

***UNIVERSIDAD AUTONOMA AGRARIA  
"ANTONIO NARRO"  
DIVISION DE INGENIERIA***



***Proyecto de Rehabilitación de la Presa  
Derivadora del Ejido "La Angostura"***

***Por :***

***JOSE DE JESUS ESPARZA CLAUDIO***

**TESIS**

***Presentada como Requisito Parcial para  
Obtener el Título de :***

***Ingeniero Agrónomo en Irrigación***

***Buenavista, Saltillo, Coahuila, México.***

*Diciembre de 1999*

**UNIVERSIDAD AUTONOMA AGRARIA  
ANTONIO NARRO**

DIVISION DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO DE RIEGO Y DRENAJE

**Proyecto de Rehabilitación de la Presa Derivadora  
del Ejido “La Angostura”**

Por :  
**JOSE DE JESUS ESPARZA CLAUDIO**

Como trabajo de opción a  
**TESIS**

Que somete a consideración del H. Jurado Examinador como requisito parcial para  
obtener el título de :

**INGENIERO AGRONOMO EN IRRIGACION**

Aprobada :

---

**MC. MANUEL GONZÁLEZ MOLINA  
ASESOR PRINCIPAL**

---

**DR. JAVIER DE J. CORTÉS BRACHO  
1<sup>er</sup> COASESOR**

---

**DR. FELIPE DE J. ORTEGA RIVERA  
2<sup>do</sup> COASESOR**

---

**MC. SERGIO Z. GARZA VARA  
SUPLENTE**

---

**MC JESUS VALENZUELA GARCIA  
COORDINADOR DE LA DIVISION DE INGENIERÍA**

Buenavista, Saltillo, Coahuila, Diciembre de 1999

## DEDICATORIA

Dedico este trabajo a :

Mis padres : Sr. Luz Gabriel Esparza Barba. y Sra. María de Jesús Claudio Castillo  
Con mucho amor, cariño y agradecimiento, por haberme guiado por el camino correcto y apoyado siempre lo que me llevó a dar este paso tan importante en mi vida. Les estaré eternamente agradecido.

Mis hermanos : Luz Gabriel, Elizabeth, Hugo, Marcela, Abraham, Mercedes y Sarah:  
Como una muestra por el gran cariño y amor que son un estímulo de superación personal, en la vida.  
Y muy especialmente a mi hermano Gabriel, por el gran apoyo incondicional que me ha brindado como amigo y hermano.

Mis compañeros y amigos por siempre, la generación LXXXVIII  
Roberto Azorin Delgado  
Humberto Rodríguez González  
Gilberto Calvo Villatoro  
Jaime Zavala García  
Enoc Casanova Calles  
Miguel Angel Estrada de León  
Jorge Martín Muñoz Rocha  
Mario Hernandez Ortiz  
Luis Rodolfo Hernandez Cruz

Dedico de una forma muy especial esta tesis a mi novia Lidia Yesenia Buendia Romero, por su gran amor que me ha brindado, a su paciencia que me ha tenido durante estos 2 años y a sus porras que me ayudaron mucho.

## AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a :

Dios todo poderoso por haberme dado la vida y salud los cuales me permitieron tener esta experiencia de superarme como profesionista.

A mi alma Mater la Universidad Autónoma Agraria “Antonio Narro”, y al departamento de Riego Y Drenaje, por haberme recibido en su seno y darme todo lo necesario para lograr una de mis metas que tanto anhelé.

Al MC. Manuel González Molina, Por ser un gran maestro y amigo, su valiosa accesoria y paciencia que fue la base para la realización de esta tesis.

Al DR. Javier de J. Cortes Bracho, por su valiosa ayuda y consejos para que este trabajo se realizara

Al MC. Sergio S. Garza Vara, Por ser un gran profesor, y por sus valiosos consejos durante mi carrera.

Al DR. Felipe de J. Ortega, Por ser un amigo y a sus consejos en mi formación profesional.

Al MC Luis Edmundo Ramírez Ramos, por su gran ayuda y consejos para que este proyecto se realizara.

Al MC. Luis Samaniego, Por considerarme un amigo y por ser una super persona, así como sus consejos par mi formación profesional.

Al ING. Arturo Carranza, Por ser un amigo y a sus consejos en mi formación profesional.

Al MC. Gregorio Briones, por ser un gran amigo, y por sus valiosos consejos,

Al ING. Rene Buendia Romero, por su gran ayuda y amistad que fueron la base para iniciar este trabajo

A mis grandes amigos Adrian, Paulo, Marcos, Jesus, Jorge, Jaime, German, Armando, Canelo, Anacleto, que me ayudaron a realizar este trabajo y su apoyo incondicional a todos ellos gracias.

Y a todas aquellas personas que de alguna u otra forma me ayudaron a terminar mi carrera y mi tesis.

## INDICE

<b>INTRODUCCIÓN</b>	1
1.1. Justificación	3
1.2. Objetivos	3
<b>REVISIÓN DE LITERATURA</b>	
2. Aspectos hidrológicos	4
2.1. Hidrología	4
2.1.1. Clima	4
2.1.2. Irregularidades del régimen hidrológico	5
2.1.3. Análisis de la distribución plúviométrica	5
2.1.4. Distribución log-normal	6
2.1.5. Distribución log-Pearson III	6
2.1.6. Distribución extrema de Gumbel	7
2.1.7. Interpolación lineal	8
2.1.8. Prueba de ajuste de Kolmogorov-Smirnov	8
2.2. Intensidades de las lluvias	9
2.3. Determinación del volúmen escurrido	9
2.3.1. Método del servicio de conservación de suelos de los E.U.	10
2.3.1.1. Estimación del volúmen de escurrimiento	10
2.4. Lámina media equivalente	11
2.5. Tiempo de concentración	11
2.6. Cálculo de volúmenes y construcción del hidrograma triangular	12
2.7. Avenida máxima del proyecto	13
2.8. Determinación de la avenida por el método de la sección y la pendiente	13
2.9. Periodo de retorno de las obras	14
3. Estructuras Constituyentes de la obra	14
3.1. Obra de toma	14
3.2. Capacidad de la toma en corrientes intermitentes	15
3.3. Estructura limitadora típica	16
3.3.1. Vertedor lateral	16
3.3.2. Limitador de gasto con pantalla	21
3.4. Canal	21
3.4.1. Partes físicas de un canal	21
3.4.2. Elementos técnicos de un canal	22
3.4.3. Clasificación de canales	22
3.4.4. Diseño hidráulico de canales	23
3.4.5. Régimen crítico en canales	25
3.5. Características del vertedor	27
3.6. Vertedores con cimacio Creager	27
3.7. Azolves y acarros de las crecientes	28
<b>MATERIALES Y MÉTODOS</b>	
4.1. Antecedentes	29
4.2. Descripción del área	29
4.3. Descripción de la obra	32
4.4. Localización y delimitación de la cuenca	33

4.5. Procesamiento de datos de precipitación	37
4.6. Prueba de ajuste de Kolmogorov-Smirnov	37
4.7. Determinación de periodo de retorno	38
4.8. Estimación de la lluvia de diseño	39
4.9. Determinación del volúmen escurrido por medio de la sección y la pendiente	39
4.10. Método del servicio de conservación de suelos de los E.U.	40
4.11. Lámina media equivalente	42
4.12. Tiempo de concentración	42
4.13. Cálculo de volúmenes	43
4.14. Carga hidráulica en la toma	44
4.15. Capacidad de la toma	44
4.16. Diseño del canal	45
4.17. Cálculo del vertedor lateral	46
4.18. Cálculo de las coordenadas del cimacio tipo Creager	47
4.19. Caída vertical	47
4.20. Dimensiones del estanque	48
4.21. Cálculo de volúmenes de azolve	48
4.22. Número de Froude	49
<b>RESULTADOS</b>	
5.1. Características y área de la cuenca	50
5.2. Datos procesados de precipitación	50
5.3. Parámetros de las distribuciones para los tres meses	51
5.4. Prueba de ajuste de Kolmogorov-Smirnov	52
5.5. Periodo de retorno de la obra	54
5.6. Determinación de la lluvia de diseño	54
5.7. Método de la sección y la pendiente	55
5.8. Método de servicio de conservación de suelos de los E.U.	56
5.9. Determinación de lámina media equivalente	57
5.10. Parámetros de la cuenca	58
5.11. Determinación del tiempo de concentración	59
5.12. Determinación de los volúmenes	59
5.13. Selección del gasto de la avenida de diseño	60
5.14. Determinación de la carga hidráulica de la toma	61
5.15. Capacidad de la toma	62
5.16. Determinación del área que se puede regar	63
5.17. Selección de la compuerta	63
5.18. Diseño de las secciones del canal	63
5.18.1. Primera sección de canal	63
5.18.2. Segunda sección del canal	64
5.18.3. Cálculo del vertedor lateral	65
5.20. Cálculo de las coordenadas del cimacio tipo Creager	66
5.21. Especificaciones de la caída vertical	67
5.22. Dimensión del estanque	68
5.23. Toma de salida del estanque	68

5.24. Canal de distribución	69
5.25. Longitud de la transición entre la toma de salida del estanque y el canal de distribución	70
5.26. Volúmen a retirar de azolve de la cortina aguas arriba	70
5.27. Volúmen a retirar de tierra para el paso del canal	71
5.28. trazo del canal	72
5.29 Determinación del número de Froude antes del vertedor lateral y el salto hidráulico en la caída.	72
<b>CONCLUSIONES</b>	75
<b>RECOMENDACIONES</b>	77
<b>ANEXO DE TABLAS</b>	78
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	104

## INDICE DE TABLAS

		página
3.1.	Valores de coeficiente de rugosidad (n) de acuerdo al revestimiento del canal	23
3.2.	Valores de talud (Z) para canales, recomendables para proyecto	23
3.3.	Valores de velocidades anticorrosivas en canales, recomendables para proyecto	23
4.1.	Valores para la comparación de la prueba de Kolmogorov-Smirnov	38
4.2.	Determinación del Tr de acuerdo al tipo de obra	39
4.3.	Datos para el trazo del perfil de un cimacio tipo Creager usando la formula de Scimemi	47
4.4.	Taludes recomendados para secciones homogéneas	48
5.1.	Procesamiento de datos de junio	50
5.2.	Valores calculados de las distribuciones para el mes de junio	52
5.3.	Prueba de ajuste de la distribución log-Pearson III con datos de junio	53
5.4.	Determinación del Tr de acuerdo al tipo de obra	56
5.5.	Clasificación de suelo y vegetación de la cuenca	57
5.6.	Valores de Qi y LME para julio	57
5.7.	Valores de Qi y LME para agosto	58
5.8.	Parámetros de la cuenca del mes de junio	58
5.9.	Parámetros de la cuenca del mes de julio	58
5.10.	Parámetros de la cuenca del mes de agosto	60
5.11.	Valores de $q_p$ para los tres meses de estudio	64
5.12.	Valores de los parámetros de la primera sección del canal	65
5.13.	Valores de los parámetros de la segunda sección del canal	47
5.14.	Valores de los parámetros del canal de distribución	69
5.15.	Volúmenes de azolve calculados	70

## INDICE DE FIGURAS

	página
3.1. Perfiles típicos del agua sobre un vertedor lateral en un canal	20
3.2. Curva de energía específica en canales	26
4.1. Fotografía que muestra parte de la cortina aguas abajo, desarenador y obra de toma	32
4.2. Panorama de la cortina	33
4.3. Carta topográfica de INEGI, Saltillo (G14C33)	34
4.4. Carta de uso de suelo de INEGI, Saltillo (G14C33)	35
4.5. Fotografía aérea de INEGI del Rincón de los Pastores (DGCCR-SCI 207-585 G14C33 F044)	36
5.1. Hidrograma triangular de la avenida	60
5.2. Elevaciones principales de la presa derivadora de proyecto	61
5.3. Características de las secciones del canal	65
5.4. Geometría del perfil aguas arriba de la cresta vertedora para un parámetro vertical o con talud 1:3	66
5.5. Diseño del vertedor lateral	67
5.6. Perfil de una caída libre	68
5.7. Perfil del área azolvada	71
5.8. Características del corte de terreno para el paso del canal	71
5.9. Trayecto del canal	72
5.10. Perfil del salto hidráulico	73

## INTRODUCCION

El promedio de la precipitación en México es de 777 mm anuales y su distribución es muy irregular. Para dar una idea, mas de la mitad del territorio mexicano localizado al norte y en el altiplano recibe sólo el 9% de la precipitación media anual, pero concentra al 75% de la población del país, al 70% del PIB industrial y al 40% de las tierras agrícolas de temporal. En tanto, casi el 70% de la precipitación anual se da en el sureste de México, donde vive el 24% de la población y la industria es incipiente, excepto la relacionada con el petróleo. En general, las lluvias se acotan a un periodo restringido que pocas veces se extiende más allá de junio a septiembre Céspedes (1998).

Con respecto a la altitud hay también desequilibrios considerables. El 85% del volumen almacenado en más de 4 mil estructuras de control de distribución y suministro de agua se localiza a no más de 500 metros sobre el nivel del mar; sin embargo, el 75% de la población vive a una mayor elevación.

Todo ello dificulta el aprovechamiento del agua. Los cortos periodos de lluvias y las sequías prolongadas obligan a almacenarla en infraestructura adicional para su manejo. Por fortuna, el agua subterránea contenida en los mantos acuíferos del país tiene una amplia distribución geográfica, aunque es un recurso agotable y en algunos lugares se localiza a gran profundidad.

La zona desértica del Estado de Coahuila tiene el clima propio de estas áreas y la vegetación correspondiente, siendo su problema la escasez de agua, presentándose

las precipitaciones pluviales en forma esporádica y torrencial. Así mismo debe señalarse que en estas condiciones no toda la precipitación se convierte en agua útil para el desarrollo de los cultivos, sino que solo alrededor del 15 % se transforma en escurrimiento superficial, el cual se pierde en las corrientes efímeras formadas en estas regiones; sin embargo cada cuenca es única y los factores ambientales que inciden además de la precipitación que controlan el escurrimiento, constituyen un enigma por resolverse de tal forma que el agua pueda utilizarse en cantidades apropiadas y cuando se le necesite.

Uno de los modelos de la estrategia del desarrollo, para llevar a cabo el plan nacional de obras hidráulicas para el desarrollo rural, es la presa de derivación, que corresponde al modelo México 4.

Gran número de solicitudes de obras hidráulicas con fines de riego que fórmula el sector campesino a la S.R.H., se resuelve utilizando como herramienta el proyecto de este modelo, ya que las condiciones físicas y socioeconómicas que se han establecido para su realización son, en cierto modo, fáciles de encontrar en el medio rural. Además debido a sus características, el costo de esta obra en muchos casos es relativamente bajo, y consecuentemente los beneficios que se obtienen pueden ser inmediatos o en un plazo relativamente corto.

Se definen como obras hidráulicas de derivación, aquellas que se construyen con el objeto de aprovechar las aguas superficiales en forma controlada y sin alterar el régimen de la fuente de abastecimiento, disponiéndolas de tal manera que se puedan conducir hasta el sitio de utilización ya sea por gravedad o por bombeo.

De acuerdo con lo anterior y considerando las características, tanto de la fuente de aprovechamiento como de la obra, básicamente se tienen los siguientes tipos de obras de derivación.

- 1.- Tomas directas
- 2.- Barrajes simple

- 3.- Presas de derivación
- 4.- Cajas de manantiales
- 5.- Galerías filtrantes
- 6.- Diques subterráneos

### **1.1. Justificación**

Los grandes cambios climáticos que esta sufriendo el planeta (sequías prolongadas, elevación de la temperatura, periodo de lluvias cortos, tormentas de alta intensidad, etc.) y dado que en el norte del país se han sentido dichos cambios drásticamente se requiere recuperar la infraestructura hidráulica (presas derivadoras, canales, etc.) para el aprovechamiento de los escurrimientos superficiales al máximo ya que la zona sur de Coahuila es zona de veda por lo tanto la única forma de abastecer de agua a los ejidos será o dependerá de las precipitaciones y de lo que se aproveche de los escurrimientos. Lo que justifica el presente trabajo que plantea la rehabilitación de una obra hidráulica, que representa una opción para los ejidatarios o agricultores de abastecer de agua además de que este tipo de obras requieren de poca inversión para su rehabilitación o construcción.

### **1.2. Objetivos**

- 1.- Realizar un estudio hidrológico para determinar el gasto de una avenida máxima y la frecuencia con que ocurren.

- 2.- Realizar los cálculos hidráulicos de una nueva toma y demás estructuras, para proponer cambios en las que se considere necesario hacerlos, para aprovechar al máximo dicha presa.
- 3.- Trazo de un nuevo canal ( en dimensionamiento y trayecto ) para aprovechar al máximo los escurrimientos.
- 4.- Dezasolver aguas arriba de la cortina para mejorar el aprovechamiento de la presa.

## **REVISIÓN DE LITERATURA**

### **2. Aspectos hidrológicos**

#### **2.1. Hidrología**

Naranjo (1998) menciona que el aprovechamiento de los escurrimientos superficiales es una tecnología que se ha practicado desde el pasado, por ejemplo, la U. S. National Academy of Sciences (1974) citada por Naranjo (1998) menciona al recopilar la información relacionada con las técnicas para coleccionar el agua de lluvia y para derivar los escurrimientos de las tormentas; detectó que estas practicas han sido desarrolladas desde hace muchos años atrás por los antiguos agricultores de las regiones áridas

Dutt et al. (1981) citado por García (1989) comenta que, durante este siglo, algunas técnicas de manejo de escurrimiento de este tipo han sido reemplazadas frecuentemente por tecnologías modernas de capitación de agua, o en el peor de los casos han sido totalmente abandonadas y olvidadas.

Se han desarrollado técnicas agrícolas que utilizan los escurrimientos en escala pequeña. Estos escurrimientos los manejan en canales, terrazas, bordos y derivaciones, todos hechos a mano para la retención y utilización del agua de lluvia.

### **2.1.1. Clima**

La región norte de nuestro territorio esta caracterizada casi en su totalidad por climas tipo árido y semiárido, de acuerdo a su clasificación, en el norte de México predominan los climas tipo B y BW que corresponden a seco y muy seco respectivamente. Así también Rzedowski (1978) menciona que la ubicación de la parte noreste del país en el extremo occidental norteamericano, tienen dos consecuencias notables. En primer lugar, esta circunstancia contribuye por si misma a la aridez de esta porción del territorio que se haya sometido a los efectos de la celda de alta presión durante la mayor parte del año (García, 1987); y en segundo termino, sujeta la costa occidental de baja California a la influencia de una corriente marina fría que tiene efectos de consideración sobre el clima local.

### **2.1.2. Irregularidades del régimen hidrológico**

El comportamiento de las precipitaciones ocurridas en las zonas áridas, son caracterizadas por ser esporádicas, torrenciales y de corta duración, ha permitido definir que la intensidad de la lluvia puede ser importante, mas que la cantidad anual, aunque el escurrimiento siempre tenderá a aumentar a medida que aumenta la duración de la lluvia.

Por lo que es muy común que a menudo se tengan que ajustar los datos a distribuciones probabilísticas.

### **2.1.3. Análisis de la distribución plúviométrica.**

Ramírez (1997) menciona el ajuste de datos observados de una variable (volúmenes, precipitaciones, gastos aforados) a distribuciones probabilísticas consiste en la preparación de gráficas que presenten simultáneamente dos componentes: la distribución empírica u observada de los datos, y la distribución teórica de valores que seguirán el modelo matemático o

distribución probabilística a la que se desea probar la bondad de ajuste de los valores observados.

La preparación de estas gráficas se simplifica considerablemente mediante el uso de papel probabilístico. Este papel está diseñado en forma tal que la gráfica de la función de distribución acumulada de ciertas distribuciones resulta en una línea recta o en una curva simple.

Muñoz (1997) menciona la técnica que se emplea en todos los casos consiste en arreglar los datos en forma descendente, asignando número de orden “m” a los valores ordenados. La fórmula más comúnmente usada para el cálculo de posiciones gráficas es la propuesta por Weibull:

$$P(X > x) = \frac{m}{n + 1}$$

Donde: m = número de orden

n = número de observaciones

P(X>x) = probabilidad de excedencia

#### 2.1.4. Distribución log-normal

Muñoz (1997) menciona que esta distribución es especialmente útil por que la transformación involucrada permite hacer uso de la extensa aplicación teórica de la distribución normal. Puesto que tanto la Normal como la Log-Normal son distribuciones biparamétricas. La distribución es aplicable a variables hidrológicas que presentan una asimetría bastante marcada hacia la derecha, y donde la variable no es menor de cero en ninguna de sus observaciones. La función de densidad de log-normal acumulada se describe por:

$$F(X) = \int_{-\infty}^{\infty} \left( \frac{1}{2\pi} \right) \frac{e^{-z^2}}{2}$$

Los parámetros de la función son la desviación estándar (Sx) y la media, obtenidos de:

$$\bar{X} = \frac{\sum Xi}{n} \quad S_x = \frac{\sum (Xi - \bar{X})^2}{n-1}$$

Para normalizar los valores de las observaciones  $X_i$  se emplea la siguiente relación:

$$Z_i = \frac{X_i - \bar{X}}{S_x}$$

### 2.1.5. Distribución log-Pearson III.

Nava (1990) menciona que esta a sido aplicada extensamente como el método estándar de análisis de frecuencia de avenidas en una forma conocida como la distribución log-pearson III, en la cual la transformada  $Y_i = \log(X_i)$  es usada para reducir la asimetría de los datos. Esta es extremadamente flexible en cuanto a que un coeficiente de asimetría igual a cero, reduce la log-Pearson III a una Log-Normal y la Pearson III a una normal.

Esta requiere del cálculo de tres parámetros que son la log-media, la log- $S_x$  y el coeficiente de asimetría que se estiman a partir de los logaritmos decimales de los datos:

$$\gamma = \frac{\log \bar{X} = \frac{\sum \log X}{n} \quad \log S_x = \left( \frac{\sum (\log X - \log \bar{X})^2}{n} \right)^{0.5}}{\frac{(n^2 \sum \log X_i^3) - (3n \sum \log X_i * \sum \log X_i^2) + (2 \sum \log \bar{X}^3)}{n(n-1)(n-2)(\log S_x)^3}}$$

El coeficiente de asimetría se obtiene de la siguiente manera:

El valor de  $X_i$  para cualquier nivel de probabilidad o periodo de retorno se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\text{Log } X = \text{Log } \bar{X} + \log S_x * K$$

Donde:  $K$  es un factor de oblicuidad de la curva, en función del periodo de retorno y del coeficiente de asimetría.

### 2.1.6. Distribución extrema de Gumbel

Botello (1985) menciona que la teoría de valores extremos considera la distribución de las observaciones mayores o menores que ocurren en cada grupo de muestras. La distribución de  $n_1$  valores extremos tomados de  $n_1$  muestras, con cada muestra teniendo  $n_2$  observaciones, depende de la distribución de las observaciones totales. La Gumbel es esencialmente una distribución log-normal con asimetría constante. La función de densidad de probabilidad para esta distribución es:

$$P_X(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\mu)} e^{-e^{-\alpha(x-\mu)}}$$

Los parámetros  $\mu$  y  $\alpha$  son funciones de la media y al desviación estándar de manera que:

La solución inversa de la función de distribución acumulada, para la determinación de los valores esperados de la variable pueden lograrse mediante la siguiente ecuación:

La función de distribución acumulada es:

$$P(X < x) = e^{-e^{-\alpha(x-\mu)}} \quad \alpha P(X < x) = \exp(-\exp(-\alpha(x-\mu)))$$

$$Tr = \frac{1}{P(X > x)} = \frac{1}{1 - P(X < x)}$$

### 2.1.7. Interpolación Lineal

De las ya mencionadas, ésta seguro es de las mas sencillas, ya que se basa con los datos observados y el logaritmo decimal del periodo de retorno, los parámetros que se utilizan son la media y la desviación estándar, con estos datos se obtiene un coeficiente de correlación. La fórmulas empleadas son las siguientes:

$$\tau = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_x^2 * S_y^2}}$$

$$B = \frac{S_{xy}}{S_x^2}$$

$$A = \bar{Y} - B\bar{X}$$

Donde:  $\tau$  = es el coeficiente de correlación

A = es la variable independiente

B = es la variable dependiente

La ecuación de regresión es:

$$P_{\tau r} = A + B * \log(\text{Tr})$$

Donde:  $\log(\text{Tr})$  = es el logaritmo decimal del periodo de retorno

### 2.1.8. Prueba de ajuste de Kolmogorov-Smirnov

Si el tamaño de la muestra es pequeño, la prueba de Kolmogorov-Smirnov debe preferirse sobre la de  $\chi^2$  para probar bondad de ajuste. La prueba de la  $\chi^2$  asume que el número de observaciones es lo suficientemente grande como para que la distribución de  $\chi^2$  sea la apropiada para los datos. En términos generales, la prueba de Kolmogorov-Smirnov es más poderosa que la de  $\chi^2$  en la mayoría de los casos. Las estadísticas que dependen de la distancia vertical entre  $S(x)$  y  $F(x)$  se denominan del tipo de Kolmogorov. Las estadísticas que dependen de la distancia vertical entre dos funciones empíricas acumulativas se denominan del tipo de Smirnov. Las pruebas del tipo Smirnov son aplicables cuando se requiere comparar dos muestras independientes.

Las pruebas de bondad de ajuste de Kolmogorov-smirnov son útiles no solo para probar bondad de ajuste para una distribución normal sino también para probar otras distribuciones.

## 2.2. Intensidades de las lluvias

Medellín (1978) determina que la duración del escurrimiento y el volúmen de una tormenta, depende del tipo de precipitación, su intensidad, duración y distribución, además de la topografía de la cuenca, geología, tipo de suelo, características de la cubierta vegetal y condición antecedente de humedad del suelo. Adicionalmente, se ha definido que el volúmen escurrido disminuye y es menor del 20 por ciento en la mayoría de las zonas áridas y semiáridas.

### **2.3. Determinación del volúmen escurrido**

La Dirección de Conservación de Suelos y Agua citado por García (1987) menciona que la cantidad y duración del escurrimiento superficial de una cuenca quedan determinadas por la cantidad, el tipo y la duración de la lluvia, más que por cualquier otro factor. Así mismo, dice que la forma o configuración de la cuenca, afecta el régimen de su corriente, de tal modo que una cuenca de forma aproximadamente circular, puede producir inundaciones muy severas en las partes bajas, debido a que una producción de las aguas de escorrentía, confluyen simultáneamente al punto inferior de la corriente. En contraposición, una cuenca angosta y larga, en iguales circunstancias puede producir avenidas con una cresta mucho más baja, pero de duración más prolongada.

En general se acepta, como muchas diversas observaciones subjetivas y objetivas han demostrado; que el escurrimiento superficial se inicia cuando la precipitación supera la capacidad de almacenamiento del suelo y la vegetación, y/o cuando se supera la capacidad de infiltración del suelo.

