de concreto. Editorial Limusa 1ª edición. México 1989
14. Chow Ven Te. Hidráulica de los canales abiertos. Editorial Diana. 1ª edición México 1985.
15. Manual de diseño de obras civiles de la CFE (sección C estructuras, Tema1 cap 3 "Diseño por sismo")
16. Diseño de presas pequeñas. U.S B.R.
17. Juárez Badillo. Mecánica de suelos, Tomo II. Editorial Limusa 2ª edición. México 1987.
18. Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-89) y comentarios. IMCYC. 1ª edición. México 1991.
19. Raip B Park, Walter E Hanson, Tomas Thurborn. Ingeniería de cimentaciones. Editorial Limusa 2ª edición. México 1991.