#### **2.3.1. Método del servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos**

Dado que en México la mayoría de la información sobre precipitación existe en forma de lámina precipitada diaria, toman importancia los métodos empíricos que relacionan los caudales de salida del proceso de escorrentía superficial con el volúmen de retención, también superficial, en la cuenca a partir de datos experimentales; tal es el caso del modelo del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS), el cual se pretende usar en el presente trabajo y que, según Rants y Eakin (1971) es el método mas popular para derivar relaciones de

frecuencia de flujo, ya que posee la característica de estimar el escurrimiento directo a partir de datos de precipitación y cuenca comúnmente disponibles, ignorando la intensidad de la lluvia.

El modelo se basa en datos experimentales obtenidos en parcelas y cuencas de escurrimiento durante varios años de estudio, de tal manera que un experimentado conservacionista, puede estimar la curva numérica para un campo o cuenca dada, usando por ello la relación derivada de la curva numérica mencionada y varios complejos hidrológicos de cobertura-suelo.

### 2.3.1.1. La estimación del volúmen de escurrimiento

Se estima a partir de la lámina total precipitada y las características de la cuenca expresadas en su capacidad de retención:

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

Donde: Q = lámina escurrida, cm

P = lámina total precipitada, cm

S = retención, cm

El valor de la retención es expresado por medio de índices de cuenca o curvas numéricas W, que son función de factores tales como el tipo de suelo, el tipo y condición de la vegetación presente, y las condiciones de humedad antecedentes a la ocurrencia de la precipitación, mediante la siguiente relación empírica.

$$S = \frac{2500}{w} - 25$$

Donde: S = retención de la cuenca, cm

w = índice de cuenca, cm

#### 2.4. Lámina media equivalente

El uso de la lámina media equivalente se hace necesario para no sobre estimar los volares obtenidos, ya que la precipitación en una sola estación es en ocasiones la única información disponible, y es usada para estimar la lámina media equivalente sobre un área, para lo cual se usa la siguiente ecuación:

$$LME = \frac{\sum Qi * Ai}{\sum Ai}$$

Donde:  $Q_i$ , = lámina escurrida, cm

$A_i$ , = es el área de escurrimiento,  $km^2$

$\sum A_i$  = área total,  $km^2$

#### 2.5. Tiempo de concentración

Linsley (1980) menciona que el tiempo de concentración de una cuenca ha sido definido como el tiempo necesario para que una partícula de agua precipitada en el punto hidráulicamente más remoto de la cuenca con relación al punto de descarga alcance éste. Una ecuación empírica para la determinación del tiempo de concentración en cuencas pequeñas es:

$$tc = 3.245(10)^{-4} L^{0.77} M^{-0.385}$$

Donde:  $tc$  = tiempo de concentración, hr

$L$  = longitud máxima de flujo, m

$M$  = pendiente media del cauce de la máxima longitud, adimensional

$$M = \frac{Cota \text{ mayor} - Cota \text{ menor}}{L}$$

Donde: Cota mayor = cota máxima de la longitud del cause, m

Cota menor = cota mínima de la longitud del cause, m

L = longitud máxima de cause, m

## 2.6. Cálculo de volúmenes y construcción del hidrograma triangular

Como en la mayoría de los proyectos hidrológicos no se tienen datos de avenidas, lo que se hace es construir un hidrograma triangular con datos de los registros de precipitación más cercanas al lugar, calculando el gasto máximo del hidrograma para un período de retorno considerado, como sigue:

$$tp = \frac{D}{2} + 0.6tc$$

$$tr = 1.67tp$$

$$tb = 2.67tp$$

$$q_p = \frac{2.08QA}{tp}$$

Donde: D = duración de la tormenta, hr

tc = tiempo de concentración, hr

tp = tiempo al pico, hr

tb = tiempo base, desde que da comienzo el escurrimiento hasta que termina, hr

Q = lámina escurrida, cm

A = área de la cuenca, km<sup>2</sup>

tr = tiempo de recesión después del pico, hr

qp = gasto pico, m<sup>3</sup>/seg

## 2.7. Avenida máxima del proyecto

Velasco (1975) menciona que los proyectos de obras hidráulicas, aprovechando corrientes superficiales es importante conocer el valor de la avenida máxima, por que la magnitud de ella dependerá el tamaño y tipo de estructura que se adopte para su control, así como, las medidas que se deberán tomar para proteger los intereses humanos o socioeconómicos, que podrían resultar afectados con la obra ya en funcionamiento.

La frecuencia considerada de la avenida será mas grande, mientras mayor sea el periodo de años considerados en su frecuencia.

## **2.8. Determinación de la avenida máxima por medio de la sección y la pendiente.**

Velasco (1975) dice que debe tenerse en cuenta que la estimación de cada avenida es un problema distinto, requiriéndose para su resolución no solamente el estudio hidrológico si no compararlo con las huellas máximas que han dejado los escurrimientos anteriores, para así poder tener un dato mas completo de la avenidas que han pasado por ese arroyo. La fórmula generalmente utilizada para la determinación de la velocidad media, es llamada de Manning que es la siguiente:

$$V = n^{-1} * Rh^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde: V= velocidad media de la corriente, m/seg.

n= coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza del cauce,  
adimensional

Rh= radio hidráulico de la sección, expresado en metros, que resulta de la  
división del área entre el perímetro mojado.

S= pendiente hidráulica, adimensional

Una vez obtenida la velocidad se utiliza la ecuación de continuidad para obtener el gasto como se muestra en la fórmula:

$$Q = A * V$$

## **2.9. Período de retorno de las obras**

El periodo de retorno puede estar en función de la llamada categoría de la presa u obra y del destino del hidrograma de la avenida que se calcula. Se tienen criterios o niveles de probabilidad (periodos de retorno), que utilizan todos los métodos de estimación de avenidas , se calculan las lluvias de diseño correspondientes a la clase específica del proyecto que se analiza, según las expresiones dadas y se adoptan para los cálculos.

Respecto a las clases de estructuras el departamento de servicio de conservación de suelos de los estados unidos distingue tres que son:

- 1.- Presas localizadas en áreas agrícolas o rurales donde su falla puede causar daños a edificios de granjas, tierras agrícolas o caminos municipales y secundarios.
- 2.- Presas localizadas en áreas predominantemente agrícolas o rurales donde su falla puede causar daños a casas aisladas, carreteras, ferrocarriles o cualquier zona de uso o servicio público.
- 3.- Presas localizadas donde su falla puede causar perdidas humanas, serios daños a casas, edificios comerciales e industriales e importantes servicios públicos.

### **3. Estructuras constituyentes de la obra**

#### **3.1. Obra de toma o bocatoma**

Fernández (1970) citado por Velasco (1975) menciona que en las derivadoras para el aprovechamiento de aguas broncas, mediante entarquinamiento o inundación ocasionalmente las tomas se dejan sin compuertas para dar oportunidad a que el agua de las avenidas que se presente a cualquier hora, se introduzca sin obstáculos. En otros casos se puede emplear un sistema de agujas para cerrar la toma; esto ultimo en aprovechamiento pequeños. Si se decide poner compuerta se deberá proponer o seguir el procedimiento como si trabajara como orificio para un mejor funcionamiento hidráulico de la bocatoma , conviene que el orificio trabaje ahogado y

es recomendable que como mínimo se tenga un ahogamiento de 10 cm; en esas condiciones la fórmula que liga la carga, gasto y área en un orificio es:

$$Q = C * A * \sqrt{2 g h}$$

Donde: Q = gasto de derivación o gasto normal en la toma, m<sup>3</sup>/seg

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg<sup>2</sup>

C = coeficiente de descarga para el orificio correspondiente = 0.80 adim.

h = carga sobre el orificio, m

A = área del orificio, m<sup>2</sup>

### **3.2. Capacidad de la toma en corrientes intermitentes**

En ocasiones se tiene la necesidad de construir una obra de derivación con el objeto de aprovechar el agua de las avenidas.

Estos proyectos comúnmente son de poca magnitud y eventuales. Únicamente sirven para proporcionar riegos de auxilio mediante el entarquinamiento o inundación de las áreas de cultivo. Es preferible sustituir este tipo de derivación por la explotación del agua subterránea, o buscar la posibilidad de un pequeño almacenamiento. Velasco (1975) describe que la capacidad de la toma dependerá principalmente de los

siguientes factores:

- Magnitud y duración de las avenidas.
- Superficie que se pretende regar.
- Clase de cultivo.
- Lámina de riego que se desea proporcionar.

- Magnitud del canal de conducción.
- Perdidas de agua en la conducción, etc.

Los casos que suelen presentarse son dos:

En uno, se conoce la superficie de riego y el problema es determinar el gasto que es necesario derivar, de acuerdo con el hidrograma de una avenida mas o menos abundante.

En el segundo caso, se conoce el hidrograma y de acuerdo con él; la cuestión es determinar que superficie se puede regar.

En ambos casos, un estudio de costos en el que se considere la magnitud de la derivadora, el canal de conducción y la superficie regada, serán un indicador para definir las características de la derivación.

### **3.3. Estructura limitadora típica**

Velasco (1975) describe la estructura mas empleada en nuestro medio consiste fundamentalmente en una escotadura o vertedor lateral que se le hace al canal en una de sus paredes, y en casos especiales en ambas, con el fin de que el agua excedente tenga oportunidad de verter. Para una mejor eficiencia de vertido, lo que se hace es darle a la pared de derrame, un perfil conveniente para aumentar el coeficiente “C” de descarga del vertedor y en general casi siempre se adopta un perfil tipo Creager. La elevación de la escotadura se

fija de acuerdo con el tirante correspondiente al gasto que se admita pasar por el canal con sus dimensiones normales y aprovechando el bordo libre. Es usual, considerar un gasto máximo que conduzca el canal, el gasto normal aumentado en un 20% a 30%. Con esta consideración se consigue disminuir el gasto de diseño del vertedor.

### **3.3.1. Vertedor lateral**

Velasco (1975) cita el perfil que adopta la lámina vertiente sobre un canal lateral, practicado en un canal, varia según las condiciones de escurrimiento que se tengan en el canal y este fenómeno ha sido objeto de estudio y análisis de varios investigadores por ejemplo Ven Te Chow. En general se pueden tener los casos que se indican en la siguiente Figura 3.1. en la cual el piso del canal es horizontal en los casos a, b y c y en los c y d la plantilla del canal tiene una pendiente mayor a la crítica.

- En el caso (a) el perfil del agua ante el vertedor es decreciente a partir de su inicio, es decir se tiene un régimen super crítico para continuar después del vertedor con el tirante correspondiente al gasto que se desea conducir. En este caso el régimen del canal es subcrítico, formándose a la

entrada del vertedor el tirante crítico correspondiente al gasto antes del limitador.

- En el caso (b), la lámina de agua es ascendente desde el inicio del vertedor hasta su final. Esto ocurre cuando el canal se tiene un régimen subcrítico es decir lento, y el abatimiento se origina antes del vertedor es tal, que en el inicio no se llega a presentar el tirante crítico.
- En el caso (c), se señala la formación de un salto hidráulico en el tramo del vertedor. El agua en el canal escurre con régimen lento formándose el tirante crítico en el inicio del vertedor. El escurrimiento antes y después del salto es similar a los casos a y b respectivamente.
- Los casos (d) y (e), se pueden presentar en un canal con régimen super crítico o rápido siendo los perfiles del agua frente al vertedor similares a los casos (a) y (b).

El análisis y determinación de la forma de escurrimiento en un vertedor lateral como lo señalado. Se han ideado varios procedimientos para determinar la lámina vertiente y consecuentemente para diseñar el vertedor lateral de este tipo que para aceptar el procedimiento se deben partir de las siguientes hipótesis:

- la suma de las energías en cualquier sección a lo largo de la cresta vertedora, es constante.

- que el perfil de la lámina vertiente sobre el vertedor sigue una ley lineal. Esto introduce un error considerable.
- Que el coeficiente de gasto a lo largo del vertedor es constante y se acepta que su valor es el promedio de considerar su variación según las cargas extremas.

Ahora bien, estableciendo el teorema de Bernolli entre la sección inicial ( $S_0$ ) y la final ( $S_1$ ) del vertedor, se tiene:

$$(0-1) + d_0 + hv_0 = d_1 + hv_1 + \sum hp \quad (0-1)$$

Como:  $\Delta (0-1)$  y  $\sum hp$ , desnivel y pérdidas de energía respectivamente, entre las dos secciones son muy pequeñas y casi iguales, se pueden despreciar quedando entonces que:

$$d_0 + hv_0 = d_1 + hv_1 \quad \text{igualdad que permanece constante.}$$

Por lo tanto puede describirse que:

$$E = Y + hv$$

$$hv = \frac{V^2}{2g}$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$E = Y + \frac{Q^2}{2A^2g}$$

Donde:  $E$  = energía específica, m

$V$  = velocidad del agua, m/seg

$h_v =$  pérdida de carga debido a la pendiente, m

Derivando la ecuación de la energía con respecto al tirante  
y ya que es constante se tendrá:

$$\frac{dE}{dY} = \left( 1 + \frac{QY * QdY}{A^2 g} - \frac{Q^2 * AdY}{A^2 g} \right) \frac{1}{dY} = 0 \quad 0 = dY + \frac{Qd * Q}{A^2 g} - \frac{Q^2 * dA}{A^3 g}$$

Como la diferencial de la sección transversal del área  
hidráulica vale :  $dA=b*dY$ . Se puede describir que:

$$dY = \frac{Q^2 * b * dY}{A^2 g} - \frac{QY * Q}{A^2 g}$$

Despejando a  $dY$  y efectuando las simplificaciones algebraicas  
se tiene:

$$dY = \frac{QY * Q}{\frac{Q^2 * b}{A} * A^2 g}$$

Es claro que el diferencial del gasto en el vertedor valdrá:

$$dQ = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} h^{2/3} dL$$

Para la practica del procedimiento en estudio, conviene expresar

$$\Delta Y = \frac{Q^* \Delta Q}{\frac{Q^2 * b}{A} - gA^2}$$

la (a) y la (b) en cantidades finitas teniendo entonces:

$$\Delta Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} H^{2/3} \Delta L$$

Para un perfil Creager y considerando para  $C = 2$ :

$$\Delta Q = C * \Delta L * H^{2/3}$$

Mediante las expresiones finitas del tirante y del gasto (a') y (b') respectivamente, se pueden calcular la longitud, la carga o el gasto que derrama un vertedor lateral, resolviendo estas igualdades. Los caso comunes son:

- que se trate de determinar el gasto que escurre por un vertedor, conocidos, el coeficiente de descarga, su longitud, la carga en el extrema aguas abajo y el gasto que admita circular en el canal después del limitador.
- que se quiera conocer la longitud necesaria para derramar un determinado gasto, fija de antemano la carga al final del vertedor.

Velasco (1975) dice que en los proyectos o cuando se quiera una aproximación relativa se puede calcular la longitud de la cresta de un vertedor con la fórmula general o sea:

$$Q = C * L * H^{2/3}$$

Considerando que la carga H al final del vertedor es constante en toda su longitud.

Figura 3.1. Perfiles típicos del agua sobre un vertedor lateral en un canal.

### **3.3.2. Limitador de gasto con pantalla**

Un limitador de gasto simple escotadura lateral en el canal o una pantalla sobre la compuerta y sin ningún dispositivo que obligue a conservar el nivel del agua más o menos horizontal sobre la cresta del vertedor. Este dispositivo consiste en una pantalla que se coloca al final del vertedor y normal al escurrimiento del canal. En esta pantalla se practica un orificio o compuerta que puede ser igual a la sección hidráulica del canal para el gasto normal o menor que dicha sección;

dependiendo de las conveniencias que se juzguen en un diseño particular. En esencia el funcionamiento de este limitador que se le ha llamado de pantalla se diseña para que pase el gasto normal sin problemas, Fijando la cresta vertedora a una altura arriba de la plantilla del canal igual al tirante normal mas la carga necesaria para el funcionamiento.

### **3.4. Canal**

Peña (1985) menciona que canal es todo aquella sección de terreno ya sea revestido o sin revestir que conduce el agua desde la fuente de abastecimiento hasta otro punto por la acción de la gravedad. Hay diferentes secciones de canales desde rectangulares, trapeciales, asimétricos, simétricos hasta circulares.

#### **3.4.1. Partes físicas de un canal**

Se entiende por canal en tecnología hidráulica, a todo cauce de gran desarrollo a cielo abierto o cerrado en el que puede circular por gravedad una corriente líquida, generalmente agua, presentando una superficie libre, Camargo (1978).

Las partes físicas de un canal son: trazo, localización de su eje en planta y perfil; sección, traza que resulta de cortar el

cauce por un plano vertical a la corriente; y estructuras u obras de arte, como las de cabeza, de entrega, de cruce, de operación de mantenimiento, de seguridad, de control y liga principalmente.

### **3.4.2. Los elementos técnicos de un canal**

Las funciones prácticas de un canal son: la conducción, la distribución o desagüe de volúmenes de agua para aprovechamiento o servicios. De acuerdo a esto se determinan los elementos técnicos necesarios que son: gasto, coeficiente de rugosidad, pendiente de la rasante o piso en perfil; talud o inclinación de las paredes; ancho de plantilla, que es la anchura del piso o rasante en sección transversal a la corriente; tirante, que es la carga de presión sobre el piso o rasante; velocidad media con la que el agua fluye en el canal.

Y completamente, el área hidráulica, que es el área de la sección que resulta de cortar la corriente por un plano transversal; el perímetro mojado, que es el contorno del contacto entre la corriente y el cauce en la sección vertical; y el radio hidráulico, que es el cociente del área hidráulica entre el perímetro mojado, Salazar (1980).

### **3.4.3. Clasificación de canales**

Por su ubicación: En elevados, superficiales ( excavados o en terraplén ), y subterráneos.

Por la geometría de su sección: En rectangulares, trapeciales, circulares, de herradura, etc.

Por la condición interior de su cauce: En canales revestidos y sin revestimiento; y estos, en roca, en tepetate, en tierra, en arena, etc.

Por su funcionamiento hidráulico: En canales de régimen uniforme (tranquilo, rápido y crítico) y de régimen variado; y estos, en gradualmente variado y bruscamente variado.

Por su uso: en canales de riego, de drenaje agrícola, de fuerza (generación de energía hidroeléctrica); en canales de transporte (navegación), de abastecimiento de agua potable, de desagüe pluvial y aguas negras de asentamientos humanos.

### **3.4.4. Diseño hidráulico de canales**

De Azevedo ( 1976) menciona que el diseño de un canal consiste en definir la geometría de su sección normal, sección

que resulta de cortar el cauce por un plano vertical, a partir de los datos gasto ( $Q$ ); tipo de material en el que se aloje el cauce y confine la corriente; y pendiente de la rasante ( $S$ ) o piso; datos que deberán obtenerse previamente.

Dichos datos, básicos e indispensables para el diseño hidráulico del canal, se definen mediante análisis de alternativas técnicas y económicamente factibles elaboradas en el área de estudios.

Salazar y Camargo (1980) proponen seguir o plantear el diseño de un canal de la siguiente manera.

Datos: gasto conocido, tipo de material del canal y pendiente deseada.

Las incógnitas serían :  $Y$  (tirante),  $b$  (plantilla),  $Z$  (talud),  $V$  (velocidad),  $n$  (coeficiente de rugosidad).

El coeficiente de rugosidad ( $n$ ), depende del tipo de material en el que se aloje el canal o que revista la sección, e investigadores como Horton han elaborado al respecto tablas en las que se toman en cuenta secundariamente otros factores de importancia menor.

La velocidad media ( $V$ ) debe tener un valor tal que ni sea tan lenta que azolve el canal, ni tan fuerte que lo deslave; para evitar el azolve, se requieren velocidades mayores a 0.4 m/seg y para que no deslave se requieren tomar en cuenta el material

que aloje el cauce o revista su sección también se han elaborado tablas al respecto.

El talud (Z), que define la inclinación de las paredes laterales del canal toma en cuenta la clase o tipo de material en que se construya el canal a fin de evitar derrumbes; también se dispone ya de tablas que garantizan taludes estables.

Respecto a (Y) y (b), cada uno de ellos es función del otro, no debe olvidarse que (Y) tendrá que ser mayor que el tirante crítico para que el régimen sea tranquilo o también llamado subcrítico; el tirante crítico es función de (b), (Z) y (Q), el cual genera una energía específica mínima  $(V^2/2g)+Y$ .

Tabla 3.1. Valores del coeficiente de rugosidad (n) de acuerdo al revestimiento del canal (Garza, 1992)

MATERIAL	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n)
Tierra	0.025
Arena	0.028
Tepetate	0.030
Roca	0.035
Mampostería de piedra	0.035
Concreto	0.015
Madera	0.014
Acero	0.010
Asbesto cemento	0.012
Fierro fundido	0.013

Tabla 3.2. Valores de talud (Z) para canales. Recomendables para proyecto (Octavio, 1980).

MATERIAL	TALUD
Roca	0.25 a 0.0
Tepetate	1.25 a 1.0
Arena	2.00 a 3.0
tierra	1.60 a 1.5

Tabla 3.3. Valores de velocidades anticorrosivas en canales. Recomendadas para proyectos ( Octavio, 1980)

MATERIAL	VELOCIDAD (m/seg)
Arena	0.3 a 0.4
Tierra	0.5 a 0.9
Tepetate	0.9 a 1.25
Roca sana	Hasta 5.0
Mampostería	Hasta 6.0
Concreto simple	Hasta 7.5
Concreto reforzado	Hasta 8.0
Fierro	Hasta 10

Fórmula de Chezy para flujo uniforme: Cualquiera que sea la relación de (Y) y (b), la velocidad que se genera ( $V=Q/A$ ) debe ser igual a la energía de gravedad (proporcionada por la pendiente) la cual debe mantenerse constante, para que el régimen resulte uniforme. La condición de que se mantenga constante la velocidad implica que la aceleración del agua al pasar de una sección a otra valga cero.

O sea, para que ocurra un flujo uniforme es necesario que exista un balance entre la componente peso en la dirección del flujo y la fuerza de resistencia ( de las paredes y piso del cauce).

$$V = \frac{1}{n} Rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

La fórmula de Manning, para calcular la velocidad media en canales, es:

Donde: S = pendiente de la rasante, adimensional

Rh = radio hidráulico, m

n = coeficiente de rugosidad de Manning, adimensional

De la ecuación de continuidad:

$$Q = A * V$$

$$Q = \frac{A}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Sustituyendo en la ecuación de Manning se obtiene lo siguiente:

En esta ecuación debe cumplirse para que el diseño geométrico del canal sea correcto.

### 3.4.5. Régimen critico en canales

El régimen crítico o condición crítica se presenta cuando la energía específica es mínima; la energía específica (E) se define como la energía por Kg de agua en cualquier sección del canal medida con respecto al fondo del canal.

Al llevar sobre ejes cartesianos valores correspondientes de (Y) y (E) se obtiene una curva llamada: Curva de energía específica.

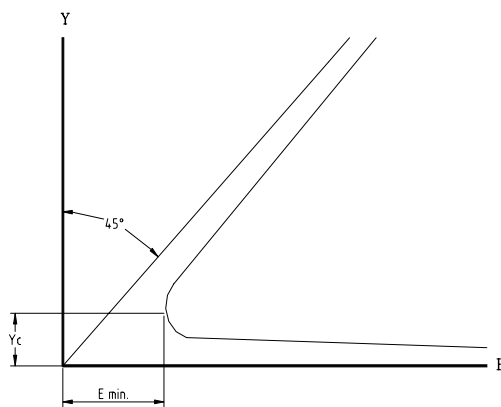


Figura 3.2. Curva de energía específica en canales.

Garza (1992) menciona que los tirantes mayores que el crítico por definición corresponden a régimen tranquilo o subcrítico; los tirantes menores que el  $Y_c$  corresponden a un régimen rápido o super crítico y si el tirante es igual al tirante crítico ( $Y_c$ ) corresponden a régimen crítico. La determinación de la energía específica en canales rectangulares exclusivamente se utiliza el gasto unitario ( $q$ ), el gasto unitario se define como

$$q = \frac{Q}{b} \quad E = Y + \frac{q^2}{2gY^2} \quad Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad E_{\min} = \frac{2}{3}Y_c$$

el gasto en  $\text{m}^3/\text{seg}$  que pasa por metro de ancho de plantilla, las siguientes fórmulas nos determinan la obtención de la energía mínima, el gasto unitario y el tirante crítico:

Donde:  $Y$  = tirante normal, m

$Q$  = gasto,  $\text{m}^3/\text{seg}$

$B$  = plantilla del canal, m

$g$  = acción de la gravedad =  $9.81 \text{ m}/\text{seg}^2$

$E$  = energía, m

De acuerdo al número de Froude se puede determinar el

$$F = \frac{\bar{v}}{\sqrt{gY}}$$

tipo de flujo como se muestra a continuación:

Donde:  $v$  = velocidad media del agua en el canal,  $\text{m}/\text{seg}$

$Y$  = tirante del agua, m

$g$  = acción de la gravedad =  $9.81 \text{ m}/\text{seg}^2$

$F = 1$  el flujo es crítico.

$F < 1$  el flujo es subcrítico.

$F > 1$  el flujo es supercrítico.

### 3.5. Características del vertedor

Francis citado por Octavio (1980) dice que para definir las características hidráulicas de un vertedor en la cual no se toma en cuenta el efecto de la velocidad de llegada ni las contracciones laterales del vertedor. Esto se debe a que el agua antes de verter, es retenida por el vaso que se forma (grande o pequeño), al elevarse el tirante y por lo tanto puede considerarse, que el agua tiene velocidad nula. Las contracciones laterales se eliminan fácilmente, limitando al vertedor en sus extremos, con paredes verticales y perpendiculares a la cresta, de suficiente altura y longitud. La

fórmula es :

$$Q = C L H^{3/2}$$

Donde: C = coeficiente de descarga, adimensional

Q = gasto del vertedor, m<sup>3</sup>/seg

L = longitud de la cresta, m

H = carga sobre la cresta del vertedor, m

### **3.6. Vertedores con cimacio Creager**

A continuación se mencionaran los factores relacionados con el perfil del cimacio tipo Creager, que es el más

recomendable para vertedores y mas comúnmente empleado en México y el mundo por ser el más eficiente.

La profundidad de llegada, deberá tener presente las características de arrastre de la corriente, pues en un principio se puede contar con un valor determinado el cual se ira reduciendo a medida que se acumule el azolve.

Diferencia entre la carga de diseño del vertedor y la carga de descarga máxima, en ocasiones, tomando en cuenta que la avenida máxima de proyecto es poco frecuente y de corta duración, se diseña un perfil del cimacio con una carga menor que consecuentemente corresponde a una avenida menor. Se debe evitar diseñar con cargas menores al 75% de las correspondientes al gasto máximo.

Se ha preferido el régimen de funcionamiento hidráulico del vertedor con descarga libre, sin posibilidades de ahogamiento y con resalto hidráulico inmediatamente al pie del vertedor, esto con el fin de disipar la energía de velocidad y continuar el escurrimiento en el cauce natural con velocidad aceptable.

### **3.7. Azolves y acarreos de las crecientes o avenidas**

Velasco (1975) dice que aun desde la elección del sitio para la derivadora, se procura siempre evitar la acumulación de

azolves y acarreos de gran tamaño, así como la erosión debida a la velocidad de las crecientes; dentro del estudio hidrológico se ha creído conveniente incluir estos aspectos, con el objeto de no perder los de vista en el diseño de la obra, puesto que la evaluación de estos elementos se relacionan con los escurrimientos.

Desde luego la determinación de la cantidad de acarreos, tamaño y calidad de los mismos, no es tan riguroso en estas obras y probablemente mediante una visita de inspección, al sitio del aprovechamiento, será suficiente para percatarse de sus características y considerarlas en el diseño de las estructuras de limpia o desarenadoras, Departamento del Interior de los Estados Unidos (1981).

El azolve acumulado en las estructuras de toma de una presa derivadora y el que se llega a pasar a los canales de riego, traen problemas relativos al funcionamiento de la obra, que redundan en una baja eficiencia del sistema de aprovechamiento, aumentando los costos de mantenimiento.

## **MATERIALES Y METODOS**

### **4.1. Antecedentes**

El ejido la Angostura cuenta o tiene una dotación de tierras de 180 has dedicadas a la agricultura de temporal en las cuales se cultivan maíz, frijol y algo de trigo, toda el área de cultivo esta repartida entre 43 ejidatarios desde que se formo como ejido en octubre de 1938 . El promedio de personas por familia es de 7 de las cuales la mayoría se dedica a la agricultura y la otra parte trabaja en Saltillo; en lo que se refiere a lo económico es gente de bajos recursos.

A principios de 1975 se construyo una presa derivadora a la orilla del área de cultivo, la cual se realizo por parte de un programa de gobierno, pero la obra tubo al poco tiempo fallas, que provoco que el canal de conducción se derrumbara y quedara inservible y dejara de aprovecharse el escurrimiento principal, por lo que la gente tuvo que hacer una pequeña zanja que intercepta el escurrimiento que va a dar al canal principal, mismo que lo dirigen hacia sus tierras.

Por eso, se pretende resaltar la importancia que tiene el estimar los volúmenes de escurrimientos mediante un modelo acorde a la información existente en nuestro país. Para llegar al análisis del punto de interés, es necesario mencionar ciertos aspectos, tratando de explicar la relevancia que para el hombre tiene lograr un control adecuado de la esorrentía previamente estimada, considerándola como una fuente de agua, ya sea para actividades agrícolas, o bien para consumo animal y/o humano, mejorando las condiciones de vida de la región, sobre todo en aquellos lugares donde el agua es un factor limitante como el norte del país que esta considerado como zona árida o semiárida.

#### **4.2. Descripción del área**

Este proyecto se realiza en la presa derivadora que se encuentra a 7 km. al suroeste del Ejido la Angostura, del municipio de Saltillo, Coahuila. Por la carretera Saltillo-Zacatecas a un costado de la UAAAN rumbo a la cañada de las Chorreras.

La cuenca comprende la Cañada El Rucio, Cañada Cuevas, Cañada Chorreras, Picacho La Cruz y Cañada El Indio. El ejido que se beneficia con esta obra cuenta con 180 hectáreas dedicadas al cultivo ( maíz, frijol y trigo ) principalmente de maíz. La obra cuenta con una obra de toma, un desarenador con doble compuerta tipo deslizante, una cortina con vertedor tipo Creager y un canal principal el cual se

encuentra totalmente destruido; de la cortina aguas arriba está completamente azolvada.

### **Localización Geográfica**

La localización geográfica del proyecto es de: Longitud W 101° 05' 52" , Latitud N 25° 19' 53" y una Altitud de 1860 m.s.n.m. ( unidad geográfica 50300001).

### **Superficie**

La cuenca ocupa una extensión aproximada de 6.433 km<sup>2</sup>, que se extiende de Este-Oeste y se reparte entre la Cañada El Rucio y Cañada El Indio principalmente.

### **Suelos**

En la parte alta de la cuenca esta compuesta por suelo del tipo Litosol este es un suelo sin desarrollo y de poca profundidad de características variables y lutita arsenica en fase física pedregosa y en la parte baja hay suelos de Fluvisol de textura mediana, suelo de origen aluvial.

### **Clima**

El tipo de clima es el BW hw (x')(c), que significa clima muy seco semicálido, con invierno fresco, extremoso, con lluvias de verano y precipitación invernal de aproximadamente 40% de la anual.

### **Temperatura**

La temperatura es extrema, variando considerablemente en alguna época del año, alcanzando hasta 42°C en el verano y 8°C bajo cero en invierno, siendo la media anual de 19.8°C.

### **Régimen de lluvias**

La precipitación total anual para esta región oscila entre los 350 a 400 mm. La época de lluvias va de junio a octubre. El mes con mas lluvias abundantes es julio y el mes mas seco es marzo.

### **Heladas**

Las heladas empiezan en noviembre y terminan en marzo, las más frecuentes y fuertes se presentan en enero. En ocasiones se pueden presentar en abril pero de baja intensidad.

### **Evaporación**

La evaporación total anual media es superior a 220 cm siendo más alta a finales de primavera y todo el verano, y la más baja en invierno. El valor más alto puede ser de hasta más de 300 cm y el más bajo de 75 cm.

### **Humedad relativa**

El valor medio de humedad relativa apenas alcanza un 60% durante el año, los meses más lluviosos presentan los valores más altos que alcanzan hasta un 80%, y los meses con valores más bajos hasta un 30% en promedio.

### **Viento**

Generalmente durante el año predominan los vientos del sureste, pero en invierno los vientos predominantes son del noreste. Los vientos mas fuertes ocurren en febrero y marzo.

### **Fotoperiodo**

<b>Mes</b>	<b>Fotoperiodo (hr)</b>
Enero	10.7
Febrero	11.1
Marzo	11.75
Abril	12.62
Mayo	13.25
Junio	13.57
Julio	13.44
Agosto	12.89
Septiembre	12.15
Octubre	11.40
Noviembre	10.75
Diciembre	10.43

### **Cultivos**

El área agrícola en el ejido es de 180 ha. en los cuales se siembran los siguientes cultivos: Maíz. Frijol y Trigo principalmente, predominando el maíz.

### **Geología**

Casi el 80% del área de la cuenca esta constituida por lutita-Arsenica como roca sedimentaria.

### **4.3. Descripción de la obra**

La obra de toma cuenta con una compuerta deslizante (0.80x1.015 m), con un desarenador de dos compuertas tipo deslizante (1.20 x 1.23 m) de los cuales uno esta dañado de la parte de arriba del bastago, una cortina vertedor tipo Creager de mampostería (18.15 x 1.88 m), también cuenta con un canal de sección rectangular de mampostería dividido en dos partes a lo largo de su longitud la primera parte es de 1.02 m de plantilla por 1.60 m de altura y la segunda tiene 2.20 m de plantilla por 1.37 m de altura, su pendiente en la primera sección es de 0.0016 y la segunda de 0.025 esta parte ese encuentra completamente dañada; por ultimo cuenta con dos muros de encauce de mampostería.

Figura 4.1. Fotografía que muestra parte de la cortina aguas abajo, desarenador y obra de toma.

Figura 4.2. Panorama de la cortina.

#### **4.4. Localización y delimitación de la cuenca**

La localización de la cuenca se realizó mediante fotografía aérea de INEGI (DGCCR-SCI 207L- 585 G14C33 F044) a escala 1:25000 de ahí se procedió a delimitarla en una carta topográfica de INEGI de Saltillo, con escala 1:50,000 esta fue delimitada por sus parte-aguas. Una vez marcada se procedió a recortarla y pasarla por un medidor de áreas para la obtención de su área. También se obtuvo el área por medio del programa de AutoCAD V13, esta se realizó de la siguiente manera:

- 1.- primero se escaneo la cuenca a escala normal (1:50,000).
- 2.- se recuperó la imagen en AutoCAD V13 dándole a la imagen los límites reales.
- 3.- Una vez delimitada la imagen se procedió a delimitar la cuenca con una polilínea y usando el comando INQUIRY ÁREA se obtuvo el área de la cuenca.

El resultado de los dos métodos se sumó y se sacó una media para la obtención del área. Lo mismo se hizo para delimitar el área de riego.

La obtención de la vegetación se obtuvo de la carta de uso de suelo de Saltillo (G14C33) a escala 1:50,000.

Figura 4.3. Carta topográfica de INEGI, Saltillo (G14C33).

Simbología

Limites de la cuenca (6.433 km<sup>2</sup>)

Escala 1:50,000

Dren principal de la cuenca (3150 m)

Presa derivadora

Cota de la obra 1940 msnm Cota del dren principal 2380 msnm.

Figura 4.4. Carta de uso de suelo de INEGI, Saltillo (G14C33).

Simbología

LIMITES DE LA CUENCA

Uso Agrícola:

**Ar** = agricultura de riego **Atp** = agricultura de temporal permanente

**Atn** = agricultura de temporal nómada

Uso Pecuario:

**Pn** = pastizal natural **Pc** = pastizal cultivado **Pi** = pastizal inducido

Uso Forestal:

**FB** = bosque natural **FBa** = bosque artificial **FBc** = bosque caducifolio.

**FBg** = bosque de galera **Fsa** = selva alta **FSm** = selva mediana **FSb** = selva baja.

Asociaciones Especiales de Vegetación:

**Ch** = chaparral **Me** = matorral espinoso **Mi** = matorral inerme **Mz** = mezquital

**Ms** = matorral subinerme **CR** = crasi-rosulifolios espinosos **Pal** = palmar

Escala 1:50,000

Figura 4.5. Fotografía aérea de INEGI del Rincón de los Pastores (DGCCR-SCI 207L- 585 G14C33 F044).

Simbología

Limites del área de riego

Canal de riego

Obra de toma

Escala 1:25,000.

#### **4.5. Procesamiento de datos de precipitación**

1.- Los datos de la precipitación fueron ordenados en magnitud descendente para determinar su probabilidad y periodo de retorno, utilizando la fórmula de Weibul:

$$P(X > x) = \frac{m}{n+1} \qquad Tr = \frac{1}{P(X > x)}$$

Donde:  $P(X > x)$  = es la probabilidad de excedencia.

$m$  = es el numero de orden descendente del evento.

$n$  = es el numero de observaciones.

$Tr$  = período de retorno

Con estos datos se procede a obtener los parámetros estadísticos de los datos observados y sus transformadas logarítmicas.

2.- Se graficaron en papel probabilístico aritmético la precipitación contra sus probabilidades de excedencia para observar la distribución.

3.- también se realizo un histograma para ver la tendencia que formaba el conjunto de eventos y seleccionar el tipo de distribución a usar.

4.- Se graficaron en papel probabilístico aritmético las magnitudes observadas junto con las variables transformadas de las distribuciones Log-Normal, log-pearson III, Valores Extremos de Gumbel y de Interpolación lineal.

#### 4.6. Prueba de ajuste de Kolmogorov-Smirnov

Si el tamaño de la muestra es pequeño, La prueba de Kolmogorov-Smirnov debe de preferirse sobre la  $\chi^2$  para probar la bondad de ajuste. Por lo que se procedió a usar esta prueba (Kolmogorov-Smirnov ) y que consiste en:

1.- Determinarla desviación máxima utilizando la fórmula siguiente:

$$D_{max} = \{ P(X>x)_t - P(X>x)_e \}$$

Donde:  $P(X>x)_t$  = probabilidad de excedencia de los valores teóricos.

$P(X>x)_e$  = probabilidad de excedencia de los valores empíricos.

2.- Seleccionar un nivel de significancia  $\alpha$  para (10, 5 y 1 por ciento ).

3.- Comparar la  $D_{max}$  con la siguiente tabla, en función del numero de datos observados.

4.- La hipótesis es la siguiente:

Si  $D_{max} \leq D_t$  se acepta la hipótesis

Si  $D_{max} > D_t$  se rechaza la hipótesis

Donde:  $D_{max}$  = es el valor calculado

$D_t$  = es el valor de tablas

Tabla 4.1. Valores para la comparación de la prueba de Kolmogorov-Smirnov.

n	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
400	0.19	0.21	0.25
Aproximación para n datos	$1.22/(n)^{0.5}$	$1.36/(n)^{0.5}$	$1.63/(n)^{0.5}$

#### 4.7. Determinación del periodo de retorno de la obra

En las obras o estructuras pequeñas la selección del periodo de retorno que tendrá la avenida del proyecto se lleva a cabo en base a tablas que indican los períodos de recurrencia promedio utilizados en tales obras de manera general y expedita y solo debiéndose de tener en cuenta en tal selección los dos siguientes puntos:

- 1.- Tipo de importancia de la obra o estructuras hidráulicas

2.- Grado de desarrollo económico del área que esta sujeta al potencial de daño de la avenida, si la estructura fue subdiseñada.

Tabla 4.2. Determinación del Tr de acuerdo al tipo de obra (Reyna, 1984).

TIPO DE AREA QUE SERA PROTEGIDA	PERIODO DE RETORNO (años)
Zonas urbanas, importantes redes de transporte y grandes plantas industriales	100
Regiones agrícolas e industriales	50
Regiones o zonas agrícolas	7 – 20
Areas forestales y planicies de inundación	10
TIPO DE PRESA	PERIODO DE RETORNO (años)
Presas que al fallar no causarían pérdidas de vidas humanas	
Costosas	500
Moderadamente costosas	100
Pequeñas presas	20

#### 4.8. Estimación de la lluvia de diseño.

Esta se determina en base el periodo de retorno de la obra para obtener su probabilidad  $P(X > x)$ , los cuales al sustituirlos en las ecuaciones de las distribuciones ajustadas no pronosticaran la lluvia probable para ese periodo de retorno.

#### 4.9. Estimación del volumen escurrido por el método de la sección y la pendiente

Se recomienda que para utilizar este método requiere de trabajos que se deben de efectuar en el campo y otro se realizan en le gabinete.

Trabajos de campo: se recomienda que el reconocimiento de la corriente se haga lo más pronto posible, después de haber ocurrido una creciente, con el fin de reconocer fácilmente las huellas del nivel máximo alcanzado por la avenida.

Trabajos de gabinete: es donde se hacen los cálculos utilizando las siguientes expresiones:

$$Q = V * A$$

Donde: Q = gasto, m<sup>3</sup>/seg

V = velocidad del agua, m/seg

A = área de la sección transversal, m<sup>2</sup>

Utilizando la fórmula de Manning para calcular la velocidad media:

$$V = \frac{1}{n} * S^{1/2} * Rh^{2/3}$$

Donde: V = velocidad del agua, m/seg

n = coeficiente de rugosidad, adimensional

Rh = radio hidráulico, m

S = pendiente hidráulica, adimensional

Igualando las ecuaciones tenemos:

$$Q = \frac{A}{n} * S^{\frac{1}{2}} * Rh^{\frac{2}{3}}$$

La cual nos determinara el gasto de la avenida máxima que ha pasado por esa sección.

#### **4.10. Método del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos**

El procedimiento para la determinación de la lámina escurrida de una cuenca incluye los siguientes cinco pasos:

1. - Asignación del suelo de la cuenca a uno de cuatro grupos de suelo considerados por el método, de acuerdo a su potencial de escurrimiento. Este potencial de escurrimiento es principalmente, función de la clase textural del suelo, y la profundidad de éste (tabla de grupos de suelos).

2. - Caracterización hidrológica de la cuenca de acuerdo al tipo y condición de la vegetación presente, y al uso del suelo (tabla hidrológica para varios usos del suelo). Para determinar la condición de la vegetación, se considera la cobertura, de la misma del Cuadro de condición y el porciento de cobertura.

3. - Determinación del valor del índice de cuenca para condición de humedad antecedente media, en función del grupo de suelo y la condición hidrológica (tabla del índice de cuenca).

El valor de índice de cuenca para condición de humedad antecedente media, en función del tipo de vegetación, grupo de suelo y porcentaje de cobertura vegetal, también se pueden calcular a partir de las ecuaciones presentadas en la tabla de valores del índice de cuenca para condiciones de humedad antecedente media y diferentes tipos de vegetación .

4. - Determinación de la condición de humedad antecedente real (tabla de condición de humedad antecedente en función de la lámina precipitada acumulada). El método original considera tres niveles de humedad antecedente en base a la lámina precipitada acumulada en los cinco días previos a la ocurrencia de la precipitación.

5. - Corrección del valor de índice de cuenca para la condición de humedad antecedente real de acuerdo a las relaciones que se presentan (tabla de valores del índice de cuenca para diversas condiciones de humedad antecedente). Los valores presentados en la tabla mencionada son para condiciones de humedad antecedente I y II, se pueden también obtener de las siguientes relaciones :

$$W_I = 2.166 + 0.169W_{II} + 7.66(10)^{-3}W_{II}^2$$

$$W_{III} = 6.931 + 1.596W_{II} - 6.73(10)^{-3}W_{II}^2$$

donde:  $W_I$  = índice de cuenca para condición seca

$W_{II}$  = índice de cuenca para condición media

$W_{III}$  = índice de cuenca para condición húmeda

En este caso, para la evaluación se considero  $W_{II}$ , que tiene que ser para el diseño de obras hidráulicas (derivadora, vertedor, etc.) ya que estas tendrían que derivar el máximo gasto que podría provocar una tormenta en un momento dado.

La lámina escurrida se estimo a partir de la lámina total precipitada y las características de la cuenca expresadas en su capacidad de retención mediante la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

Donde:  $Q$  = lámina escurrida, cm

$P$  = lámina total precipitada, cm

$S$  = retención, cm

El valor de la retención es expresado por medio de índices de cuenca o curvas numéricas W, que son función de factores tales como el tipo de suelo, el tipo y condición de la vegetación presente, y las condiciones de humedad antecedentes a la ocurrencia de la precipitación, mediante la siguiente relación empírica:

$$S = \frac{2500}{w} - 25$$

Donde: S = retención de la cuenca, cm

w = índice de cuenca, cm

#### **4.11. Lámina media equivalente**

Como ya se menciona esta se utiliza para no sobre estimar la lámina escurrida (Q) y se calcula con la siguiente fórmula:

$$LME = \frac{\sum Qi * Ai}{\sum Ai}$$

Donde: Qi = lámina escurrida, cm

Ai= es el área de sitio, km<sup>2</sup>

#### **4.12. Tiempo de concentración**

Como se menciona en la literatura el tiempo de concentración es definido como el tiempo necesario para que una partícula de agua precipitada en el punto hidráulicamente mas remoto de la cuenca con relación al punto de descarga alcance este. Una ecuación empírica para la determinación del tiempo de concentración en cuencas pequeñas es:

$$t_c = 3.245 \times 10^{-4} L^{0.77} M^{-0.385}$$

Donde:  $t_c$  = tiempo de concentración, hr

$L$  = longitud máxima, m

$M$  = pendiente media del cauce de la máxima longitud, adimensional

#### 4.13. Cálculos de volúmenes

Como la mayoría de los proyectos hidrológicos no se tienen datos de avenidas, lo que se hace es construir un hidrograma triangular con datos de los registros de precipitación mas cercanas al lugar, calculando el gasto máximo del hidrograma para un periodo de retorno considerado como sigue:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6t_c$$

$$q_p = \frac{2.08QA}{tp}$$

$$tr = 1.67tp$$

$$tb = 2.67tp$$

Donde: D = duración de la tormenta, hr

tc = tiempo de concentración, hr

tp = tiempo al pico, hr

tb = tiempo base, desde que comienza el escurrimiento hasta que terminan ,hr

Q = lámina escurrida, cm

A = área de la cuenca, km<sup>2</sup>

tr = tiempo de recesión después del pico, hr

qp = gasto pico, m<sup>3</sup>/seg

#### 4.14. Carga hidráulica en la toma

La determinación de esa carga se hizo considerando la máxima carga que puede haber sobre la compuerta estando totalmente abierta, considerando el vaso totalmente azolvado y

$$Q = C * L * H^{3/2}$$

con la avenida de diseño en la cual se utilizo la ecuación de

Francis despejada para la carga tenemos:

$$H = \left( \frac{Q}{C * L} \right)^{2/3}$$

Donde: Q = gasto, m<sup>3</sup>/seg

C = coeficiente para vertedores Creager, adimensional

L = longitud de la cresta, m

H = carga sobre el vertedor, m

#### 4.15. Capacidad de la toma

Para determinar la capacidad de la toma se determino el volúmen aportado por la avenida y el volúmen que se puede aprovechar, pero debido que el escurrimiento ocurren en poco tiempo se determino solo tomar una parte de este.

El volúmen aportado y el aprovechable se obtienen del hidrograma triangular y se sustituyen los valores en la

$$Volumen\ aportado = \frac{(T_p + T_r)Q_{max}}{2}$$

siguientes fórmulas:

$$V = T_b \left( Q_a - \frac{Q_a^2}{2Q_{max}} \right)$$

Donde: T<sub>p</sub> = tiempo al pico, hr

T<sub>r</sub> = tiempo de recesión, hr

Q<sub>max</sub> = gasto máximo, m<sup>3</sup>/seg

$Q_a$  = gasto aportado,  $m^3/seg$

$T_b$  = tiempo base, seg

#### 4.16. Diseño del canal

En este diseño se dividió el canal en dos partes de secciones rectangulares y una caída, las cuales se propusieron revestidas con mampostería, en la primera sección se llevara una velocidad de 2 m/seg y le sigue una caída para disminuir la velocidad pero principalmente a las características del terreno y en el segundo tramo una velocidad baja de 0.375 m/seg hasta llegar al estanque.

El diseño del canal se calcula, mediante la expresión de continuidad y la fórmula de Manning, que es la mas empleada y así se tiene que

:

La expresión de continuidad es :

$$Q = A * V$$

$$V = \frac{1}{n} * S^{\frac{1}{2}} * Rh^{\frac{2}{3}}$$

Y la fórmula de la velocidad según Manning es:

Donde:  $V$  = velocidad del agua en el canal, m/seg

$n =$  coeficiente de rugosidad  $= 0.033$   
dimensional

$S =$  pendiente hidráulica, adimensional

$Rh =$  radio hidráulico, m

Igualando las dos ecuaciones tenemos:

$$\frac{n * Q}{\sqrt{S}} = A * Rh^{\frac{2}{3}}$$

#### 4.17. Cálculo del vertedor lateral

Para evitar que pase mas gasto del que puede conducir el canal o de que trabaje en forma ahogada se tubo que diseñar un obra limitadora de gasto como el vertedor lateral. Para diseñar el vertedor lateral se tiene una diferencia de tirantes debido al gasto máximo y al gasto que se quiere conducir que para este caso seria  $Y_1$  y  $Y_2$  a esta diferencia se le tomara como carga sobre el vertedor, por lo tanto habrá dos gastos distintos que serán el gasto máximo  $Q_1$  y el gasto que quiere derivar  $Q_2$  esa diferencia es el gasto que tiene que verter o desalojar el vertedor, tomando un coeficiente  $C$  para un perfil Creager , la ecuación a utilizar es la de Francis.

$$Q = C * L * H^{2/3}$$

Para la obtención de  $C$  se utiliza la siguiente expresión:

$$C = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g}$$

Donde:  $L =$  longitud de la cresta vertedora, m

$C =$  coeficiente de gasto, dimensional

$H =$  carga sobre el vertedor, m

$Q =$  gasto que se va a desalojar,  $m^3/\text{seg}$

$$\mu = 0.49 \text{ adimensional}$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

#### 4.18. Cálculo de las coordenadas del cimacio tipo Creager

Estas coordenadas están en base a la carga sobre el cimacio usando la siguiente tabla con la siguiente relación:

$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{Hd^{0.85}} \quad Hd = \text{carga de diseño}$$

Tabla 4.3. datos para el trazo del perfil de un cimacio tipo Creager usando la fórmula de Scimemi.

X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd	X/Hd	Y/Hd
0.10	0.00706	1.10	0.5964	2.10	1.973
0.20	0.02546	1.20	0.7006	2.20	2.150
0.30	0.05391	1.30	0.812	2.30	2.334
0.40	0.09170	1.40	0.932	2.40	2.526
0.50	0.1387	1.50	1.058	2.50	2.724
0.60	0.1844	1.60	1.193	2.60	2.929
0.70	0.2585	1.70	1.334	2.80	3.359
0.80	0.3309	1.80	1.483	3.00	3.816
0.90	0.4115	1.90	1.639	3.50	5.076
1.00	0.5000	2.00	1.802	4.00	6.498

#### 4.19. Caída vertical

Esta caída tiene justificación debido a la topografía y características del terreno, ya que no permiten que el canal vaya a una pendiente fija. En general esta estructura va unir el tramo de canal superior y el canal inferior por medio de un plano vertical permitiendo que el agua salte ligeramente y caiga en el tramo de abajo. Las partes de una caída vertical son: la zona de entrada, sección de control, muro vertical, colchón y salida. La fórmulas utilizadas de Molina (1998) son las siguientes:

$$X = 0.425 * V_c * Y^{1/2}$$

$$Y = Z + P$$

$$L = 2X$$

$$P = L/6$$

Donde: L= longitud del colchón, m

P = profundidad del colchón, m

Z = diferencia de elevaciones entre los dos canales, m

X = es  $\frac{1}{2}$  de L, m

Vc = velocidad crítica, m/seg

#### 4.20. Dimensiones del estanque

Es la estructura principal de un almacenamiento pequeño que puede construirse de tierra, se le denomina bordo o terraplén. Este puede ser de sección homogénea cuando se construye exclusivamente de tierra o de sección mixta. Para este caso debido a que es pequeño se prefirió basarse en el siguiente cuadro de taludes recomendables de Fernández (1980).

Tabla 4.4. Taludes recomendados para secciones homogéneas.

SECCIÓN	ALTURA MÁXIMA (m)	ANCHO DE CORONA (m)	TALUD AGUAS ARRIBA	TALUD AGUAS ABAJO
1	6.00 – 7.50	4.00	2.5:1	2.0:1
2	7.50 – 9.00	4.50	2.5:1	2.5:1
3	9.00 – 10.50	4.50	3.0:1	2.5:1
4	10.50 – 12.00	5.00	3.0:1	3.0:1
5	12.00 – 13.50	5.00	3.5:1	3.0:1
6	13.50 – 15.00	5.00	3.5:1	3.5:1

#### 4.21. Cálculo de volúmenes de azolve

En este caso se propuso retirar el azolve aguas arriba de la cortina con el fin de retener mas tiempo los escurrimientos menores que el de diseño y disminuir un poco la fuerza de llegada de la avenida.

Los volúmenes fueron calculados con el programa de AutoCAD V13 al igual que los cortes para la sección de canal, el procedimiento fue el siguiente:

- Primero se colocaron los puntos muestreados con las coordenadas X,Y,Z.
- Segundo se trazo la rasante a la que se desea hacer el corte, para este caso la rasante se propuso con pendiente cero.
- Tercero se paso a unir los puntos formando figuras irregulares.
- Por ultimo usando el comando Inquiry Volume para obtener el volúmen de cada figura y al sumarse se obtiene el azolve total.

#### 4.22. Número de Froude

Este número de Froude indica el tipo de régimen que lleva el canal, es necesario conocerlo para ver el perfil del agua que se formara en el vertedor lateral y determinar el tipo de salto que se formara en la caída vertical y se calcula con la

$$F = \frac{V}{\sqrt{gY}}$$

siguiente expresión:

Donde:  $V$  = velocidad media del agua en el canal, m/seg

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

$Y$  = tirante, m

## **RESULTADOS**

### **5.1. Características y área de la cuenca**

La cuenca esta compuesta por tres condiciones hidrológicas distintas que son: pastizal natural con una superficie de 8.3523 ha. , agricultura de temporal 13.4854 ha., bosque caducifolio 45.6774 ha. y matorral desértico con 575.78 ha. que en total dan 643.3001 ha.

La longitud del dren principal es de 3150 m con una diferencia de elevaciones de 440 m. De la zona de riego influenciada por la cuenca y susceptible a la agricultura son 50 ha.

### **5.2. Datos procesados de precipitación**

De acuerdo al procedimiento antes mencionado los datos fueron ordenados de mayor a menor determinando su probabilidad con la fórmula de Weibul. A continuación se muestran los datos procesados del mes de Junio; los demás meses aparecen en el anexo de tablas de análisis estadístico (tabla B.2.).

Tabla 5.1. Procesamiento de datos de junio

Año	Preci p.	Nº	Preci p.	P(X>x)	Tr	Año	Precip.	Nº	Precip	P(X>x)	Tr
1968	16.3	1	52	0.033	30.00	1984	20.3	16	17	0.533	1.88
1969	21.5	2	46	0.067	15.00	1985	34.9	17	17	0.567	1.76
1970	17	3	35.4	0.100	10.00	1986	23.5	18	16.3	0.600	1.67
1971	52	4	35	0.133	7.50	1987	10.9	19	15	0.633	1.58
1972	34.4	5	34.9	0.167	6.00	1988	6.7	20	13.5	0.667	1.50
1973	25.5	6	34.4	0.200	5.00	1989	12.6	21	12.6	0.700	1.43
1975	17	7	33.8	0.233	4.29	1990	9	22	10.9	0.733	1.36
1976	24	8	30	0.267	3.75	1991	35.4	23	9.5	0.767	1.30
1977	7	9	25.5	0.300	3.33	1992	30	24	9.5	0.800	1.25
1978	9.5	10	24.1	0.333	3.00	1993	35	25	9	0.833	1.20
1979	7.7	11	24	0.367	2.73	1994	15	26	7.7	0.867	1.15
1980	5	12	23.5	0.400	2.50	1995	13.5	27	7	0.900	1.11
1981	24.1	13	21.5	0.433	2.31	1997	33.8	28	6.7	0.933	1.07
1982	20	14	20.3	0.467	2.14	1998	46	29	5	0.967	1.03
1983	9.5	15	20	0.500	2.00						

### 5.3. Parámetros de las distribuciones para los tres meses

Los parámetros fueron determinados en base a la técnica de cada distribución antes mencionada en la literatura. Los resultados fueron los siguientes:

#### Julio:

Log-Pearson III:	$S_x = 1.37097$	media (X) = 0.2017	$\gamma = -0.014559$
Log-Normal:	$S_x = 1.37097$	media (X) = 0.2017	
Interpolación L.:	$A = 12.8971$	$B = 32.15$	$\tau = 0.999$

#### Junio:

Log-Pearson III:	$S_x = 0.2706$	media (X) = 1.2524	$\gamma = -0.26649$
Log-Normal:	$S_x = 0.2706$	media (X) = 1.2524	
Interpolación L.:	$A = 7.616$	$B = 33.3255$	$\tau = 0.999$
Valores Extremos De Gumbel:	$\alpha = 0.3662$	$\mu = 19.703$	

#### Agosto:

Log-Pearson III:	$S_x = 0.18036$	media (X) = 1.39157	$\gamma = 0.6799$
Log-Normal:	$S_x = 0.18036$	media (X) = 1.39157	
Interpolación L.:	$A = 21.777$	$B = 12.5859$	$\tau = 0.999$
Valores Extremos De Gumbel:	$\alpha = 0.1019$	$\mu = 21.273$	

A continuación se muestran los valores teóricos de las distribuciones para el mes de Junio; los demás meses están en el anexo de tablas del análisis estadístico (B.3.- B.5.).

Tabla 5.2. Valores calculados de las distribuciones para el mes de junio.

X log-pearson III	X log-normal	X V.E.G.	INTER. LINEAL
52.89203681	55.95137539	28.94453	56.83951711
44.84510368	45.54989393	27.00428	46.80814405
38.96232788	39.71352516	25.84816	40.94016698
35.87515064	35.72097921	25.01214	36.77677099
33.03793893	32.73622381	24.35071	33.54739017
30.4148720	30.18843341	23.79900	30.90879392
28.76133076	28.18811994	23.32232	28.67789258
27.19870337	26.32034910	22.89991	26.74539793
25.71648663	24.72999048	22.51829	25.04081685
24.31898505	23.38099682	22.16820	23.51601711
22.99728405	22.10558927	21.84292	22.13666797
21.74389175	20.89975379	21.53743	20.87742086
20.56227143	19.88323352	21.24780	19.71902581
19.44353042	18.79862510	20.97087	18.64651951
18.38500411	17.88429933	20.70400	17.64804004
17.31073567	17.01444445	20.44480	16.71402487
16.29916754	16.0863253	20.19150	15.83665248
15.34403333	15.30392011	19.94189	15.00944379
14.44739118	14.46910818	19.69417	14.22697149
13.6032299	13.67983431	19.44636	13.48464405
12.80607813	12.93361446	19.19629	12.77854244
12.05774364	12.15212463	18.94143	12.10529491
11.35313873	11.34691363	18.67862	11.46197957
10.68784272	10.59505666	18.40370	10.84604780
9.673819533	9.770466023	18.11066	10.25526323
8.745013701	8.954070395	17.79015	9.687652751
7.922850741	8.053884946	17.42572	9.141466717
6.680397936	7.021929907	16.98281	8.615146454
4.982952167	5.716537979	16.36050	8.107297429

#### 5.4. Prueba de ajuste de Kolmogorov-Smirnov

De acuerdo con las hipótesis ya mencionadas anteriormente se evaluaron las distribuciones, en unas no se realizó esta prueba debido a que en las gráficas de precipitación contra periodo de retorno se veía claramente que no se ajustaba. A continuación se muestran los resultados de la prueba de ajuste para el mes de junio; el resto de la prueba de ajuste se encuentra en anexos de tablas de análisis estadístico (B.6.1.-B.6.3.).

Tabla 5.3. Prueba de ajuste de la distribución Log-Pearson III con datos de junio.

Nº	P(X>x) e	P(X>x) t	Dmax	Nº	P(X>x) e	P(X>x) t	Dmax
1	3.22	3.2	-0.02	16	51.61	58	6.39
2	6.45	8	1.55	17	54.83	58.2	3.37
3	9.67	9	-0.67	18	58.06	60	1.94
4	12.9	10.5	-2.4	19	61.29	60.1	-1.19
5	16.12	13	-3.12	20	64.35	66	1.65
6	19.35	13.5	-5.85	21	67.74	70	2.26
7	22.58	22	-0.58	22	70.96	74	3.04
8	25.8	24	-1.8	23	74.19	82	7.81
9	29.03	27.4	-1.63	24	77.41	87	9.59
10	32.25	30	-2.25	25	80.64	87.2	6.56
11	35.48	31.5	-3.98	26	83.87	89.5	5.63
12	38.7	32	-6.7	27	87.09	98.6	11.51
13	41.93	32.5	-9.43	28	90.32	92	1.68
14	45.16	36.5	-8.66	29	93.54	95	1.46
15	48.38	45	-3.38	30	96.77	95	-1.77

Los resultados de los siguientes meses fueron los siguientes:

Para el mes de julio se obtuvo una  $D_{max} = 0.115$  correspondiente a la distribución Log-Pearson III y el valor obtenido a un  $\alpha$  ( 0.05 y 0.01 ) es de 0.248 y 0.297

respectivamente con  $n = 30$  es mayor por lo que la hipótesis se acepta.

$$\text{A la probabilidad de } 0.05 \quad 0.115 < 0.248$$

$$\text{A la probabilidad de } 0.01 \quad 0.115 < 0.297$$

Por lo tanto los datos se ajustan a la curva Log-Pearson III de acuerdo a esta prueba de bondad de ajuste.

Para el mes de junio se obtuvo una  $D_{\max} = 0.0901$  correspondiente a la distribución Log-Normal y el valor obtenido a un  $\alpha$  ( 0.05 y 0.01 ) es de 0.257 y 0.308

respectivamente con  $n = 28$  es mayor por lo que la hipótesis se acepta.

$$\text{A la probabilidad de } 0.05 \quad 0.0901 < 0.257$$

$$\text{A la probabilidad de } 0.01 \quad 0.0901 < 0.308$$

Por lo tanto los datos se ajustan a la curva Log-Normal de acuerdo a esta prueba de bondad de ajuste.

Para el mes de agosto se obtuvo una  $D_{\max} = 0.1175$  correspondiente a la distribución Log-Pearson III y el valor obtenido a un  $\alpha$  ( 0.05 y 0.01 ) es de 0.261 y 0.313

respectivamente con  $n = 28$  es mayor por lo que la hipótesis se acepta.

$$\text{A la probabilidad de } 0.05 \quad 0.1175 < 0.261$$

$$\text{A la probabilidad de } 0.01 \quad 0.1175 < 0.313$$

Por lo tanto los datos se ajustan a la curva Log-Pearson III de acuerdo a esta prueba de bondad de ajuste.

#### **5.5. Periodo de retorno de la obra.**

De acuerdo a los puntos ya mencionados y en base a la tabla 4.2. que se muestra anteriormente, se determino un periodo de retorno de 20 años para estimar la lluvia de diseño de la obra.

#### **5.6. Estimación de la lluvia de diseño**

De acuerdo con el periodo de retorno se procedió a estimar la lluvia de diseño con un  $T_r = 20$  años con una  $P(X > x) = 0.05$  para el mes de junio se obtiene una lluvia estimada en 50.53

$$X = anti - \log(\bar{x} + (Sx * k))$$
 mm con la distribución log-pearson III como se muestra a continuación:

Donde:  $\bar{x}$  = es la media

$Sx$  = desviación estándar

$K$  = factor de frecuencia

$$X = anti \text{ Log } ( 1.3709 + (1.6491 \times 0.2017)) = 50.53 \text{ mm}$$

Para el mes de julio con los mismos datos pero con la

$$X = \text{anti} - \log(\bar{x} + (Sx * Z))$$

distribución Log-Normal se obtuvo un lluvia estimada en 48.11 mm como se muestra en la ecuación:

Donde:  $\bar{x}$  = es la media

$Sx$  = desviación estándar

$Z$  = factor de frecuencia

$$X = \text{anti Log} ( 1.2524 + ( 1.588 \times 0.2706 ) ) = 48.11 \text{ mm}$$

Y por ultimo el mes de agosto con el mismo  $T_r$  y la misma

$$X = \text{anti} - \log(\bar{x} + (Sx * k))$$

$P(X > x)$  se obtuvo un lluvia estimada en 53.25 mm con la distribución log-pearson III con la siguiente ecuación:

Donde:  $\bar{x}$  = es la media

$Sx$  = desviación estándar

$K$  = factor de frecuencia

$$X = \text{anti Log} ( 1.3915 + (0.1803 \times 1.857) ) = 53.25 \text{ mm}$$

### 5.7. Método de la sección y la pendiente

Para este caso se tomaron dos secciones una cerca de la cortina y otra a 200 mts aguas arriba de la cortina debido a que en ese lugar se localizaron otras huellas de la avenida.

Los datos obtenidos en la sección de la cortina fueron los siguientes:

$$A = 18.15 \text{ m}^2 \quad S = 0.01467 \quad V = 2.259 \text{ m/seg} \quad n = 0.05 \quad R_h = 0.9007 \text{ m}$$

Sustituyendo tenemos:

$$Q = \frac{18.15}{0.05} * (0.01467)^{\frac{1}{2}} * (0.9007)^{\frac{2}{3}} = 41 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Datos obtenidos a 200 m aguas arriba de la cortina :

$$A = 9.9 \text{ m}^2 \quad S = 0.01470 \quad n = 0.05 \quad R_h = 0.900 \text{ m}$$

$$Q = \frac{9.9}{0.05} * (0.0147)^{\frac{1}{2}} * (0.900)^{\frac{2}{3}} = 22.4 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Debido a las características de la sección se optó por tomar 41 m<sup>3</sup>/seg.

#### 5.8. Resultado del método del servicio de conservación de suelos de los E.U.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente en el Método del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos la cuenca queda dividida de la siguiente manera:

Tabla 5.4. Clasificación de suelo y vegetación de la cuenca.

SITIO	AREA (ha)	GRUPO DE SUELO	CONDICION HIDROLÓGICA
1	8.3523	C	Pastizal natural
2	13.4854	B	Agricultura de temporal
3	45.6774	C	Bosque caducifolio

4	575.7848	D	Matorral desértico
---	----------	---	--------------------

Siguiendo con el procedimiento se determino la lámina escurrida (Q) y la retención de la cuenca (S) teniendo en Junio lo siguiente:

### Sitio I

$$W_{II} = 79.92 \quad W_I = 2.166 + 0.169 W_{II} + 7.66 \times 10^{-3} W_{II}^2$$

$$S = \frac{2500}{W_I} - 25 \quad S = \frac{2500}{64.598} - 25 = 13.700 \text{ cm}$$

$$W_I = 64.598$$

$$Q = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{P + 0.8 * S} \quad Q = \frac{(4.811 - 0.2 * 13.7)^2}{4.811 + 0.8 * 13.7} = 0.2720 \text{ cm}$$

### Sitio 2

$$W_{II} = 71 \quad W_I = 2.166 + 0.169 W_{II} + 7.66 \times 10^{-3} W_{II}^2 \quad W_I$$

$$S = \frac{2500}{52.779} - 25 = 22.367 \text{ cm} \quad Q = \frac{(4.811 - 0.2 * 22.367)^2}{4.811 + 0.8 * 22.367} = 0.005 \text{ cm}$$

$$= 52.779$$

### Sitio 3

$$W_{II} = 81.226 \quad W_I = 2.166 + 0.169 W_{II} + 7.66 \times 10^{-3} W_{II}^2 \quad W_I$$

$$S = \frac{2500}{66.431} - 25 = 12.632 \text{ cm} \quad Q = \frac{(4.811 - 0.2 * 5.446)^2}{4.811 + 0.8 * 5.446} = 1.5109 \text{ cm}$$

$$= 66.431$$

#### Sito 4

$$W_{II} = 91.772 \quad W_I = 2.166 + 0.169 W_{II} + 7.66 \times 10^{-3} W_{II}^2$$

$$S = \frac{2500}{82.11} - 25 = 5.446 \text{ cm} \quad Q = \frac{(4.811 - 0.2 * 12.632)^2}{4.811 + 0.8 * 12.632} = 0.3499 \text{ cm}$$

$$W_I = 82.11$$

### 5.9 Determinación de la lámina media equivalente

Utilizando la ecuación de la lámina media equivalente se obtuvieron los siguientes resultados para los tres meses de estudio.

LME para Junio:

$$LME = \frac{(0.0835 * 0.2717) + (0.1348 * 0.005) + (0.4567 * 0.3499) + (5.7478 * 1.5105)}{6.433} = 1.38$$

Tabla 5.5. Valores de Qi y LME para julio.

SITIO	Q (cm)	LME (cm)
1	0.3340	1.5489
2	0.0146	
3	0.0421	
4	1.3397	

Tabla 5.6. Valores de Qi y LME para agosto.

SITIO	Q (cm)	LME (cm)
1	0.4103	1.6989
2	0.0312	
3	0.5075	
4	1.8531	

### 5.9. Parámetros de la cuenca

Estos se obtuvieron en base a la condición hidrológica de la cuenca , al grupo de suelo, al área, a los datos calculados por el Método del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos y la lámina media equivalente. El resultado fue lo siguiente:

Tabla 5.7. Parámetros de la cuenca del mes de junio.

JUNIO								
SITIO	GRUPO DE SUELO	CONDICION HIDROLOGICA	AREA (ha)	W <sub>II</sub>	W <sub>I</sub>	S cm	Q cm	LME cm
1	C	Pastizal natural 60%	8.3523	79.92	64.598	13.700	0.2720	1.380
2	B	Agricultura de temporal	13.4854	71.00	52.779	22.360	0.0050	
3	C	Bosque caducifolio 60%	45.6774	81.22	66.431	12.630	0.3499	
4	D	Matorral desértico 60%	575.7840	91.72	82.110	5.446	1.5109	

Tabla 5.8. Parámetros de la cuenca del mes de julio.

JULIO								
SITIO	GRUPO DE SUELO	CONDICION HIDROLOGICA	AREA (ha)	W <sub>II</sub>	W <sub>I</sub>	S cm	Q cm	LME cm
1	C	Pastizal natural 60%	8.3523	79.92	64.598	13.700	0.3340	1.528
2	B	Agricultura de temporal	13.4854	71.00	52.779	22.360	0.0146	
3	C	Bosque caducifolio 60%	45.6774	81.22	66.431	12.630	0.4210	
4	D	Matorral desértico 60%	575.7840	91.72	82.110	5.446	1.6697	

Tabla 5.9. Parámetros de la cuenca del mes de agosto.

AGOSTO								
SITIO	GRUPO DE SUELO	CONDICION HIDROLOGICA	AREA (ha)	W <sub>II</sub>	W <sub>I</sub>	S cm	Q cm	LME cm
1	C	Pastizal natural 60%	8.3523	79.92	64.598	13.700	0.410	1.698
2	B	Agricultura de temporal	13.4854	71.00	52.779	22.367	0.031	
3	C	Bosque caducifolio 60%	45.6774	81.22	66.431	12.632	0.507	
4	D	Matorral desértico 60%	575.7840	91.72	82.110	5.446	1.853	

### 5.11. Determinación del tiempo de concentración

Este tiempo de concentración se cálculo en base a la pendiente media del dren dominante que ya conocemos

$$M = \frac{\text{cota mayor} - \text{cota menor}}{\text{longitud del dren}}$$

obtenida con la diferencias de cotas de los dos extremos del dren como se muestra a continuación:

Donde: cota mayor = 2380 m

Cota menor = 1940 m

Longitud del dren = 3150 m

Sustituyendo tenemos:

$$M = \frac{2380 - 1940}{3150} = 0.1396$$

Al sustituir los valores en la ecuación de  $t_c$  se obtuvo lo siguiente:

$$t_c = 3.245 \times 10^{-4} * L^{0.77} * M^{-0.385}$$

$$t_c = 3.245 \times 10^{-4} * (3150)^{0.77} * (0.1396)^{-0.385} = 0.342 \text{ hr}$$

### 5.12. Determinación de los volúmenes

Debido a que en esta cuenca no hay base de datos se hizo necesario la construcción del hidrograma triangular teniendo en consideración que las tormentas en esta zona son de aproximadamente entre 20 y 30 minutos, para este caso se considero una duración de 30 minutos. Utilizando las ecuaciones siguientes se construyo el hidrograma triangular.

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6t_c$$

$$q_p = \frac{2.08QA}{t_p}$$

$$t_r = 1.67t_p$$

$$t_b = 2.67t_p$$

Sustituyendo tenemos lo siguiente:

$$t_p = \frac{0.5}{2} + 0.6(0.342) = 0.4556 \text{ hr} \quad q_p = \frac{2.08(1.5289)(6.433)}{0.4556} = 45 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$t_r = 1.67(0.4556) = 0.7608 \text{ hr} \quad t_b = 2.67(0.4556) = 1.2164 \text{ hr}$$

Tabla 5.10. Valores de  $q_p$  para los tres meses de estudio.

$q_p \text{ m}^3/\text{seg}$		
Junio	Julio	Agosto
40.5	45	50

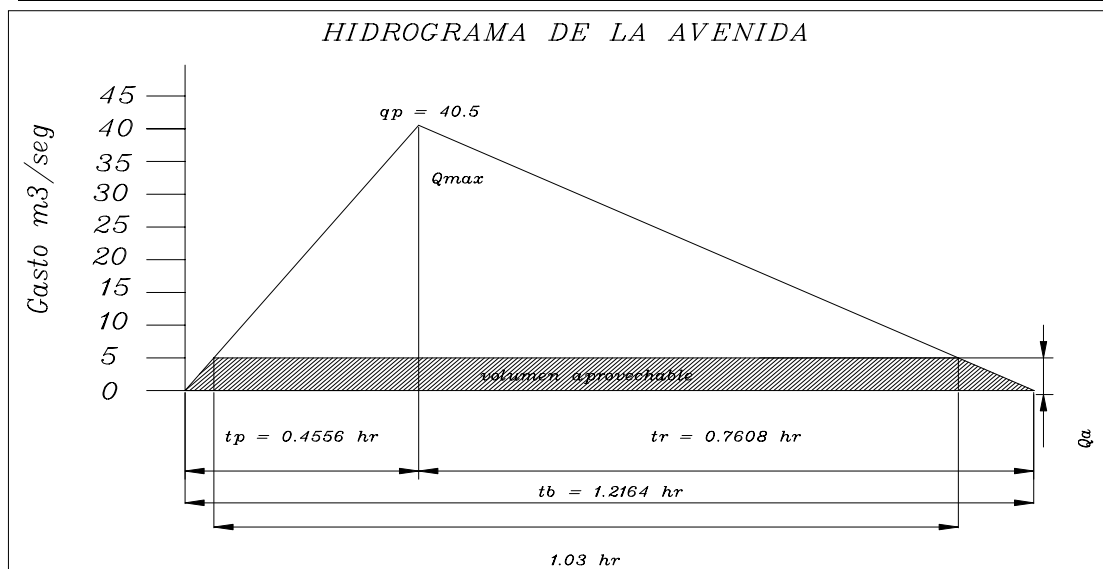


Figura 5.1. Hidrograma triangular de la avenida.

### 5.13. Selección del gasto de la avenida de diseño

De acuerdo con el método de la sección y la pendiente y el del hidrograma triangular ( $q_p$ ) se determino usar el gasto de la avenida de junio que corresponde a  $40.5 \text{ m}^3/\text{seg}$  ya que estos son muy semejantes.

### 5.14. Determinación de la carga hidráulica en la toma

Utilizando la ecuación de Francis despejada para la carga tenemos:

$$Q = C * L * H^{3/2}$$

$$H = \left( \frac{Q}{C * L} \right)^{2/3} \quad \text{sistituyendo tenemos} \quad H = \left( \frac{40.5}{2 * 18.15} \right)^{2/3} = 1.078 \text{ mts}$$

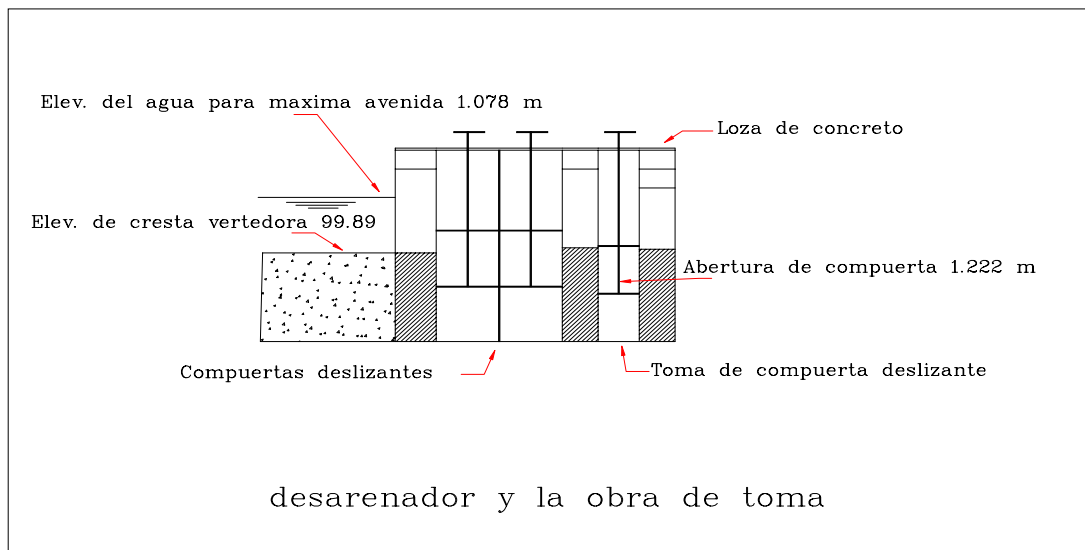
Donde:  $Q = \text{gasto} = 40.5 \text{ m}^3/\text{seg}$

$C = \text{coeficiente} = 2 \text{ adimensional}$

$L = \text{longitud de la cresta} = 18.15 \text{ m}$

$H = \text{carga sobre el vertedor, m}$

El coeficiente  $C$  para vertedores Creager se obtuvo con la relación de  $H_d / P$  Donde:  $P =$  es la elevación de cimacio con



respecto a la base de la cortina

Figura 5.2. Elevaciones principales de la presa derivadora de proyecto.

Teniendo una diferencia entre la cresta del vertedor y el limite superior de la compuerta de 0.264 m más la carga sobre le vertedor (1.078 m) tenemos una carga total de 1.34 m sobre la compuerta totalmente abierta.

#### 5.15. Capacidad de la toma

De acuerdo a las fórmulas mencionadas el volúmen aportado y el volúmen aprovechable fue el siguiente:

$$Volumen\ aportado = \frac{(T_p + T_r)Q_{max}}{2}$$

De acuerdo con el hidrograma triangular Figura 5.1.

tenemos los siguientes datos:

$$T_p = 0.4556 \text{ hr}$$

$$T_r = 0.7608 \text{ hr}$$

$$Q_{max} = 40.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$T_b = 1.2164 \text{ hr}$$

Sustituyendo tenemos:

$$Vol. \text{ aport.} = \frac{1.2164 * 3600 * 40.5}{2} = 88,675 \text{ m}^3$$

El cual da un valor  $Q_a = 20.2 \text{ m}^3/\text{seg}$  el cual servirá para calcular el volúmen aprovechable que es el siguiente:

$$V = T_b \left( Q_a - \frac{Q_a^2}{2Q_{\max}} \right) \text{ sustituyendo tenemos } V = 4898.4 \left( 20.2 - \frac{20.2^2}{2 * 40.5} \right) = 44,228.304 \text{ m}^3$$

El cual nos da un valor del gasto de  $10.1 \text{ m}^3/\text{seg}$  el cual tendrá una duración de 1.03 hr de acuerdo al hidrograma triangular Figura 5.1.. Para este caso solo vamos a derivar  $3 \text{ m}^3/\text{seg}$  ya que es muy difícil manejar un mayor gasto.

#### **5.16. Determinación del área que se puede regar**

De acuerdo al gasto de la toma de  $3 \text{ m}^3/\text{seg}$  con una duración de 1.03 hr y una lámina de auxilio de 15 cm para el cultivo del maíz se determino al área susceptible que se puede regar de la siguiente manera:

$$\text{Volúmen} = 3 \text{ m}^3/\text{seg} * 3601.8 \text{ seg} = 10,805.4 \text{ m}^3$$

$$\text{Cantidad de agua que requiere 1 ha} = 10,000 \text{ m}^2 * 0.15 \text{ m} = 1500 \text{ m}^3$$

La superficie que se puede regar es de 7.2 ha por cada avenida de diseño.

### 5.17. Selección de la compuerta

De acuerdo con las tablas de compuertas deslizantes tipo que se encuentra en anexo de tablas para diseño de obra (C.2.), se consideró la que más se acoplara para darnos el gasto requerido de 3 m<sup>3</sup>/seg con la carga máxima y se adecuara a las instalaciones ya hechas para no hacer demasiadas modificaciones a la toma. Por lo tanto se selecciono la siguiente compuerta de plano n° TM-C-104 de peso 308 kg con área de 1.1163 m<sup>2</sup> (915x1220 mm).

### 5.18. Diseño de las secciones del canal

#### 5.18.1. Primera sección del canal

De acuerdo a esta ecuación se propuso que el tirante tuviera la altura hasta la de la carga máxima y respetando el ancho de la compuerta para utilizar la ecuación de orificios, se hicieron asunciones hasta igualar la ecuación, utilizando las siguientes ecuaciones para determinar las variables del área, perímetro mojado y radio hidráulico.

El gasto de la toma se cálculo considerando que trabaje como orificio utilizando dicha fórmula:

$$A = \text{plantilla (b)} * \text{tirante (Y)} \quad P_m = b + 2Y \quad R_h = \frac{A}{P_m}$$

$$Q = C * A * \sqrt{2gh}$$

Donde: C = coeficiente para orificios = 0.8 adimensional

$$A = \text{área del orificio} = 0.915 * 1.222 = 1.1163 \text{ m}^2$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

$$h = \text{carga sobre el vertedor} = 1.335 \text{ m}$$

Sustituyendo tenemos:

$$Q = 0.8 * 1.1163 * \sqrt{2 * 9.81 * 1.335} = 4.6 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Y utilizando la fórmula de Manning igualada con la de continuidad se sustituyeron los datos conocidos en la fórmula despejada para la pendiente, los resultados fueron los siguientes:

$$Q = \frac{A}{n} * S^{\frac{1}{2}} * Rh^{\frac{2}{3}}$$

$$\left( \frac{n * Q}{A * Rh^{2/3}} \right)^2 = S$$

Tabla 5.11. Valores de los parámetros de la primera sección del canal.

B (m)	Y (m)	A (m <sup>2</sup> )	Pm (m)	Rh <sup>2/3</sup> (m)	S	V (m/seg)	A* Rh <sup>2/3</sup>
0.915	2.555	2.338	6.025	0.532	0.0148	1.96	1.2438

### 5.18.2. Segunda sección del canal

En esta parte del canal se considero el gasto de 3 m<sup>3</sup>/seg que se había considerado en al principio, ahora se considero una pendiente suave y proponiendo tirantes y plantilla para encontrar la pendiente adecuada. Se utilizaron las mismas ecuaciones anteriores y la de Manning igualada con la de continuidad y el resultado fue el siguiente:

$$\left( \frac{n * Q}{A * Rh^{2/3}} \right)^2 = S$$

Tabla 5.12. Valores de los parámetros de la segunda sección del canal.

Y (mts)	A (m <sup>2</sup> )	Pm (mts)	Rh <sup>2/3</sup> (mts)	S	V (m/seg)	B (mts)	A* Rh <sup>2/3</sup>
2.0	8.0	8.0	1.0	0.0001	0.375	4.0	8.0

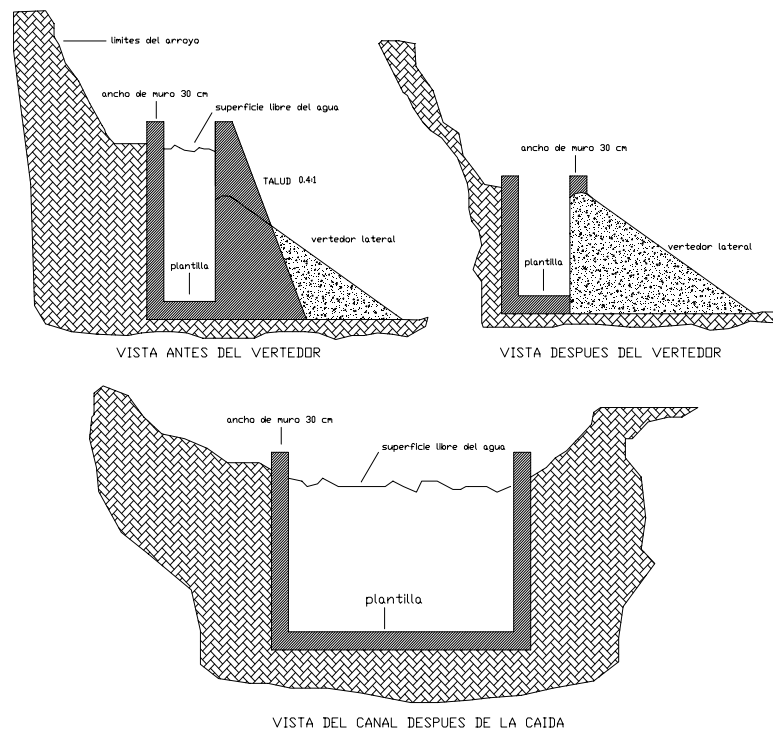


Figura 5.3. Características de las secciones del canal.

### 5.19. Cálculo del vertedor lateral

De acuerdo a la diferencia de gastos y tirantes se tiene la siguiente información:

$$Q_1 = 4.6 \text{ m}^3/\text{seg} \quad Y_1 = 2.55 \text{ mts}$$

$$Q_2 = 3 \text{ m}^3/\text{seg} \quad Y_2 = 1.75 \text{ mts}$$

$$Q = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg} \quad H = 0.80 \text{ mts}$$

El cálculo de C es el siguiente:

$$C = \frac{2}{3} * 0.49 * \sqrt{2 * 9.81} = 1.4469$$

La longitud de la cresta se cálculo despejando la L de la ecuación de Francis:

$$L = \frac{Q}{C * H^{3/2}} \quad \text{sutituyendo tenemos} \quad L = \frac{1.6}{1.4469 * (0.8)^{3/2}} = 1.41 \text{ mts}$$

Para este caso se le dio casi el triple como medida de seguridad o sea se ajusta a 3 m de longitud de cresta vertedora.

## 5.20. Cálculo de las coordenadas del cimacio tipo Creager

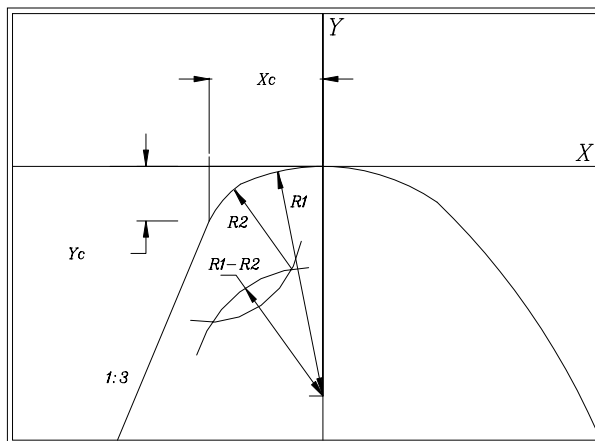
Las cálculo para las coordenadas de cimacio tipo Creager estan en base a la carga sobre el cimacio, se usando la relación

$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{Hd^{0.85}} \quad Hd = \text{carga de diseño}$$

mencionada o en base a la Figura 5.4. como se muestran a continuación:

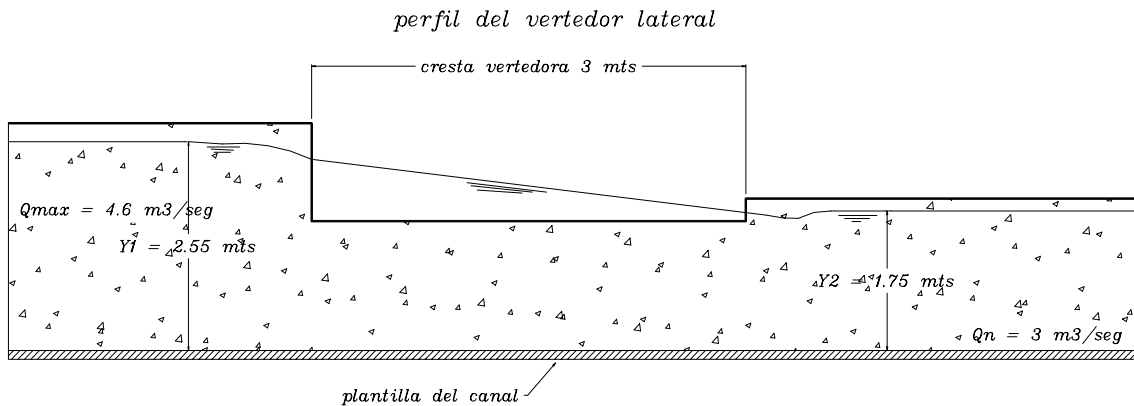
El cimacio queda de la siguiente manera:

$$R_1 = 0.424 \quad R_2 = 0.1872 \quad R_1 - R_2 = 0.2368 \quad X_C = 0.2264$$



$$Y_C = 0.1008$$

Figura 5.4. Geometría del perfil aguas arriba de la cresta vertedora para un parámetro vertical o con talud 1:3.

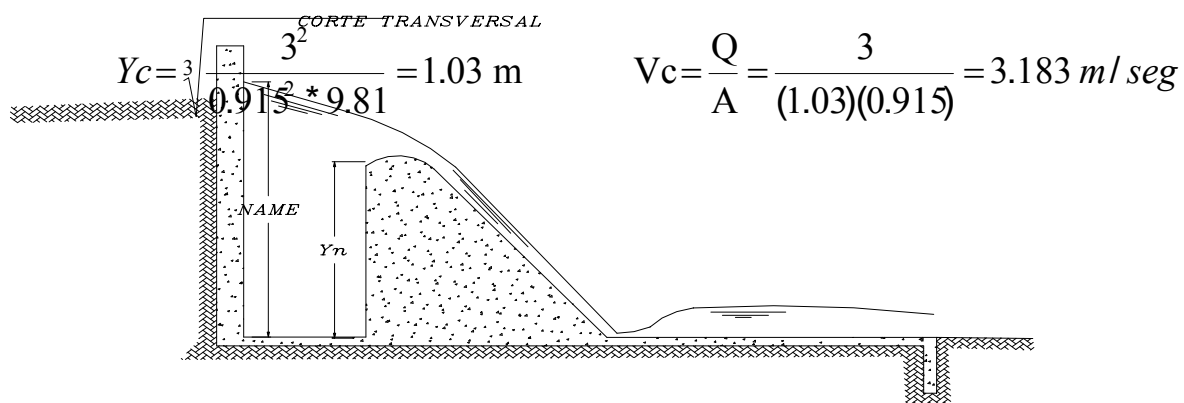


El diseño del vertedor lateral quedaría de la siguiente manera:

Figura 5.5. El diseño del vertedor lateral

### 5.21. Especificación de la caída vertical

Como ya se menciona esta estructura ayudara a unir dos secciones del canal, se tomo como base el desnivel que existe



entre los dos canales para proponer  $Z$  de lo cual resulto lo siguiente.

$$X = 0.425 * 3.183 * 2.8^{1/2} = 2.263 \text{ m}$$

$$Y = 2 + 0.8 = 2.8$$

$$L = 2 * 2.263 = 4.527 \text{ m}$$

$$P = (4.527) / 6 = 0.75 = 0.80 \text{ m}$$

$$Z = 2 \text{ m}$$

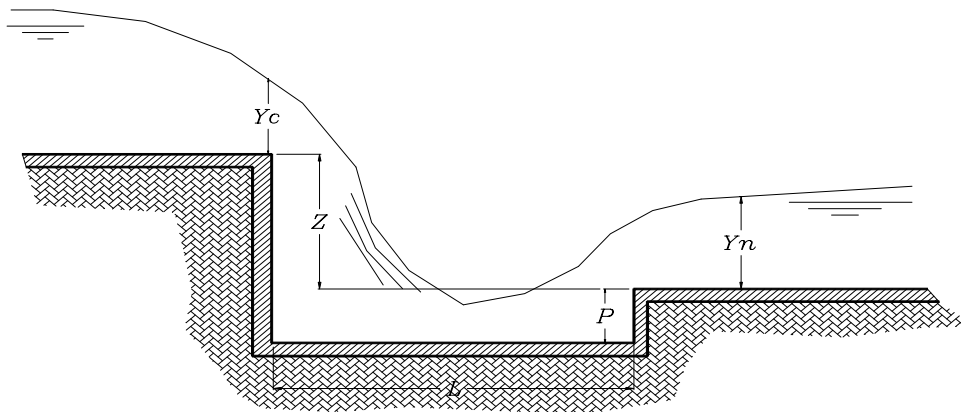


Figura 5.6. Perfil de una caída vertical.

De acuerdo con los cálculos mencionados para la segunda sección del canal, el tirante  $Y_2 = 2 \text{ m}$

#### 5.22. Dimensiones del estanque

Debido a que el estanque va a hacer muy pequeño de 75 m por 75 m con un tirante de 2 m se determina que las características del borde serán de acuerdo a la tabla 4.4. las siguientes:

Tabla 5.13. Características del bordo del estanque.

SECCIÓN	ALTURA MÁXIMA (m)	ANCHO DE CORONA (m)	TALUD AGUAS ARRIBA	TALUD AGUAS ABAJO
1	6.00 – 7.50	4.00	2.5:1	2.0:1

### 5.23. Toma de salida del estanque

La salida se va hacer para un gasto de  $1 \text{ m}^3/\text{seg}$  y con una pantalla de concreto para que no pase mas de lo proyectado, de tal manera que se uso la ecuación de orificios despejada para el

$$A = \frac{Q}{c * \sqrt{2gh}}$$

área para calcular las dimensiones considerando la carga máxima sobre el.

Sabemos que:  $Q = 1 \text{ m}^3/\text{seg}$   $C = 0.80$   $g = 9.81 \text{ m}/\text{seg}^2$  se propuso una plantilla de  $0.28 \text{ m}$  por una altura de  $1 \text{ m}$  que dio un área de  $0.28 \text{ m}^2$ . Sustituyendo:

$$A = \frac{1}{0.8 * \sqrt{19.62 * 1.0}} = 0.28 \text{ m}^2$$

### 5.24. Canal de distribución

Debido a que este canal no va revestido se propuso una pendiente muy suave para llevar velocidades menores a  $0.8 \text{ m}/\text{seg}$ , de sección trapecial y debido a que el terreno es arcillo

$$\frac{n * Q}{\sqrt{S}} = A * Rh^{2/3}$$

arenoso se propuso un talud de 1.5:1, utilizando la ecuación de Manning igualada con la continuidad se obtuvo lo siguiente:

Donde :  $n = 0.04$

$Z = 1.5$

$S = 0.0001$

Tabla 5.14. Valores de los parámetros del canal de distribución.

Y (mts)	A (m <sup>2</sup> )	Pm (mts)	Rh <sup>2/3</sup> (mts)	V (m/seg)	B (mts)	A* Rh <sup>2/3</sup>
0.95	2.3037	1	1.744	0.43	1	4.01

El volúmen almacenado alcanza para regar 7.2 hectáreas con una lámina de 15 cm por lo que se tendrá que turnar los riegos y a lo largo de este se colocaran tomas para 100 lps

### **5.25. Longitud de la transición entre la toma de salida del estanque y el canal de distribución**

Esta longitud sirve para que el canal vaya tomando su nivel en forma gradual, la fórmula utilizada fue la de Molina (1998)

que es la siguiente:

$$L_{trans} = \frac{T - t}{2 \tan 22.5^\circ}$$

Donde: T = ancho de la superficie libre del agua de la sección  
mayor = 3.85 m

t = ancho de la superficie libre del agua de la sección  
menor = 0.28 m

$\tan 22.5^\circ$  = es el ángulo que forma el cambio de una superficie  
a otra

$$L_{trans} = \frac{3.85 - .28}{2 \tan 22.5^\circ} = 4.84 \text{ m}$$

Sustituyendo tenemos:

#### 5.26. Volúmen a retirar de azolve aguas arriba de la cortina

De acuerdo al procedimiento antes descrito y proponiendo un dezasolve en forma de cajón. Los resultados se muestran a continuación.

Tabla 5.15. volúmenes de azolve calculados.

SECCION	VOLÚMEN m <sup>3</sup>	SECCION	VOLÚMEN m <sup>3</sup>
1	2441.3	5	2846.7
2	1484.3	6	2624.4
3	4090.0	7	1619.8

4	2579.3	8	241.9
---	--------	---	-------

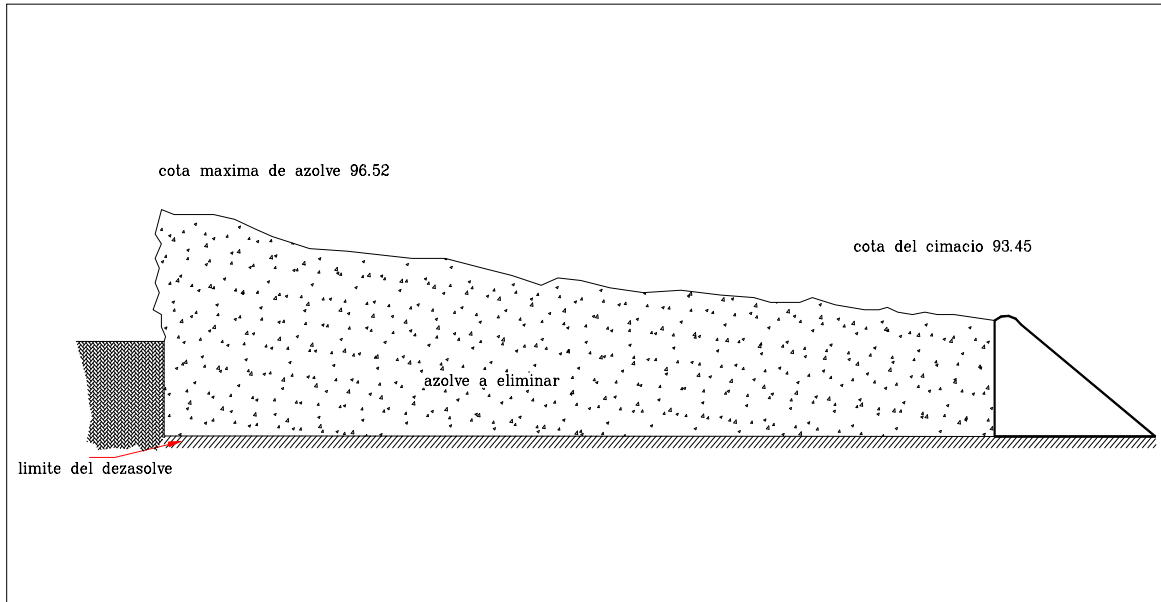


Figura 5.7. Perfil del área azolvada.

### 5.27. Volúmen a retirar de tierra para el paso del canal

El mismo procedimiento se siguió para calcular el corte que se tiene que hacer para el paso del canal; este requirió de hacerle un cierto talud en los muros (0.3:1) para evitar derrumbes, la longitud de la excavación es de 50 m y una profundidad de 3 m.

El resultado del volúmen a cortar fue de 1450 m<sup>3</sup>

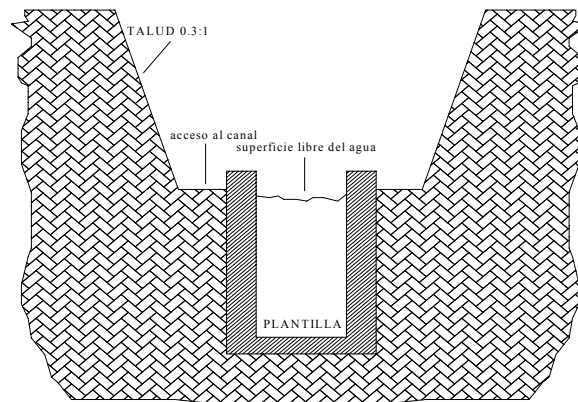


Figura 5.8. Características del corte de terreno para el paso del canal.

#### 5.28. Trazo del canal

Las características del terreno fue factor determinante para la trayectoria o trazo del canal. Como resultado estas fueron las dimensiones de el canal, el cual, se tubo que dividir en dos partes debido a la topografía, con un controlador de gasto (vertedor lateral) y una caída vertical los detalles se mencionan a continuación:

La primera sección tiene las siguientes características:

Una plantilla de 0.915 m, una altura de 3 m, un vertedor de gasto del cual baja la altura del canal a 2 m, con una pendiente de 0.0148 y una longitud de 50 m.

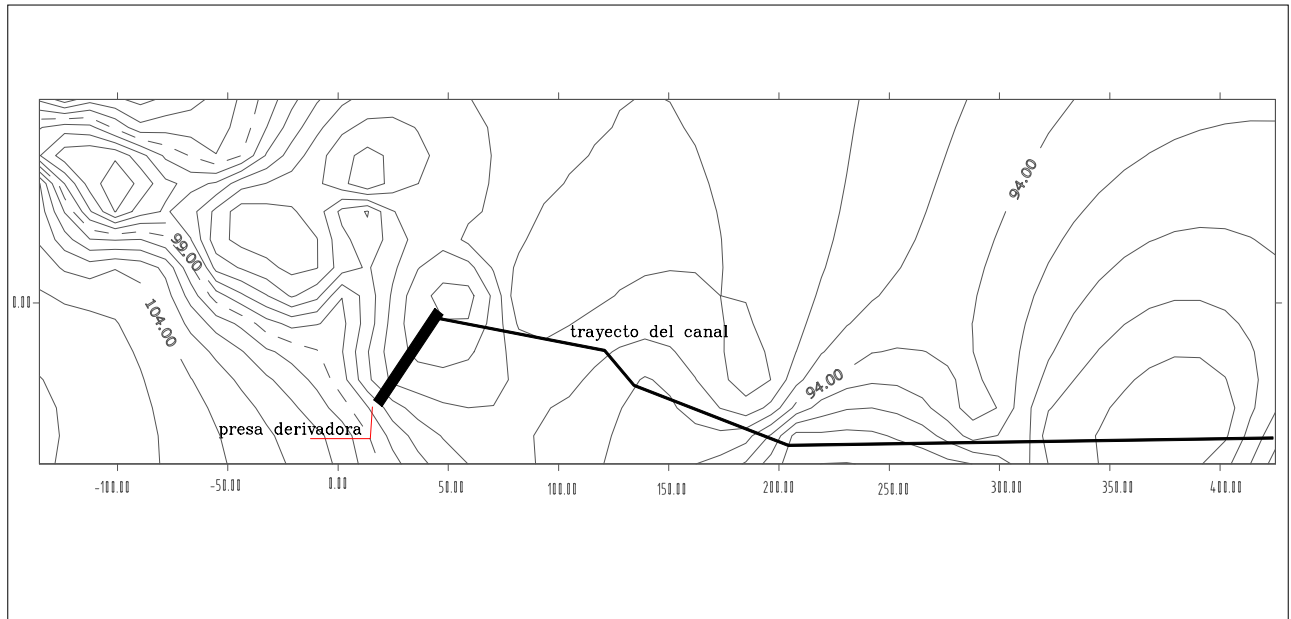


Figura 5.9. Trayecto del canal.

### 5.29. Determinación del número de Froude antes del vertedor lateral y salto hidráulico en la caída

Conociendo de ante mano los datos de  $Y = 2.55$  m y  $V = 1.97$  m/seg, los antes del vertedor lateral y al sustituirlos en la fórmula de Froude ya antes mencionada tenemos lo siguiente.

$$F = \frac{1.97}{\sqrt{(9.81)(2.55)}} = 0.394$$

Este número nos ayuda a saber el tipo de régimen antes del vertedor que como se ve es menor a 1 lo que nos indica un régimen subcrítico corresponde a un perfil sobre el vertedor tipo

(a) de acuerdo con la Figura 3.1.

El cálculo del salto hidráulico en la caída se determino

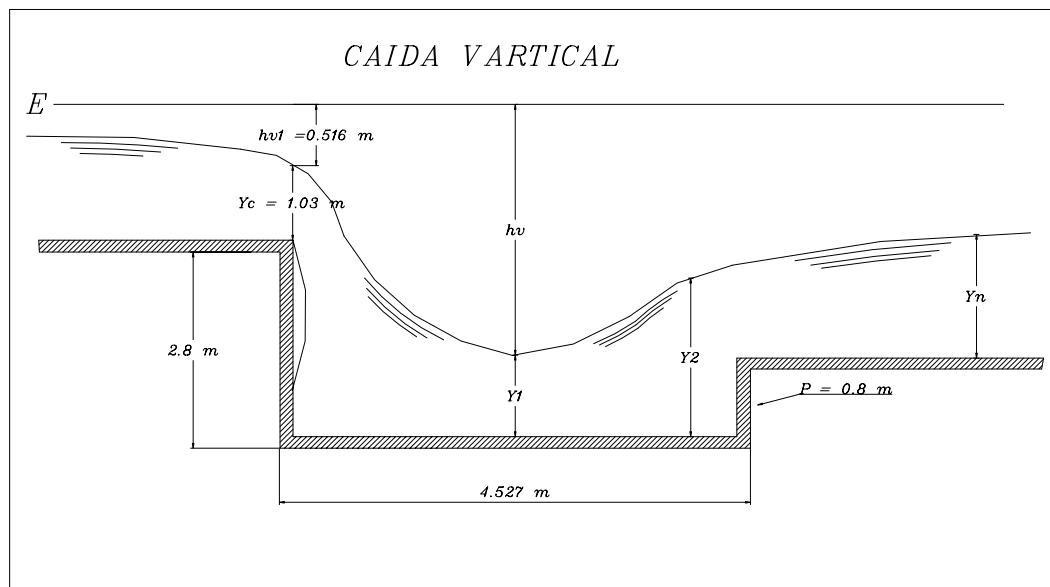
$$E = Y + hv$$

igualando la siguiente expresión:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \quad V_c = \frac{Q}{Ac} \quad hv = \frac{V_c^2}{2g}$$

También se utilizaron las siguientes fórmulas:

Figura 5.10. Perfil del salto hidráulico.



Los datos ya conocidos son los siguientes:  $Y = 2.55 \text{ m}$   $Q = 3 \text{ m}^3/\text{seg}$   $b = 0.915 \text{ m}$

$Y_n = 2.55 \text{ m}$ . Sustituyendo valores en las fórmulas se determinaron los valores de los parámetros.

$$Y_c = 1.03 \text{ m} \quad V_c = 3.183 \text{ m/seg} \quad h_{v_1} = 0.516 \text{ m} \quad E = 1.55 \text{ m}$$

Para encontrar el  $Y_1$  se hicieron varias asunciones hasta igualar la energía ( $E=1.55 \text{ m}$ ) lo que dio como resultado:

$$Y_1 = 0.96 \text{ m} \quad V = 3.415 \text{ m/seg} \quad h_v = 0.594 \text{ m} \quad E = 1.55 \text{ m}$$

$$Y_2 = -\frac{Y_1}{2} + \sqrt{\frac{2 * Y_1 * V_1^2}{g} + \frac{Y_1^2}{4}}$$

Para el cálculo del tirante conjugado  $Y_2$  se utilizo la siguiente fórmula:

$$Y_2 = -\frac{0.96}{2} + \sqrt{\frac{2 * 0.96 * 3.415^2}{9.81} + \frac{0.96^2}{4}} = 1.105 \text{ m}$$

El número de Froude es de 1.037 que corresponde a un salto hidráulico ondular.

Después del salto a 5 m se propuso una zona de transición para ampliar el canal a una sección de 0.915 metros a 4 metros mas amplia para reducir la velocidad y bajar la pendiente. La cual fue la siguiente:

$$L_{trans} = \frac{T - t}{2 \tan 22.5^\circ}$$

Donde: T = ancho de la superficie libre del agua de la sección  
mayor = 4 m

t = ancho de la superficie libre del agua de la sección  
menor = 0.915 m

$\tan 22.5^\circ$  = es el ángulo que forma el cambio de una superficie  
a otra

$$L_{trans} = \frac{4 - 0.915}{2 \tan 22.5^\circ} = 4.181 \text{ m}$$

Sustituyendo tenemos:

### CONCLUSIONES

De acuerdo el estudio hidrológico, al método de la sección y la pendiente y al método del servicio de conservación de suelos de lo E.U. se determinó el gasto de la máxima avenida de diseño que fue de 40.5 m<sup>3</sup>/seg que presentará 3 veces cada 20 años.

Lo que se refiere a la obra de toma tendrá que cambiarse por una compuerta más grande de 915 x 1222 mm para lograr aprovechar al máximo el escurrimiento a parte que la tiene instalada ya es muy vieja y está deteriorada.

Es necesario la construcción de un vertedor lateral y una pantalla en la toma con el fin de evitar de que pase más gasto de lo que canal puede llevar y así evitar que se desborde o que cause erosión en el mismo o en la zona de riego.

El estanque (75 x 75 x 2 m) se requiere para controlar o poder manejar el agua cuando se presente una avenida de la magnitud ya mencionada y servirá como amortiguador y almacenamiento, de aquí en adelante se puede sacar el gasto que sea manejable para riego.

Se proyecta una caída de 2 m para disminuir la velocidad del agua en el canal debido a la topografía y condiciones del terreno.

Se calculó un gasto para la obra de  $3 \text{ m}^3/\text{seg}$ ; para la toma a la salida del estanque de  $1 \text{ m}^3/\text{seg}$  y 10 tomas cada 7 ha para 100 lps a lo largo del canal de distribución.

En cuanto al volumen de excavación para el canal se calcularon  $295 \text{ m}^3$  y es necesario que quede con un cierto talud debido a que es terreno muy suelto (0.3:1) y esto nos dará más estabilidad para evitar derrumbes.

Por ultimo el volúmen total de azolve que hay que retirar es de 180,000 m<sup>3</sup> dejándolo en forma de cajón con el fin de disminuir la velocidad de llegada del agua a la toma.

## **RECOMENDACIONES**

Para este caso se recomienda la modificación parcial de la obra de toma, tanto la rehabilitación del los desarenador, la construcción del canal, el estanque y tomas granja sobre el canal de riego.

Se recomienda que el desarenador sean manejados correctamente para evitar que se azolve rápidamente y/o entren materiales de acarreo como troncos al canal y provoquen obstrucción a las demás estructuras.

De acuerdo a las dimensiones del canal ya mencionadas anteriormente la construcción de éste sería la inversión más alta que se tendría que hacer para la rehabilitación total de la obra, pero viendo los beneficios que traerá ya sea de tipo socioeconómicos o como aprovechamiento de los escurrimientos ya que es una zona donde el agua es escasa. Podrá permitir que la comunidad de ese lugar tener una fuente de donde obtener recursos y por lo tanto no tendrán que dejar sus lugares de origen para ir la ciudad.

Por ultimo se recomienda darle mantenimiento al canal limpiándolo en el periodo fuera de lluvias, con el fin de que no se vayan acumulando materiales de acarreo que provoquen que dicho canal no trabaje en forma adecuada.

#### A. Tablas hidrológicas

Tabla A.1. Se utiliza para asignar el grupo de suelo de acuerdo a sus características.

GRUPO DE SUELO	DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICAS
A	Suelos con potencial de escurrimiento bajo. Incluye arenas profundas con muy poco limo y arcilla ; y suelos permeables con grava en el perfil
B	Suelos con potencial de escurrimiento moderadamente bajo. Son suelos arenosos menos profundos y agregados que el grupo A. Este grupo una infiltración mayor que el promedio cuando húmedo. Ejemplos : migajones arenosos ligeros y migajones limosos.
C	Suelos con potencial de escurrimiento moderadamente alto. Comprenden suelos someros y suelos con considerable contenido de arcilla, pero menos que el grupo D. Este grupo tiene una infiltración menor que el promedio después de saturación. Ejemplo : migajones arcillosos
D	Suelos con alto potencial de escurrimiento. Suelos pesados, con alto contenido de arcillas expandibles y suelos someros con materiales fuertemente cementados

Tabla A.2. Se usa para caracterizar hidrológicamente a la cuenca de acuerdo al tipo y condición de la vegetación.

USO DEL SUELO	CONDICION HIDROLOGICA	DESCRIPCION
Pastizales Naturales	Pobre Regular Buena	Pastos dispersos, fuertemente pastoreados con cobertura menor de 50 % Pastos con pastoreo moderado, cobertura del 50 al 75% Pastos con pastoreo ligero, con cobertura mayor de 75%
Áreas de bosque	Pobre Regular Buena	Áreas fuertemente pastoreadas, con árboles dispersos, sin crecimiento rastrero Árboles dispersos, moderado crecimiento rastrero, y pastoreo moderado Áreas densamente pobladas, con pastoreo mínimo
Pastizales mejorados	Buena	Mezcla de pastos y leguminosas bajo sistema de manejo adecuado
Praderas en rotación	Pobre Buena	Praderas sobre pastoreadas, con reducida población Praderas moderadamente pastoreadas, con alta población, y usadas en rotación con cultivos
cultivos	Pobre Buena	Cultivos en pendiente, condiciones de monocultivo Cultivos en rotación, cultivos de cobertura, cultivos de barbecho

Tabla A.3. Condición de vegetación.

CONDICION	COBERTURA
Buena	Mayor de 75%
Regular	Entre 50 y 75%
Pobre	Menor de 50%

Tabla A.4. Índice de la cuenca para CHA media.

Uso Del Suelo	Condición Hidrológica	Grupo de Suelo			
		A	B	C	D
Tierra en Surcos rectos		77	88	91	94

descanso						
Cultivos de escarda	Surcos rectos	Pobre	71	81	88	91
	Surcos rectos	Buena	67	78	85	89
	Curva a nivel	Pobre	70	79	84	88
	Curva a nivel	Buena	65	75	82	86
	Terraza y curva a nivel	Pobre	66	74	80	82
	Terraza y curva a nivel	Buena	62	71	78	81
Cultivos cerrados	Surcos Rectos	Pobre	65	76	84	88
	Surcos rectos	Buena	63	75	83	87
	Curva a nivel	Pobre	63	74	82	85
	curva a nivel	Buena	61	73	81	84
	Terraza y curva a nivel	Pobre	61	72	79	82
	Terraza y curva a nivel	Buena	59	70	78	81
Leguminosas en hileras o forrajes en rotación	Surcos Rectos	Pobre	66	77	83	85
	Surcos rectos	Buena	58	72	81	85
	Curva a nivel	Pobre	64	75	83	85
	curva a nivel	Buena	55	69	78	83
	Terraza y curva a nivel	Pobre	63	73	80	83
	Terraza y curva a nivel	Buena	51	67	78	80
Pastizal	Natural	Pobre	68	79	86	89
	Natural	Regular	49	69	79	84
	Natural	Buena	39	61	74	80
	curva a nivel	Pobre	47	67	81	88
	curva a nivel	Regular	25	59	75	83
	curva a nivel	Buena	6	35	70	79
Pasto de corte	curva a nivel	Buena	30	58	71	78
Bosque		Pobre	45	58	71	78
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	71
Caminos de Tierra		Buena	72	82	87	89
Caminos pavimentados		Buena	74	84	90	92

Tabla A.5. Índice de cuenca .

Tipo de vegetación	Grupo de suelo	Ecuación	Notas
matorral de juníperos	C	$W_{//} = 88 - C^{0.32}$	1

pastizal	B	$W_{//} = 82 - C^{0.42}$	1
matorral de arbustos con pastizal	C	$W_{//} = 86.5 - C^{0.46}$	1
	B	$W_{//} = 73.5 - C^{0.415}$	1
herbáceo	D	$W_{//} = 93 - C^{0.115}$	1
	C	$W_{//} = 90 - C^{0.19}$	1
	B	$W_{//} = 84 - C^{0.25}$	1
matorral desértico	D	$W_{//} = 93 - C^{0.06}$	2.3
	C	$W_{//} = 80 - C^{0.06}$	2.3
	B	$W_{//} = 84 - C^{0.06}$	2.3
bosque de coníferas	C	$W_{//} = 83 - C^{0.14}$	1.4
	B	$W_{//} = 73 - C^{0.31}$	2.4
pastizal de agostadero	A	$W_{//} = 77 - C^{0.58}$	3
	A	$W_{//} = 63 - C^{0.28}$	6
	B	$W_{//} = 83 - C^{0.28}$	
	C	$W_{//} = 89 - C^{0.18}$	
	D	$W_{//} = 91 - C^{0.13}$	5
pasto natural	A	$W_{//} = 75 - C^{0.44}$	3
	A	$W_{//} = 60 - C^{0.13}$	6
	B	$W_{//} = 83 - C^{0.26}$	
	C	$W_{//} = 89 - C^{0.18}$	
	D	$W_{//} = 91 - C^{0.13}$	7
áreas forestales	A	$W_{//} = 50.5 - C^{0.286}$	
	B	$W_{//} = 71.5 - C^{0.229}$	
	C	$W_{//} = 81.5 - C^{0.229}$	
	D	$W_{//} = 87 - C^{0.21}$	7
caminos	A	$W_{//} = 73$	
	B	$W_{//} = 83$	
	C	$W_{//} = 88.5$	
	D	$W_{//} = 90.5$	
rocas desnudas		$W_{//} = 96$	8
superficies líquidas		$W_{//} = 1000$	

Valores del índice de Cuenca para condiciones de humedad antecedente media y diferentes tipos de vegetación.

Todos los valores de  $W$  son para una condición de humedad antecedente media,  $l_a=0.2$  S, y cubierta sin rocas. <sup>1</sup>De Enderlin y Markowitz (1962). <sup>2</sup>De Simanton y Sutter (1973). <sup>3</sup>Para  $C < 50\%$ . <sup>4</sup>Para  $C > 50\%$ . <sup>4</sup>Para  $10\% < C < 80\%$ , relación no lineal a  $W = 83$  y  $W = 7.3$ . <sup>5</sup>De National Engineering Handbook. <sup>6</sup>Para  $C > 50\%$ . <sup>7</sup>De datos no publicados del U.S. Forest Service. <sup>8</sup>Asume  $l_a = 0.08$  pulgadas

Tabla A.6. Condición de humedad antecedente.

CHA	Pacum mm
I	<12.5
II	12.5-37
III	>37

Condición de humedad antecedente en función de la lámina precipitada acumulada

Tabla A.7. Valores del índice de cuenca para diversas condiciones de humedad antecedente

CHAI	CHAI	CHAI
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22

Los valores presentados en la tabla anterior para condiciones de humedad antecedente I y II, se pueden también obtener de las siguientes ecuaciones que fueron obtenidas por el Dr. Muñoz

$$W_I = 2.166 + 0.169 W_{II} + 7.66 (10)^{-3} W_{II}^2$$

$$W_{III} = 6.931 + 1.596 W_{II} - 6.73 (10)^{-3} W_{II}^2$$

donde :  $W_I$  = índice de cuenca para condición seca.

$W_{II}$  = índice de cuenca para condición media

$W_{III}$ = índice de cuenca para condición húmeda

## B. Tablas del análisis estadístico

Tabla B.1. Valores del factor de frecuencia para distribuciones Pearson III

$\gamma_1$	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
3.0	- 0.667	- 0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.18 0	2.278	3.15 2	4.05 1	4.970
2.9	- 0.690	- 0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.19 5	2.277	3.13 4	4.01 3	4.909
2.8	- 0.714	- 0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.21 0	2.275	3.11 4	3.97 3	4.847
2.7	- 0.740	- 0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.22 4	2.272	3.09 3	3.93 2	4.783
2.6	- 0.769	- 0.762	-0.747	-0.696	-0.369	0.499	1.23 8	2.267	3.07 1	3.88 9	4.718
2.5	- 0.799	- 0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.25 0	2.262	3.04 8	3.84 5	4.652
2.4	- 0.832	- 0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.26 2	2.256	3.02 3	3.80 0	4.584
2.3	- 0.867	- 0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.27 4	2.248	2.99 7	3.75 3	4.515
2.2	- 0.905	- 0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.28 4	2.240	2.97 0	3.70 5	4.444
2.1	- 0.946	- 0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.29 4	2.230	2.94 2	3.65 6	4.372
2.0	- 0.990	0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.30 2	2.219	2.91 2	3.60 6	4.298
1.9	- 1.037	- 0.984	-0.920	-0.768	-0.294	0.627	1.31 0	2.207	2.88 1	3.55 3	4.223
1.8	- 1.067	- 1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.31 8	2.193	2.84 8	3.49 9	4.147
1.7	- 1.140	- 1.056	-0.970	-0.806	-0.268	0.660	1.32 4	2.179	2.81 5	3.44 4	4.069
1.6	- 1.197	- 1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.32 9	2.163	2.78 0	3.38 8	3.990
1.5	- 1.256	- 1.131	-0.018	-0.825	-0.240	0.690	1.33 3	2.146	2.74 3	3.33 0	3.910
1.4	- 1.318	- 1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.33 7	2.128	2.70 6	3.27 1	3.828
1.3	-	-	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.33	2.106	2.66	3.21	3.745

	1.383	1.206					9		6	1	
1.2	- 1.449	- 1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.34 0	2.066	2.62 6	3.14 9	3.661
1.1	- 1.518	- 1.280	-1.107	-0.848	-0.190	0.745	1.34 1	2.043	2.58 5	3.08 7	3.575
1.0	- 1.588	- 1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.34 0	2.043	2.54 2	3.02 2	3.489
0.9	- 1.660	- 1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.33 9	2.018	2.49 8	2.95 7	3.401
0.8	- 1.733	- 1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.33 6	1.993	2.45 3	2.89 1	3.312
0.7	- 1.806	- 1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.33 3	1.967	2.40 7	2.82 4	3.223
0.6	- 1.880	- 1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.32 8	1.939	2.35 9	2.75 5	3.132
0.5	- 1.955	- 1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.32 3	1.910	2.31 1	2.68 6	3.041
0.4	- 2.029	- 1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.31 7	1.880	2.26 1	2.61 5	2.949
0.3	- 2.104	- 1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.30 9	1.849	2.21 1	2.54 4	2.856
0.2	- 2.178	- 1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.30 1	1.818	2.15 9	2.47 2	2.763
0.1	- 2.252	- 1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.29 2	1.785	2.10 7	2.40 0	2.670
0.0	- 2.326	- 1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.28 2	1.751	2.05 4	2.32 6	2.576

Probabilidad de excedencia

Continuación de la tabla B.1.

## Coeficiente de asimetría negativo

$\gamma_1$	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
-0.1	- 2.400	- 1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.27 0	1.716	2.00 0	2.25 2	2.482
-0.2	- 2.472	- 1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.25 8	1.680	1.94 5	2.17 8	2.388
-0.3	- 2.544	- 1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.24 5	1.643	1.89 0	2.10 4	2.294
-0.4	- 2.615	- 1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.23 1	1.606	1.83 4	2.02 9	2.201
-0.5	- 2.686	- 1.774	-1.323	-0.806	0.083	0.856	1.21 6	1.567	1.77 7	1.95 5	2.108
-0.6	- 2.755	- 1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.20 0	1.528	1.72 0	1.88 0	2.016
-0.7	- 2.824	- 1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.18 3	1.488	1.66 3	1.80 6	1.926
-0.8	- 2.891	- 1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.16 6	1.448	1.60 6	1.73 3	1.837
-0.9	- 2.957	- 1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.14 7	1.407	1.54 9	1.66 0	1.749
-1.0	- 3.022	- 1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.12 8	1.366	1.49 2	1.58 8	1.664
-1.1	- 3.087	- 1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.10 7	1.324	1.43 5	1.51 8	1.581
-1.2	- 3.149	- 1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.08 6	1.282	1.37 9	1.44 9	1.501
-1.3	- 3.211	- 1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.06 4	1.240	1.32 4	1.38 3	1.424
-1.4	- 3.271	- 1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.04 1	1.198	1.27 0	1.31 8	1.351
-1.5	- 3.330	- 1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.01 8	1.157	1.21 7	1.25 6	1.282
-1.6	- 3.388	- 1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	1.99 4	1.116	1.16 6	1.19 7	1.242
-1.7	- 3.444	- 1.972	-1.324	-0.659	0.268	0.808	0.96 9	1.075	1.11 6	1.14 0	1.172
-1.8	- 3.499	- 1.981	-1.318	-0.643	0.281	0.798	0.94 5	1.035	1.06 8	1.08 7	1.097
-1.9	- 3.553	- 1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.92 0	0.996	1.02 3	1.03 7	1.044
-2.0	- 3.606	- 1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.89 5	0.959	0.98 0	0.99 0	0.995
-2.1	- 3.656	- 2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.86 9	0.923	0.93 9	0.94 6	0.949
-2.2	-	-	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.84	0.888	0.90	0.90	0.907

	3.705	2.006					4		0	5	
-2.3	- 3.753	- 2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.81 9	0.855	0.86 4	0.86 7	0.869
-2.4	- 3.800	- 2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.79 5	0.823	0.83 0	0.83 2	0.833
-2.5	- 3.845	- 2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.77 1	0.793	0.79 8	0.79 9	0.800
-2.6	- 3.889	- 2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.74 7	0.764	0.76 8	0.76 9	0.769
-2.7	- 3.932	- 2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.72 4	0.738	0.74 0	0.74 0	0.741
-2.8	- 3.973	- 2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.70 2	0.712	0.71 4	0.71 4	0.714
-2.9	- 4.013	- 2.007	-1.195	-0.440	0.390	0.651	0.68 1	0.683 6	0.68 9	0.69 0	0.690
-3.0	- 4.051	- 2.000	-1.180	-0.420	0.396	0.636	0.66 0	0.666	0.66 6	0.66 7	0.667





Tabla B.3. Datos calculados en las distribuciones para el mes de Junio.

Año	Precip.	Nº orden	Precip.	$P(X>x)$	Tr	Log X	K log-pearson	K log-Normal	K V.E.G.	X log-pearson III	X log-normal	X V.E.G.	X Inter. Lineal
1968	16.3	1	52	0.033	30.000	1.716003	1.73978	1.83	2.188411	52.892	55.951	28.945	56.840
1969	21.5	2	46	0.067	15.000	1.662758	1.47498	1.5	1.634472	44.845	45.550	27.004	46.808
1970	17	3	35.4	0.100	10.000	1.549003	1.24936	1.28	1.304401	38.962	39.714	25.848	40.940
1971	52	4	35	0.133	7.500	1.544068	1.11691	1.11	1.065718	35.875	35.721	25.012	36.777
1972	34.4	5	34.9	0.167	6.000	1.542825	0.98472	0.97	0.876881	33.038	32.736	24.351	33.547
1973	25.5	6	34.4	0.200	5.000	1.536558	0.85199	0.84	0.719368	30.415	30.188	23.799	30.909
1975	17	7	33.8	0.233	4.286	1.528917	0.7623	0.73	0.583278	28.761	28.188	23.322	28.678
1976	24	8	30	0.267	3.750	1.477121	0.67267	0.62	0.46268	27.199	26.320	22.900	26.745
1977	7	9	25.5	0.300	3.333	1.40654	0.58276	0.52	0.353728	25.716	24.730	22.518	25.041
1978	9.5	10	24.1	0.333	3.000	1.382017	0.49311	0.43	0.253776	24.319	23.381	22.168	23.516
1979	7.7	11	24	0.367	2.727	1.380211	0.40345	0.34	0.16091	22.997	22.106	21.843	22.137
1980	5	12	23.5	0.400	2.500	1.371068	0.31353	0.25	0.073693	21.744	20.900	21.537	20.877
1981	24.1	13	21.5	0.433	2.308	1.332438	0.22388	0.17	-0.009	20.562	19.883	21.248	19.719
1982	20	14	20.3	0.467	2.143	1.307496	0.13412	0.08	-0.08806	19.444	18.799	20.971	18.647
1983	9.5	15	20	0.500	2.000	1.30103	0.044303	0	-0.16425	18.385	17.884	20.704	17.648
1984	20.3	16	17	0.533	1.875	1.230449	-0.0523	-0.08	-0.23823	17.311	17.014	20.445	16.714
1985	34.9	17	17	0.567	1.765	1.230449	-0.14891	-0.17	-0.31057	16.299	16.086	20.191	15.837
1986	23.5	18	16.3	0.600	1.667	1.212188	-0.2458	-0.25	-0.38183	15.344	15.304	19.942	15.009
1987	10.9	19	15	0.633	1.579	1.176091	-0.34241	-0.34	-0.45256	14.447	14.469	19.694	14.227
1988	6.7	20	13.5	0.667	1.500	1.130334	-0.43901	-0.43	-0.5233	13.603	13.680	19.446	13.485
1989	12.6	21	12.6	0.700	1.429	1.100371	-0.5359	-0.52	-0.5947	12.806	12.934	19.196	12.779
1990	9	22	10.9	0.733	1.364	1.037426	-0.63251	-0.62	-0.66746	12.058	12.152	18.941	12.105
1991	35.4	23	9.5	0.767	1.304	0.977724	-0.72912	-0.73	-0.74249	11.353	11.347	18.679	11.462
1992	30	24	9.5	0.800	1.250	0.977724	-0.82601	-0.84	-0.82099	10.688	10.595	18.404	10.846
1993	35	25	9	0.833	1.200	0.954243	-0.98595	-0.97	-0.90465	9.674	9.770	18.111	10.255
1994	15	26	7.7	0.867	1.154	0.886491	-1.14791	-1.11	-0.99615	8.745	8.954	17.790	9.688
1995	13.5	27	7	0.900	1.111	0.845098	-1.30632	-1.28	-1.1002	7.923	8.054	17.426	9.141
1997	33.8	28	6.7	0.933	1.071	0.826075	-1.58	-1.5	-1.22665	6.680	7.022	16.983	8.615
1998	46	29	5	0.967	1.034	0.69897	-2.05036	-1.83	-1.40431	4.983	5.717	16.361	8.107

Tabla B.4. Datos calculados en las distribuciones para el mes de Julio.

Año	Precip. Max.	Nº orden	Precip.	$P(X>x)$	TR	Log X	X log-pearson III	X log-normal	X Inter. Lineal	X V.E.G.
1968	30.5	1	55.5	3.226	31.000	1.744293	55.0185	55.4776	60.774967	52.3203
1969	30	2	45.8	6.452	15.500	1.6608655	48.3886	47.5945	51.094715	45.7466
1970	15.5	3	44	9.677	10.333	1.6434527	43.0772	42.9717	45.432131	41.8321
1971	29.5	4	42	12.903	7.750	1.6232493	40.1438	39.7094	41.414464	39.0034
1972	34	5	40	16.129	6.200	1.60206	37.5917	37.2096	38.298119	36.7671
1973	11.1	6	39.7	19.355	5.167	1.5987905	35.205	35.0783	35.75188	34.9033
1975	42	7	34	22.581	4.429	1.5314789	33.6004	33.3468	33.599065	33.2944
1976	44	8	33.2	25.806	3.875	1.5211381	32.2197	31.7744	31.734212	31.87
1977	18	9	31.5	29.032	3.444	1.4983106	30.896	30.3324	30.089295	30.5846
1978	55.5	10	30.5	32.258	3.100	1.4842998	29.6267	29.0907	28.617867	29.4068
1979	11.1	11	30	35.484	2.818	1.4771213	28.4093	27.9257	27.286798	28.314
1980	14	12	29.8	38.710	2.583	1.4742163	27.2421	26.9197	26.071628	27.2891
1981	21.5	13	29.5	41.935	2.385	1.469822	26.1229	25.8656	24.953779	26.3191
1982	31.5	14	28	45.161	2.214	1.447158	25.0497	24.8413	23.918813	25.3934
1983	25	15	25	48.387	2.067	1.39794	24.1679	23.9353	22.955283	24.5033
1984	20.4	16	21.5	51.613	1.938	1.3324385	23.0315	23.0623	22.05396	23.6412
1985	13.3	17	21.2	54.839	1.824	1.3263359	22.0814	22.1593	21.207298	22.8005
1986	45.8	18	20.5	58.065	1.722	1.3117539	21.1704	21.309	20.409044	21.9752
1987	33.2	19	20.4	61.290	1.632	1.3096302	20.2971	20.439	19.65396	21.1594
1988	39.7	20	18.7	64.516	1.550	1.2718416	19.4597	19.7853	18.937615	20.3472
1989	20.5	21	18	67.742	1.476	1.2552725	18.657	18.9753	18.256229	19.5324
1990	29.8	22	17	70.968	1.409	1.2304489	17.887	18.0889	17.606547	18.7079
1991	14.2	23	15.5	74.194	1.348	1.1903317	17.1494	17.3716	16.985749	17.8656
1992	21.2	24	14.2	77.419	1.292	1.1522883	16.4433	16.5842	16.391376	16.9951
1993	17	25	14	80.645	1.240	1.146128	15.6877	15.6852	15.82127	16.0824
1994	12.4	26	13.3	83.871	1.192	1.1238516	14.835	14.835	15.273528	15.1076
1995	28	27	13.2	87.097	1.148	1.1205739	13.9011	13.9011	14.746459	14.0393
1996	13.2	28	12.4	90.323	1.107	1.0934217	12.8457	12.8457	14.238562	12.8221
1997	40	29	11.1	93.548	1.069	1.045323	11.6061	11.6061	13.748488	11.3397
1998	18.7	30	11.1	96.774	1.033	1.045323	9.4804	9.95	13.275031	9.2522

Tabla B.5. Datos calculados en las distribuciones para el mes de Agosto.

Año	Precip.	Nº orden	Precip.	P(X>x)	Tr	Log X	K log-pearson III	K log-normal	K V.E.G.	log-Tr	X log-pearson III	X log-normal	X V.E.G.	X inter. Lineal
1968	36.7	1	64.7	0.033	30.000	1.810904	2.106771	1.83	2.188411	1.4771	59.0891	52.6729	54.4851	40.3687
1969	46	2	47	0.067	15.000	1.672098	1.68171	1.5	1.634472	1.1761	49.5268	45.9268	47.5122	36.5799
1970	16	3	46	0.100	10.000	1.662758	1.331995	1.28	1.304401	1.0000	42.8316	41.9166	43.3574	34.3637
1971	25.5	4	46	0.133	7.500	1.662758	1.15201	1.11	1.065718	0.8751	39.7467	39.0592	40.3529	32.7912
1972	17	5	43.4	0.167	6.000	1.63749	0.972356	0.97	0.876881	0.7782	36.8890	36.8529	37.9759	31.5715
1975	19	6	36.7	0.200	5.000	1.564666	0.79201	0.84	0.719368	0.6990	34.2270	34.9160	35.9931	30.5749
1976	47	7	35.2	0.233	4.286	1.546543	0.691525	0.73	0.583278	0.6320	32.8280	33.3568	34.2801	29.7323
1977	22.2	8	34.7	0.267	3.750	1.540329	0.59047	0.62	0.46268	0.5740	31.4788	31.8672	32.7620	29.0024
1978	16.5	9	32	0.300	3.333	1.50515	0.49047	0.52	0.353728	0.5229	30.1982	30.5708	31.3906	28.3586
1979	18	10	30	0.333	3.000	1.477121	0.38997	0.43	0.253776	0.4771	28.9637	29.4493	30.1324	27.7827
1980	17	11	27.4	0.367	2.727	1.437751	0.28947	0.34	0.16091	0.4357	27.7797	28.3688	28.9634	27.2618
1981	27.4	12	25.5	0.400	2.500	1.40654	0.188947	0.25	0.073693	0.3979	26.6438	27.3280	27.8656	26.7862
1982	20.5	13	23.5	0.433	2.308	1.371068	0.08852	0.17	-0.009	0.3632	25.5554	26.4350	26.8247	26.3486
1983	32	14	22.2	0.467	2.143	1.346353	-0.01205	0.08	-0.08806	0.3310	24.5100	25.4652	25.8295	25.9436
1984	34.7	15	22	0.500	2.000	1.342423	-0.11258	0	-0.16425	0.3010	23.5077	24.6330	24.8704	25.5665
1985	13.6	16	20.5	0.533	1.875	1.311754	-0.19528	-0.08	-0.23823	0.2730	22.7141	23.8280	23.9392	25.2137
1986	30	17	19.5	0.567	1.765	1.290035	-0.27799	-0.17	-0.31057	0.2467	21.9471	22.9538	23.0286	24.8823
1987	22	18	19	0.600	1.667	1.278754	-0.36071	-0.25	-0.38183	0.2218	21.2059	22.2037	22.1315	24.5699
1988	19	19	19	0.633	1.579	1.278754	-0.44337	-0.34	-0.45256	0.1984	20.4903	21.3891	21.2413	24.2743
1989	17	20	18.4	0.667	1.500	1.264818	-0.52613	-0.43	-0.5233	0.1761	19.7980	20.6044	20.3507	23.9940
1990	46	21	18	0.700	1.429	1.255273	-0.60886	-0.52	-0.5947	0.1549	19.1293	19.8485	19.4520	23.7273
1991	23.5	22	17.6	0.733	1.364	1.245513	-0.69157	-0.62	-0.66746	0.1347	18.4834	19.0410	18.5361	23.4730
1992	19.5	23	17	0.767	1.304	1.230449	-0.77427	-0.73	-0.74249	0.1154	17.8593	18.1907	17.5916	23.2300
1993	17.6	24	17	0.800	1.250	1.230449	-0.857	-0.84	-0.82099	0.0969	17.2561	17.3784	16.6036	22.9974
1994	15.8	25	17	0.833	1.200	1.230449	-0.99679	-0.97	-0.90465	0.0792	16.2828	16.4650	15.5505	22.7743
1995	35.2	26	16.5	0.867	1.154	1.217484	-1.07659	-1.11	-0.99615	0.0621	15.7520	15.5350	14.3987	22.5599
1996	64.7	27	16	0.900	1.111	1.20412	-1.18642	-1.28	-1.1002	0.0458	15.0497	14.4760	13.0889	22.3536
1997	43.4	28	15.8	0.933	1.071	1.198657	-1.23249	-1.5	-1.22665	0.0300	14.7645	13.2120	11.4972	22.1548

1998	18.4	29	13.6	0.967	1.034	1.133539	-1.59282	-1.83	-1.40431	0.0147	12.7124	11.5199	9.2608	21.9630
------	------	----	------	-------	-------	----------	----------	-------	----------	--------	---------	---------	--------	---------

Tablas B.6. Resultados de la prueba de bondad de ajuste de  
Kolmogorov-Smirnov.

Tabla B.6.1. Mes de julio

Log-pearson III

	P(X>x) e	P(X>x) t	Dmax
1	3.22	3.2	-0.02
2	6.45	8	1.55
3	9.67	9	-0.67
4	12.9	10.5	-2.4
5	16.12	13	-3.12
6	19.35	13.5	-5.85
7	22.58	22	-0.58
8	25.8	24	-1.8
9	29.03	27.4	-1.63
10	32.25	30	-2.25
11	35.48	31.5	-3.98
12	38.7	32	-6.7
13	41.93	32.5	-9.43
14	45.16	36.5	-8.66
15	48.38	45	-3.38
16	51.61	58	6.39
17	54.83	58.2	3.37
18	58.06	60	1.94
19	61.29	60.1	-1.19
20	64.35	66	1.65
21	67.74	70	2.26
22	70.96	74	3.04
23	74.19	82	7.81
24	77.41	87	9.59
25	80.64	87.2	6.56
26	83.87	89.5	5.63
27	87.09	98.6	11.51
28	90.32	92	1.68
29	93.54	95	1.46
30	96.77	95	-1.77

Log-normal

	P(X>x) e	P(X>x) t	Dmax
1	3.22	4	0.78
2	6.45	7.5	1.05
3	9.67	9	-0.67
4	12.9	10	-2.9
5	16.12	11	-5.12
6	19.35	12	-7.35
7	22.58	13	-9.58
8	25.8	22	-3.8
9	29.03	26	-3.03
10	32.25	29	-3.25
11	35.48	32	-3.48
12	38.7	34	-4.7
13	41.93	34.5	-7.43
14	45.16	36	-9.16
15	48.38	44	-4.38
16	51.61	56	4.39
17	54.83	58	3.17
18	58.06	60	1.94
19	61.29	62	0.71
20	64.35	68	3.65
21	67.74	72	4.26
22	70.96	76	5.04
23	74.19	80	5.81
24	77.41	86	8.59
25	80.64	87	6.36
26	83.87	88	4.13
27	87.09	90	2.91
28	90.32	91	0.68
29	93.54	94	0.46
30	96.77	94	-2.77

Interp.  
Lineal

	P(X>x) e	P(X>x) t	Dmax
1	3.22	5	1.78
2	6.45	9.5	3.05
3	9.67	11	1.33
4	12.9	12	-0.9
5	16.12	15	-1.12
6	19.35	15.5	-3.85
7	22.58	22	-0.58
8	25.8	24	-1.8
9	29.03	27	-2.03
10	32.25	28	-4.25
11	35.48	29	-6.48
12	38.7	30	-8.7
13	41.93	31	-10.93
14	45.16	34	-11.16

V.E.G

	P(X>x) e	P(X>x) t	P(X>x)e -P(X>x)t
1	3.22	2.2	-1.02
2	6.45	7.5	1.05
3	9.67	8.5	-1.17
4	12.9	9.5	-3.4
5	16.12	12	-4.12
6	19.35	13	-6.35
7	22.58	22	-0.58
8	25.8	27	1.2
9	29.03	28	-1.03
10	32.25	29.5	-2.75
11	35.48	30	-5.48
12	38.7	31	-7.7
13	41.93	32	-9.93
14	45.16	36	-9.16

15	48.38	40	-8.38
16	51.61	52	0.39
17	54.83	54	-0.83
18	58.06	58	-0.06
19	61.29	62	0.71
20	64.35	65	0.65
21	67.74	68	0.26
22	70.96	75	4.04
23	74.19	78	3.81
24	77.41	90	12.59
25	80.64	92	11.36
26	83.87	98	14.13
27	87.09	99.5	12.41
28	90.32	100	9.68

15	48.38	48	-0.38
16	51.61	59	7.39
17	54.83	60	5.17
18	58.06	62	3.94
19	61.29	64	2.71
20	64.35	70	5.65
21	67.74	73	5.26
22	70.96	77	6.04
23	74.19	82	7.81
24	77.41	87	9.59
25	80.64	89	8.36
26	83.87	90	6.13
27	87.09	90.2	3.11
28	90.32	91	0.68
29	93.54	95	1.46
30	96.77	95	-1.77

Tabla B.6.2. Mes de junio

Log-pearson III

Log-normal

	P(X>x) e	P(X>x) t	Dmax
1	3.3	3.75	0.45
2	6.66	6.11	-0.55
3	9.99	16	6.01
4	14.5	15.2	0.7
5	17.5	15.4	-2.1
6	20	16	-4
7	24.16	16.8	-7.36
8	26.66	21.25	-5.41
9	33.4	33.12	-0.28
10	36.81	33.63	-3.18
11	40	34.77	-5.23
12	43.07	40.05	-3.02
13	46.15	43.84	-2.31
14	50.05	44.92	-5.13
15	54	55	1
16	60	56.2	-3.8
17	64	62	-2
18	30	30.05	0.05
19	66	65.5	-0.5
20	70	71.25	1.25
21	73.75	78.75	5
22	76.25	82.63	6.38
23	80	83.15	3.15
24	83.15	85.28	2.13
25	85.26	90.06	4.8
26	90	93.33	3.33
27	93.33	93.33	0
28	96.66	97.33	0.67

	P(X>x) e	P(X>x) t	Dmax
1	3.3	4.16	0.86
2	6.66	6.44	-0.22
3	9.99	14.5	4.51
4	14.5	15	0.5
5	17.5	15.2	-2.3
6	20	15.8	-4.2
7	24.16	16.5	-7.66
8	26.66	20.83	-5.83
9	33.4	31.13	-2.27
10	36.81	32.27	-4.54
11	40	33.18	-6.82
12	43.07	37.95	-5.12
13	46.15	41.23	-4.92
14	50.05	42.76	-7.29
15	54	53	-1
16	60	56	-4
17	64	61.5	-2.5
18	30	27.91	-2.09
19	66	65	-1
20	70	71.2	1.2
21	73.75	78.7	4.95
22	76.25	85.26	9.01
23	80	86.59	6.59
24	83.15	85.3	2.15
25	85.26	90.03	4.77
26	90	92.23	2.23
27	93.33	94	0.67
28	96.66	97	0.34

Interp.  
Lineal

	P(X>x) e	P(X>x) t	Dmax
1	3.3	4.71	1.41

	P(X>x) e	P(X>x) t	Dmax
13	46.15	41.22	-4.93

2	6.66	7.05	0.39	14	50.05	42.74	-7.31
3	9.99	10	0.01	15	54	52	-2
4	14.5	16.4	1.9	16	60	55	-5
5	17.5	16.5	-1	17	64	60	-4
6	20	16.9	-3.1	18	30	28.75	-1.25
7	24.16	17.4	-6.76	19	66	65	-1
8	16.66	22.08	5.42	20	70	71.25	1.25
9	33.4	31.1	-2.3	21	73.75	78.8	5.05
10	36.81	32.2	-4.61	22	76.25	84.3	8.05
11	40	33.15	-6.85	23	80	84.36	4.36
12	43.07	37.92	-5.15	24	83.15	90	6.85
				25	85.26	99	13.74

Tabla B.6.3. Mes de agosto  
Log-pearson III

	P(X>x) e	P(X>x) t	Dmax
1	6.66	7.78	1.12
2	10	8.5	-1.5
3	18.33	8.53	-9.8
4	15	9.83	-5.17
5	20	14.44	-5.56
6	23.63	18.33	-5.3
7	27.09	18.88	-8.21
8	30	26.36	-3.64
9	33.84	31.28	-2.56
10	40	45	5
11	43.66	50	6.34
12	46.66	57	10.34
13	50	57.35	7.35
14	54	63.75	9.75
15	57	68.75	11.75
16	60	71.31	11.31
17	63.75	72.63	8.88
18	67	74.21	7.21
19	70	75.26	5.26
20	73.94	76.57	2.63
21	77.36	77.89	0.53
22	80	81.66	1.66
23	83.33	81.76	-1.57
24	86.66	83.3	-3.36
25	90	85	-5
26	93.33	96.66	3.33
27	96.66	96.55	-0.11

Log-normal

	P(X>x) e	P(X>x) t	Dmax
1	6.66	6	-0.66
2	10	6.75	-3.25
3	18.33	6.75	-11.58
4	15	8.66	-6.34
5	20	14.44	-5.56
6	23.63	20	-3.63
7	27.09	20.09	-7
8	30	27.27	-2.73
9	33.84	31.92	-1.92
10	40	49.33	9.33
11	43.66	56	12.34
12	46.66	59.5	12.84
13	50	60	10
14	54	67.5	13.5
15	57	69.1	12.1
16	60	73.9	13.9
17	63.75	73.94	10.19
18	67	76.57	9.57
19	70	77.36	7.36
20	73.94	79.21	5.27
21	77.36	80	2.64
22	80	82.23	2.23
23	83.33	82.3	-1.03
24	86.66	84	-2.66
25	90	86.6	-3.4
26	93.33	91.3	-2.03
27	96.66	93.33	-3.33

V.E.G

	P(X>x) e	P(X>x) t	Dmax
1	6.66	7	0.34
2	10	7.78	-2.22
3	18.33	7.78	-10.55
4	15	10	-5
5	20	18.33	-1.67
6	23.63	22.5	-1.13
7	27.09	23.18	-3.91
8	30	29.09	-0.91
9	33.84	33.84	0
10	40	49	9
11	43.66	55.5	11.84
12	46.66	59	12.34
13	50	60	10
14	54	67	13
15	57	70	13

16	60	71.84	11.84
17	63.75	72.63	8.88
18	67	75.26	8.26
19	70	77.36	7.36
20	73.94	77.89	3.95
21	77.36	79.5	2.14
22	80	79.75	-0.25
23	83.33	80	-3.33
24	86.66	81.6	-5.06
25	90	83.3	-6.7
26	93.33	84.2	-9.13
27	96.66	87.6	-9.06

### C. Tablas para el diseño de la obra

Tabla C.1. Valores de C en la fórmula de  $Q = CLHd^{2/3}$  para vertedores de cresta ancha.

CONDICION DE LOS BORDES O ARISTAS EN LA ENTRADA					
$\frac{L}{P}$	Todos los bordes a escuadra	contracciones suprimidas en el fondo solamente	contracciones suprimidas en el fondo y en el costado	contracciones suprimidas en el fondo y en los costados	Contracciones suprimidas en el fondo, los costados y la parte superior
	0.02	0.61	0.63	0.77	0.95
	0.04	0.62	0.64	0.77	0.94
	0.06	0.63	0.65	0.76	0.94
	0.08	0.65	0.66	0.74	0.93
	0.10	0.66	0.67	0.73	0.93
	0.12	0.60	0.68	0.72	0.93
	0.14	0.69	0.69	0.72	0.92
	0.16	0.10	0.70	0.72	0.92
	0.18	0.20	0.71	0.72	0.92
	0.20	0.40	0.30	0.73	0.92
	0.22	0.50	0.74	0.75	0.91
	0.24	0.77	0.75	0.78	0.91
	0.26	0.78	0.76	0.81	0.91
	0.28	0.78	0.76	0.82	0.91
	0.30	0.79	0.77	0.83	0.91
	0.40	0.79	0.78	0.84	0.90
	0.60	0.80	0.79	0.84	0.90
	0.80	0.80	0.80	0.84	0.90
	0.80	0.80	0.80	0.85	0.90
	1.00	0.80	0.80	0.85	0.90

coeficiente de derrame o gasto, C, para tubos sumergidos recopilados de los experimentos efectuados por Sterwart, Rogers y Smith.

Donde : L = longitud del tubo,

P =perímetro de la sección transversal de los tubos.

Tabla C.2. Algunas compuertas deslizantes tipo.

Dimensiones bxh en mm	área en m <sup>2</sup>	carga de trabajo en m	peso en kg	plano No.
610 x 610	0.3721	0 a 4.60	122.00	TM- C - 89
610 x 610	0.3721	0 a 15.40	124.00	PT 105
610 x 914	0.5575	0 a 4.60	161.74	TM -C - 101
610 x 914	0.5575	0 a 15.40	165.40	PT - 106
760 x 610	0.4636	4.60 a 10.00	216.00	PT - 42
760 x 760	0.5776	4.60 a 9.20	255.00	PT - 40
760 x 760	0.5776	0 a 4.60	170.00	TM - C - 102
760 x 760	0.5776	0 a 15.40	187.00	PT - 107
915 x 610	0.5581	0 a 4.60	191.20	TM- C - 105
915 x 610	0.5581	0 a 15.40	205.20	PT - 108
915 x 915	0.8372	0 a 4.60	255.00	TM - C - 103
915 x 915	0.8372	0 a 15.40	282.00	PT - 109
915 x 1220	1.1163	0 a 4.60	308.00	TM - C - 104
915 x 1220	1.1163	0 a 15.40	366.00	PT - 110
1067 x 1067	1.1384	0 a 4.60	333.00	TM - C - 106
1067 x 1067	1.1384	0 a 15.40	385.00	PT - 111
1220 x 920	1.1224	0 a 4.60	418.00	TM - C - 108
1220 x 920	1.1224	0 a 15.40	176.00	PT - 112
1220 x 1220	1.4884	0 a 4.60	533.00	TM - C - 109
1220 x 1220	1.4884	0 a 15.40	578.00	TM - C - 258
1220 x 1525	1.8605	0 a 4.60	639.00	TM - C - 107
1220 x 1525	1.8605	0 a 15.40	738.00	PT - 113
1525 x 1220	1.8605	0 a 4.60	684.00	TM - C - 111
1525 x 1220	1.8605	0 a 15.40	783.00	PT - 114
1520 x 1520	2.3104	0 a 4.60	827.00	TM - C - 110
1520 x 1520	2.3104	0 a 15.40	956.00	PT - 115
1525 x 1830	2.7907	0 a 4.60	1058.00	TM - C - 112
1525 x 1830	2.7907	0 a 15.40	1132.00	PT - 116
1830 x 1830	3.3489	0 a 4.60	1305.00	TM - C - 113
1830 x 1830	3.3489	0 a 15.40	1451.00	PT - 117

Tabla C.3. Valores de “n” de Horton ( para ser usados con la fórmulas de Kutter y de Manning.

Superficie	Optimo	Bueno	Regular	Malo
Tubería de fundición sin revestir	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubería de fundición revestida	0.011	0.012*	0.013*	
Tubería comercial de hierro dulce negra	0.012	0.013	0.014	0.015
Tubería comercial de hierro dulce galvanizada	0.013	0.014	0.015	0.017
Tubería lisa de latón y vidrio	0.009	0.010	0.011	0.013
Tubería lisa de barra de seguridad y soldada “OD”	0.010	0.011*	0.013*	
Tubería remachada y de acero en espiral	0.013	0.015*	0.017*	
Tubería vitrificada para albañal o alcantarilla	0.010 0.011	0.013*	0.015	0.017
Tubería común de arcilla, para drenaje	0.011	0.12*	0.014*	0.017
Fabrica de ladrillo vidriada	0.011	0.012	0.013*	0.015
Ladrillo en mortero de cemento ; albañales de ladrillo	0.012	0.013	0.015*	0.017
Superficies de cemento puro	0.012	0.011	0.012	0.013
Superficies de mortero de cemento	0.011	0.012	0.013*	0.015
Tubería de hormigón	0.012	0.013	0.015*	0.016
Tubería de duelas de madera	0.010	0.011	0.012	0.013
Conducto de entablado				
Cepillado	0.010	0.012*	0.013	0.014
Sin cepillar	0.011	0.013*	0.013	0.015
Con en listado	0.012	0.015*	0.016	
Canales con revestimiento int. De hormigón	0.012	0.014*	0.016*	0.018
Superficie de mampostería con cemento	0.017	0.020	0.025	0.030
Superficie de mampostería en seco	0.025	0.030	0.033	0.035
Superficie de sillería	0.013	0.014	0.015	0.017
conductos metálicos semicirculares, lisos	0.011	0.012	0.013	0.015
conductos metálicos semicirculares, ondulados	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canales y Zanjás :				
De tierra, rectos y uniformes	0.017	0.020	0.0225*	0.025
Cortes en roca, lisos y uniformes	0.025	0.030	0.033	0.035
Canales sinuosos y de corriente lenta	0.035	0.040	0.045	
Canales excavados en tierra	0.0225	0.025*	0.0275	0.030
Canales excavados en tierra	0.025	0.0275*	0.030	0.033
Canales con lechos bastos y pedregosos y con maleza en sus orillas de tierra	0.025	0.030	0.035	0.040
Fondo de tierra, costados de mampostería	0.025	0.030*	0.035	0.035
Canales de corrientes naturales :				

(1) Limpios, de riberas rectas, a plana altura, sin hendiduras ni rebalsas profundas	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2) Lo mismo que (1), pero con algo de maleza y piedras	0.030	0.033	0.035	0.040
(3) Sinuosos, algunos bancos y rebalsas, limpios	0.033	0.035	0.040	0.045
(4) Lo mismo que (3), alturas más bajas, pendientes más in efectivas	0.040	0.045	0.050	0.055
(5) El mismo (3), con alguna maleza y piedras	0.035	0.040	0.045	0.050
(6) El mismo (4), pero pero de secciones pedregosas	0.045	0.050	0.055	0.060
(7) Tramos lentos de río, con maleza o con rebalsas muy profundas	0.050	0.060	0.070	0.080
(8) Tramos con mucha maleza	0.075	0.100	0.125	0.150

\*Valores de uso común para proyectos

Valores de "n" DE Horton ( para ser usados en las fórmulas de Kutte y Manning)

Tabla C.4. Coordenadas y cotas del levantamiento topográfico de la cortina aguas arriba.

PUNTOS			PUNTOS		
X	Y	COTA	X	Y	COTA
30.309	-19.257	94.98	-135.44	48.269	103.85
40.311	-3.181	93.45	-93.117	75.405	102.79
54.967	7.954	93.31	-97.368	22.03	103.49
-15.186	3.694	95.08	-49.811	58.56	101.29
-4.56	19.44	94.63	-71.03	16.311	102.11
10.17	46.644	92.43	9.029	38.905	99.84
-59.91	19	95.83	-45.165	-10.718	101.39
-51.72	30.125	94.99	61.62	17.26	97.67
-46.33	45.373	94.67	-18.23	-14.81	99.98
-101.92	35.59	96.02	-2.615	-20.705	99.63
-101.28	45.27	95.66	1.51	-57.69	101.86
-96.77	57.193	94.82	13.85	-41.75	98.85
-131.396	61.27	96.4	18.62	-30.01	95.65
-130.698	67.216	96.34	42.368	-3.208	94.29
-114.96	67.44	96.52	58.91	14.235	94.25
-123.73	84.61	103.58	0	0	100

Tabla C.5. Levantamiento para el trazo del canal.

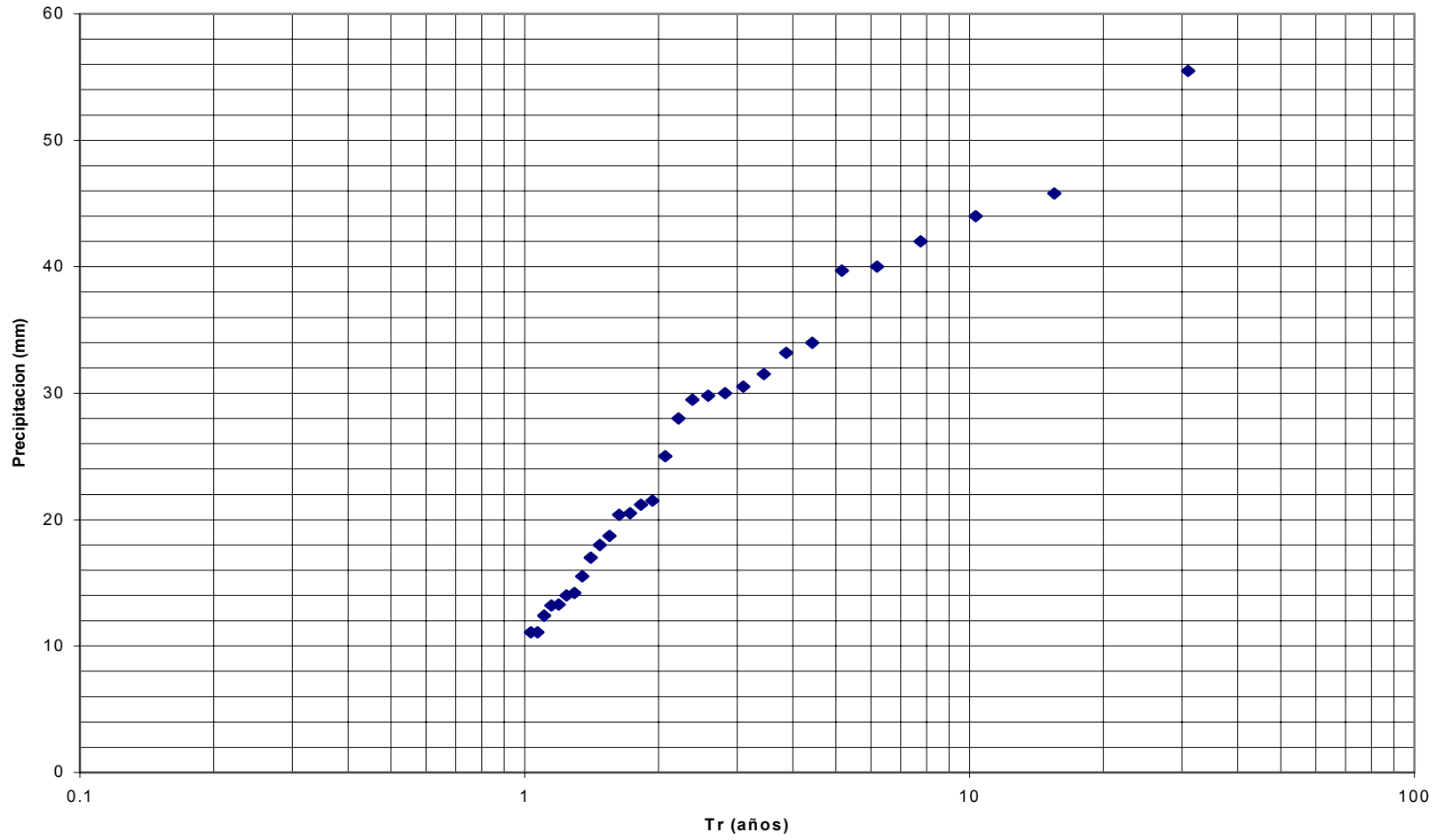
PUNTOS			PUNTOS		
X	Y	COTA	X	Y	COTA
67.92	11.97	97.52	190.99	-39.14	97.876

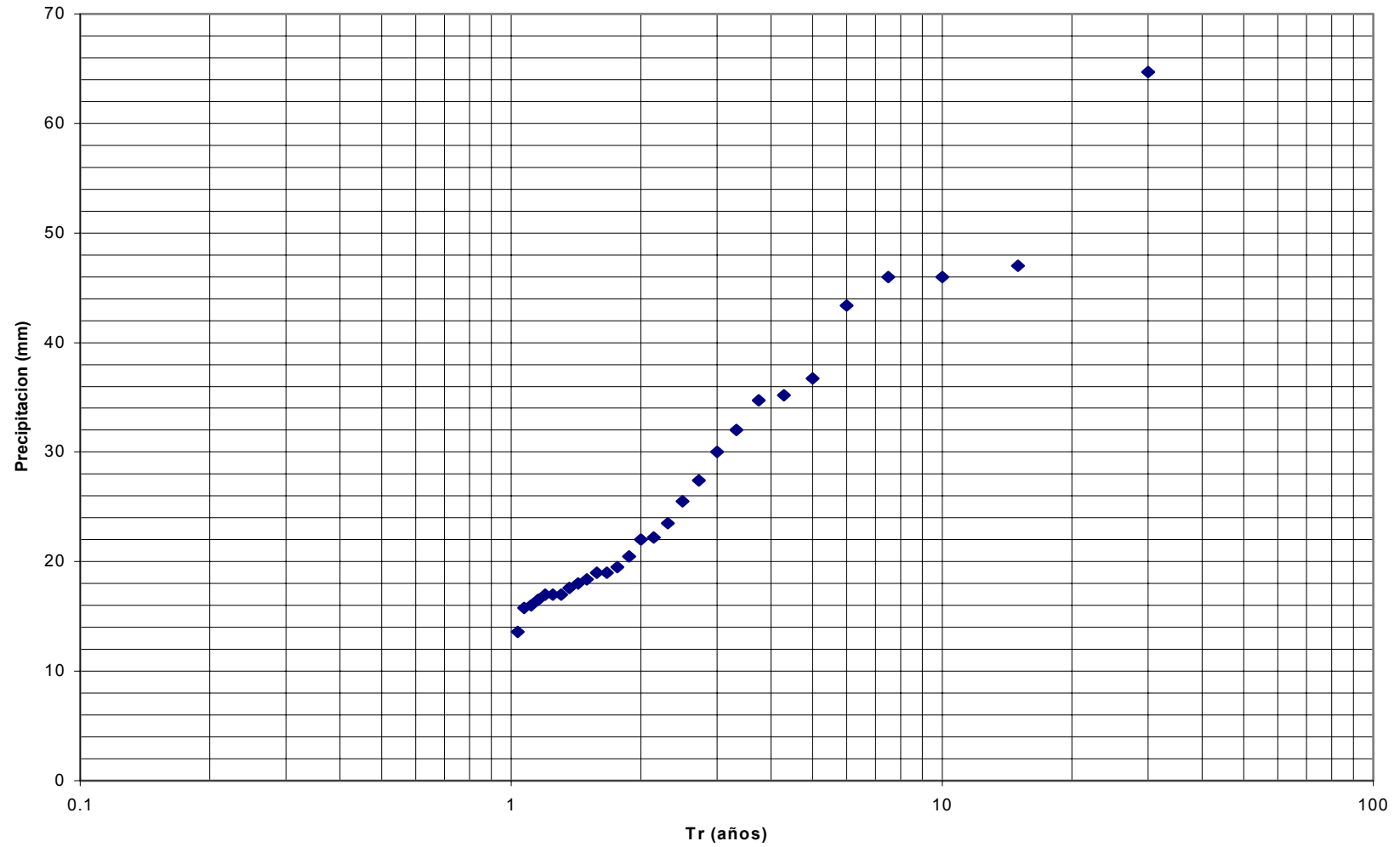
72.6	16.15	94.92	291.32	-51.98	94.99
67.75	1.18	93.74	305.13	-59.4	95
63.87	34.2	95.96	425.17	-64.72	93.53
87.39	17.44	97.89	208.45	-46.68	92.95
78.65	6.88	97.81	206.33	-56.23	90.32
77.87	-3.39	97.35	236.08	-57.29	90.44
110.57	-9.54	96.88	270.07	-66.84	90.26
105.75	-16.144	96.5	296.63	-59.41	90.37
102.12	-24.33	96.66	315.75	-54.11	90.56
146.27	-22.25	95.65	365.68	-61.53	89.48
143.64	-30.87	94.81	397.55	-48.8	88.77
141.73	-42.31	94.62			



Gráfica D.1. Distribución empírica de los valores observados del mes de junio.

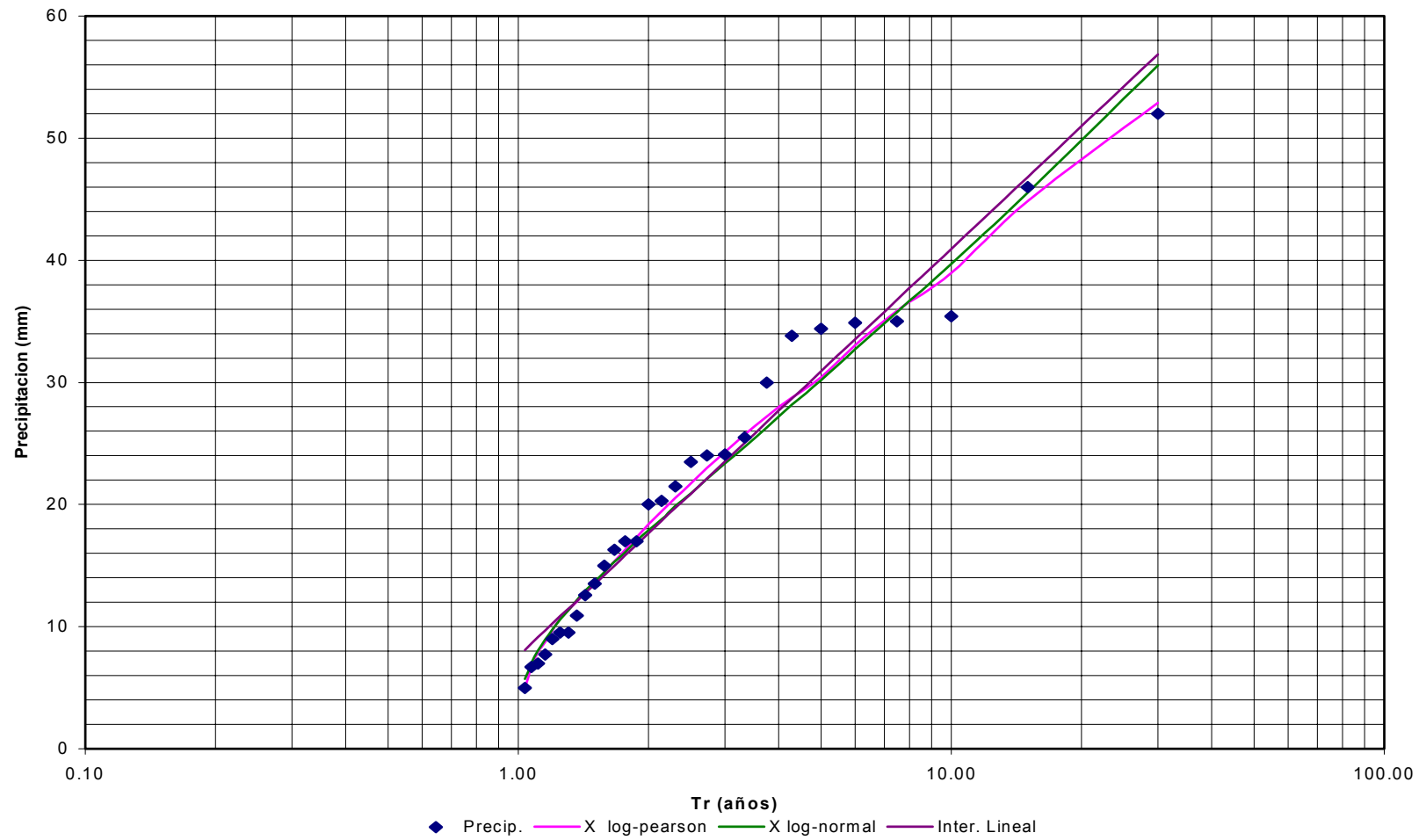
Gráfica D.2. Distribución empírica de los valores observados del mes de julio.



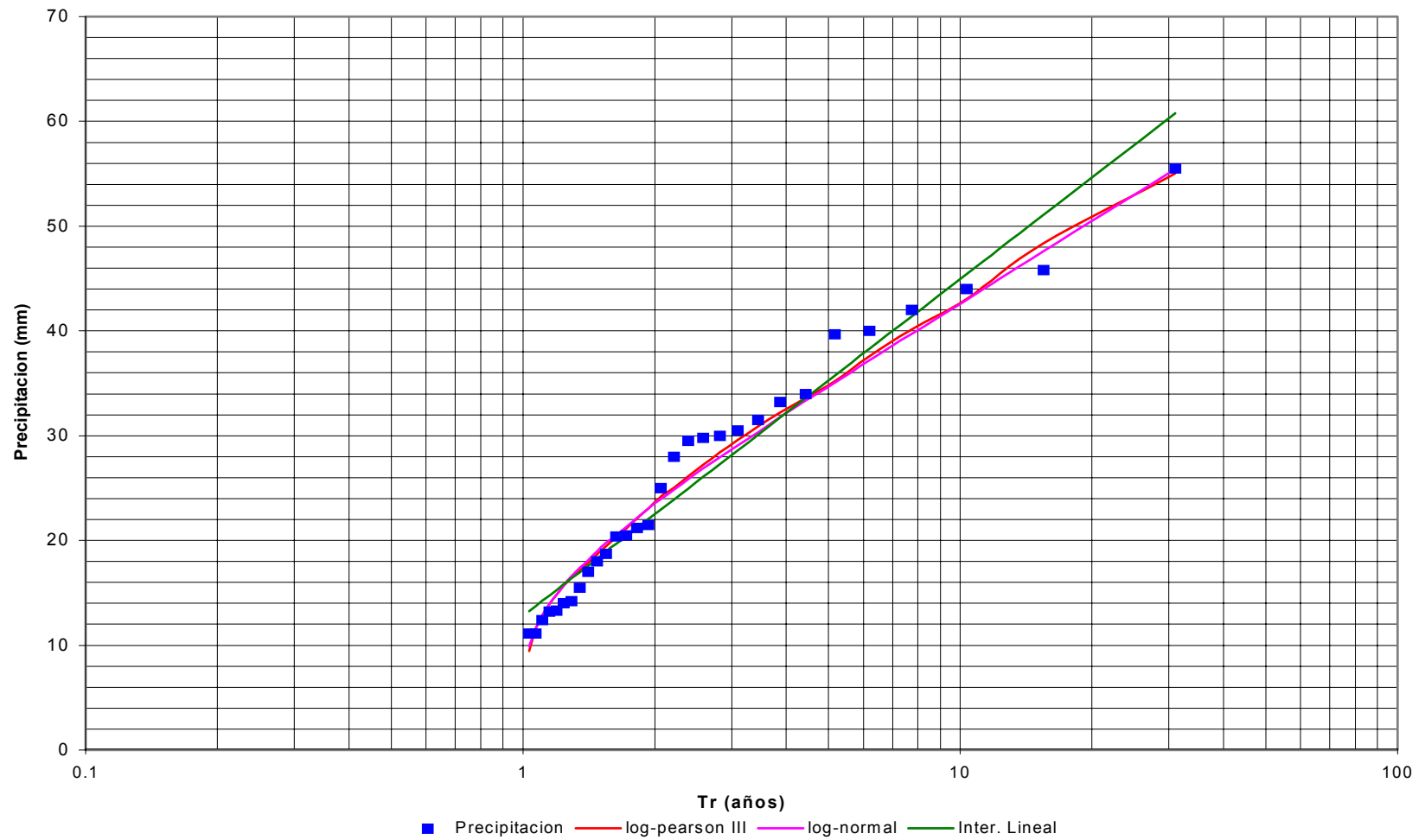


Gráfica D.3. Distribución empírica de los valores observados del mes de agosto.

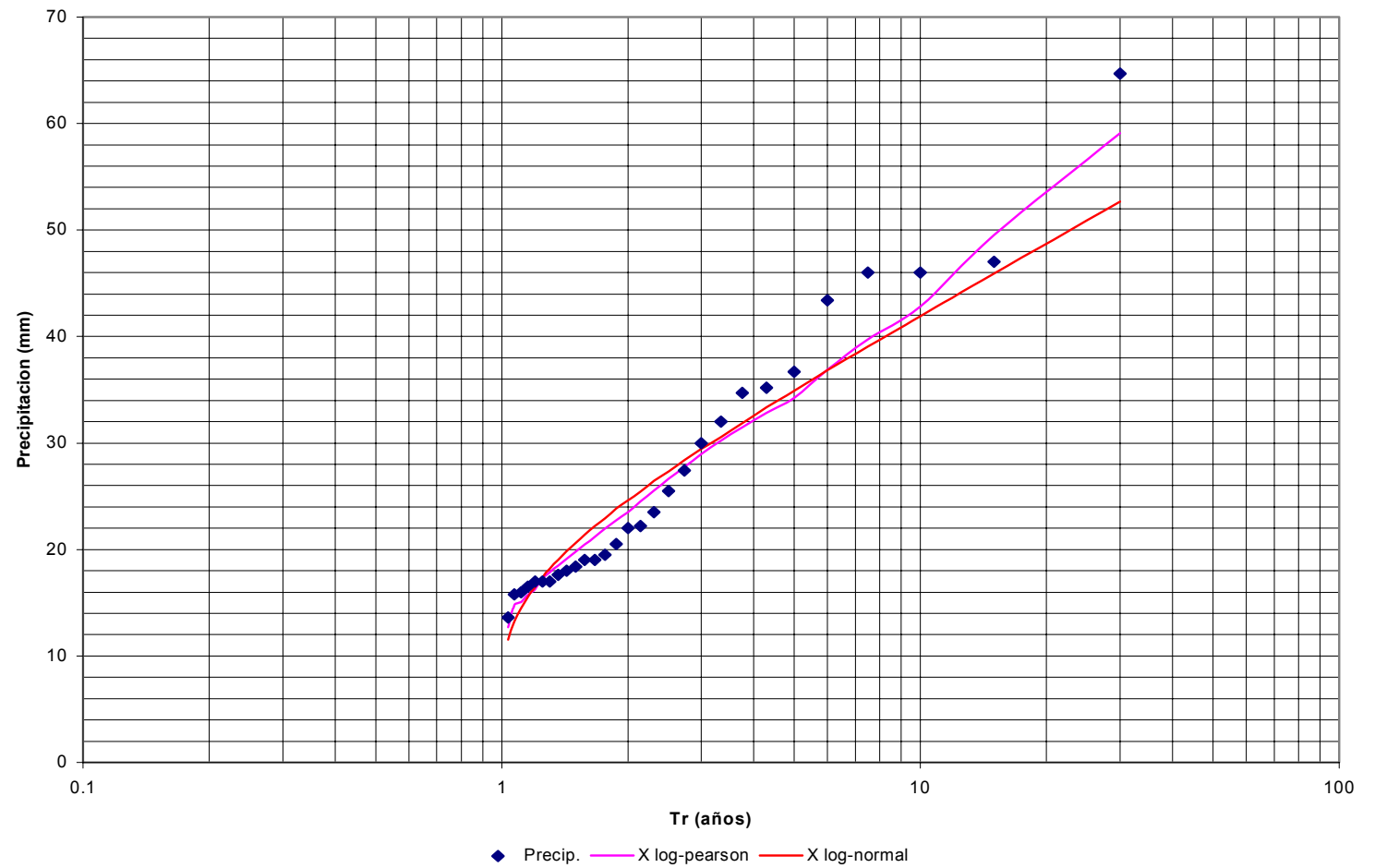
Gráfica D.4. Distribuciones teóricas del mes de junio.



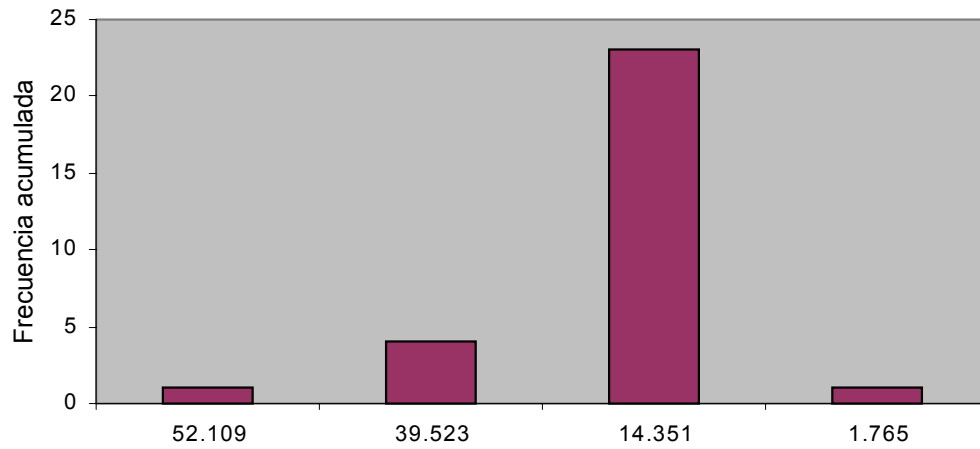
Gráfica D.5. Distribuciones teóricas del mes de julio.



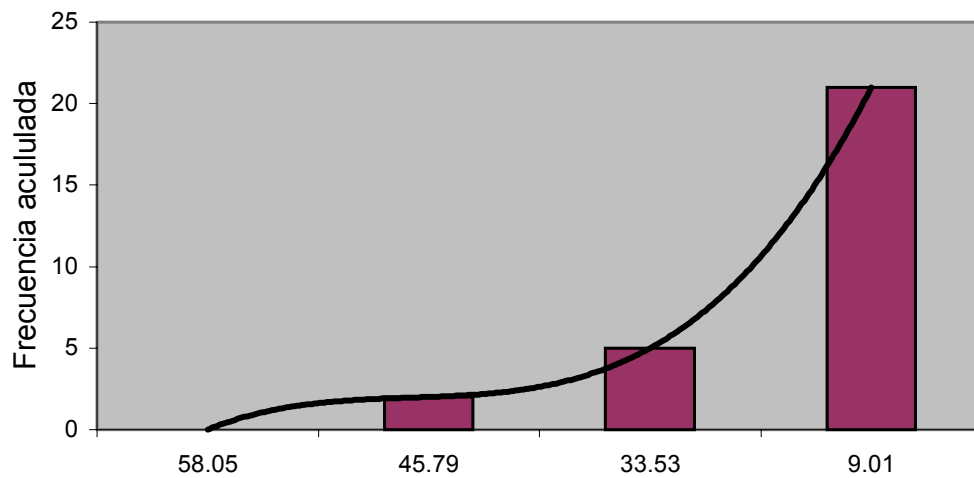
Gráfica D.6. Distribuciones teóricas del mes de agosto.



Gráfica D.7. Histograma de agosto.

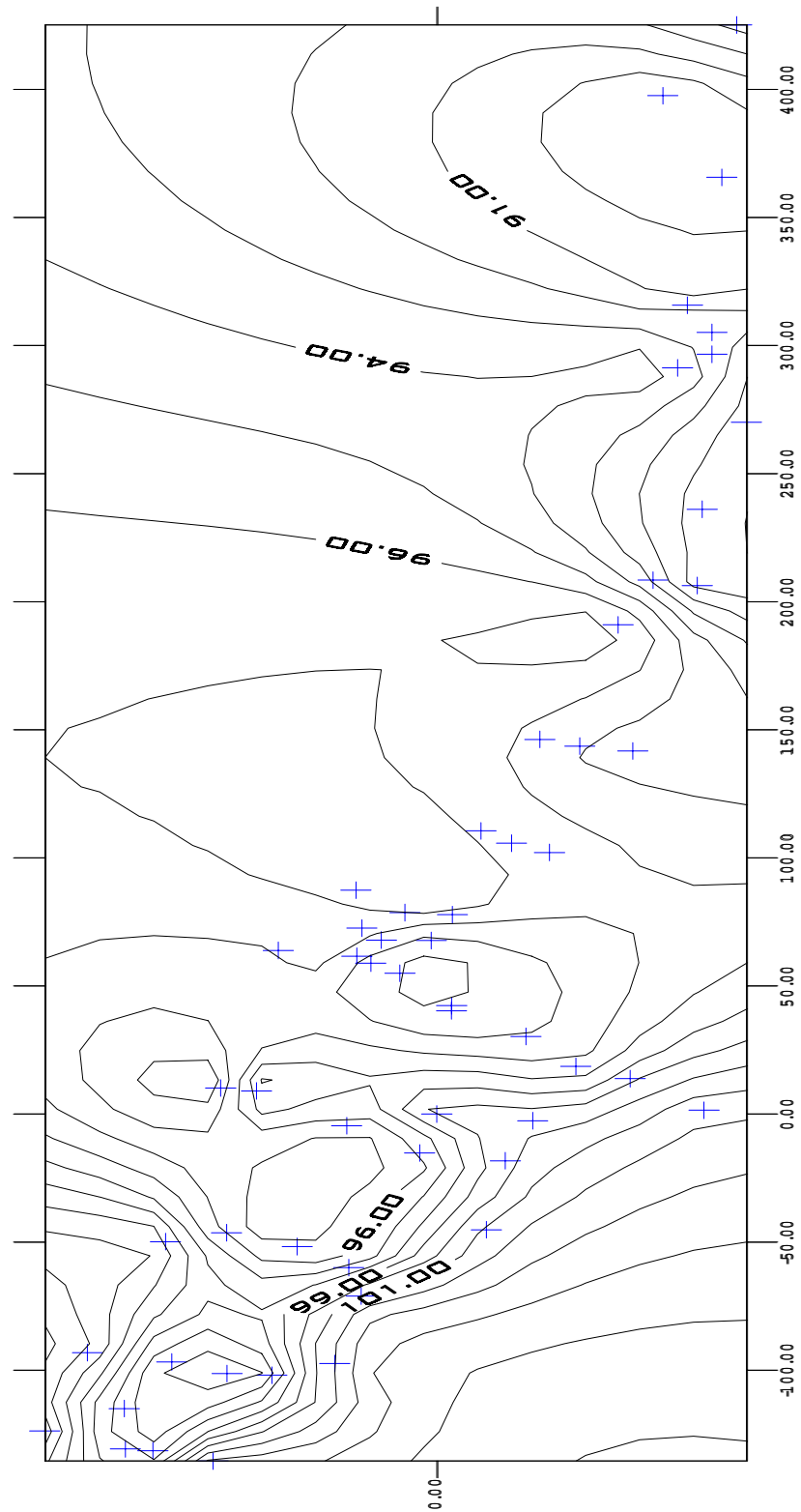


Gráfica D.8. Histograma de junio.



## E. PLANOS

Plano E.1. Curvas a nivel del terreno, donde: + son los puntos del levantamiento.



**BIBLIOGRAFIA**

- Azevedo, N. J. M. 1976. Manual de hidráulica. Editorial HARLA. México D. F..  
P.504
- Botello, P. J. 1985. Simulación de volúmenes de escurrimiento de cuencas no instrumentadas. Tesis de licenciatura. UAAAN. Saltillo, Coahuila. México. P. 1-20, 60, 62.
- Departamento del interior de los E. U. 1981. Diseño de presas pequeñas. décima impresión. Traducida por José Luis Lepe. Compañía Editorial Continental, S.A. México D.F. P. 40-43, 82-87, 90.
- Camargo, H. G.. Salazar, S. S. 1980. Elementos de la hidráulica para ingenieros. UACH. Chapingo. México. P.213-248.
- Colegio de Posgraduados. 1980. Manual para proyectos de pequeñas obras hidráulicas para riego y abrevadero . Tomo II . 1ª Edición . SPP . Chapingo México . P. 91-96
- García, M. E. 1987. Modificaciones al sistema de clasificación climática de Koppen. Cuarta Edición. Talleres de offset Larios. México D.F. P 3,5,70,71.
- Garza, V. S. Z. 1992. Apuntes del curso de hidráulica de canales, que se imparte en la carrera de ingeniero agrónomo en irrigación. UAAAN. Saltillo, Coahuila. México.

- González, M. M. 1998. Apuntes del curso de obras hidráulicas, que se imparte en la carrera de ingeniero agrónomo en irrigación. UAAAN. Saltillo, Coahuila. México.
- Linsley, K. R. 1980. Hidrología para ingenieros. Editorial Mc Graw Hill. Segunda Edición. España. P. 349-351.
- Medellín, L. F. 1978. La desertificación en México. Ediciones del instituto de investigaciones de zonas áridas. Universidad Autónoma de San Luis Potosí. S.L.P. México. P. 33-36.
- Muñoz, C. S. 1997. Apuntes del curso de hidrología, que se imparte en la carrera de ingeniero agrónomo en irrigación. UAAAN. Saltillo, Coahuila. México.
- Naranjo, R. A. 1998. Efectividad de la impermeabilización en seis estanques construidos para la captación de escurrimientos superficiales y alternativas de uso del agua. Tesis de Licenciatura. UAAAN. Saltillo, Coahuila. Mexico. P. 4-5, 8-10.
- Nava, P. R. J. 1990. Estudio de escurrimientos para drenaje en cuencas instrumentadas en Quintana Roo. Tesis de Maestría. UAAAN. Saltillo, Coahuila. México. P. 10, 12, 45-60.
- Octavio, C. H. 1980. Elementos hidráulicos para ingenieros. Chapingo. México D.F. P. 23, 26, 30-32.
- Peña, I. 1985. El buen uso y manejo del agua de riego. 1ª Edición. México D.F. P. 20-22.

- Ramírez, M. F. 1997. Modificación de un tanque de almacenamiento para aprovechar los escurrimientos superficiales de la cuenca de la sierra de zapaliname. Tesis de Licenciatura. UAAAN. Saltillo, Coahuila. México. P. 22, 25, 32, 35-37.
- Rantz, S. E. 1971. Summary of methods for the collection analysis of basic hidrologic data for arid regions. Melo Park. California. U.S.. P.125.
- Reyna, P. L. A. 1984. Proyecto Nueva España. Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Subsecretaria de Infraestructura Hidráulica. Subdireccion Regional Sureste. Quintana Roo. México.
- Rzedowski, J. 1978. Relaciones geográficas y orígenes de la flora de México. Chapingo. México, P.6-7
- S.R.H. 1975. Pequeños almacenamientos. Talleres gráficos de la Nación. México. D. . F. P. 70, 71, 76 ,80.
- Torres, H. F. 1980. Obras Hidráulicas. Editorial Limusa. México. P. 143-150.
- Velasco, S. O. 1975. Presas de Derivación. Modelo México 4. Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural. S. R. H. Subsecretaria de Construcción. México D . F. P. 84-89, 230-242.

## ANEXOS

**A.- TABLAS HIDROLOGICAS**

**B.- TABLAS DEL ANALISIS ESTADISTICO**

**C.- TABLAS PARA DISEÑO DE LA OBRA**

**D.- GRÁFICAS DE LAS DISTIBUCIONES TEORICAS Y  
EMPÍRICAS**

**E.- PLANOS**