

UNIVERSIDAD DE GUADALAJARA

FACULTAD DE AGRONOMIA



"DESARROLLO DE UN ESTUDIO HIDROLOGICO PARA
ALMACENAMIENTO EN LA LOMA, JALISCO."

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :

Ingeniero Agrónomo

P R E S E N T A :

JOSE RICARDO JUAREZ AVILA



**COMISION NACIONAL
DEL AGUA**

**LA PRESENTE TESIS
SE IMPRIMIO CON EL APOYO
DE LA COMISION NACIONAL DEL AGUA**



UNIVERSIDAD DE GUADALAJARA
FACULTAD DE AGRONOMIA

SECCION ESCOLARIDAD

EXPEDIENTE _____

NUMERO 0743/92

18 de Septiembre de 1992.

C. PROFESORES:

M.C. JESUS N. MARTIN DEL CAMPO MORENO, DIRECTOR
ING. ALFONSO MUÑOZ ORTEGA, ASESOR
ING. PABLO TORRES MORAN, ASESOR

Con toda atención me permito hacer de su conocimiento, que habiendo sido aprobado el Tema de Tesis:


" DESARROLLO DE UN ESTUDIO HIDROLOGICO PARA ALMACENAMIENTO
EN LA LONA, JALISCO."

presentado por el (los) PASANTE (ES) JOSE RICARDO JUAREZ AVILA

han sido ustedes designados Director y Asesores, respectivamente, para -
el desarrollo de la misma.

Ruego a ustedes se sirvan hacer del conocimiento de esta Dirección su -
Dictamen en la revisión de la mencionada Tesis. Entre tanto, me es grato
reiterarles las seguridades de mi atenta y distinguida consideración.

A T E N T A M E N T E
"PIENSA Y TRABAJA"
"AÑO DEL BICENTENARIO"
EL SECRETARIO


M.C. SALVADOR MENA MUNCLIA

mam

ryr

LAS ACUJAS,
MUNICIPIO DE ZAPOPAN, JALISCO



UNIVERSIDAD DE GUADALAJARA
FACULTAD DE AGRONOMIA

Sección ESCOLARIDAD

Expediente

Número0743192

18 de Septiembre de 1992.

ING. JOSE ANTONIO SANDOVAL MADRIGAL
DIRECTOR DE LA FACULTAD DE AGRONOMIA
DE LA UNIVERSIDAD DE GUADALAJARA
PRESENTE

Habiendo sido revisada la Tesis del (los) Pasante (es)

JOSE RICARDO JUAREZ AVILA

titulada:

" DESARROLLO DE UN ESTUDIO HIDROLOGICO PARA ALMACENAMIENTO
EN LA LONA, JALISCO."

Damos nuestra Aprobación para la Impresión de la misma.

DIRECTOR

M.C. JESUS N. MARTIN DEL CAMPO MORENO
ASESOR ASESOR

ING. ALFREDO MUÑOZ ORTEGA

ING. PABLO TORRES MORAN

srd'

ryre

Al contestar este oficio cite fecha y número

DEDICATORIAS

A mis padres:

VALERIO JUAREZ MARTINEZ

VIRGINIA AVILA

Por el apoyo que dieron y la confianza que me tuvieron para llegar a la terminación de mis estudios y muy especialmente

a:

ISABEL AVILA "I"

A mis hermanos:

MARTHA

CARLOS

MARCELA

LAURA

GABRIEL

A mi esposa:

ROSA ELIA

A mis hijos:

HECTOR ALONSO

SARA EVELYN

ALDO

CESAR OCTAVIO

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad de Guadalajara:

por la oportunidad que me dió de realizar mis estudios.

Al M. C. Jesús N. Martín del Campo Moreno. Director de la presente, por la orientación brindada para la realización de este trabajo.

A la SARH, principalmente a la Subdirección de Estudios Específicos de la Dirección de Grande Irrigación, en donde inicié los primeros trabajos profesionales.

A la CNA, por la facilidades prestadas para la obtención de información y uso de equipo de cómputo.

INDICE GENERAL

	PAG.
1. INTRODUCCION	1
2. REVISION DE LITERATURA	2
2.1 DESARROLLO HISTORICO DE LA HIDROLOGIA	2
2.2 APLICACIONES DE LOS ESTUDIOS HIDROLOGICOS	2
2.3 DESARROLLO DE ESTUDIOS HIDROLOGICOS PARA ALMACENAMIENTO	4
3. MATERIALES Y METODOS	13
3.1 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA	13
3.1.1 DESCRIPCION GENERAL DEL AREA DE PROYECTO	13
3.1.1.1 LOCALIZACION GEOGRAFICA	13
3.1.1.2 FISIOGRAFIA Y GEOMORFOLOGIA	14
3.1.1.3 GEOLOGIA	14
3.1.1.3.1 GEOLOGIA REGIONAL	14
3.1.1.3.2 GEOLOGIA DE BOQUILLA	14
3.1.1.3.3 GEOLOGIA DE VASO	16
3.1.1.4 HIDROGRAFIA	16
3.1.1.5 TOPOGRAFIA	16
3.1.1.6 SUELOS	16
3.1.1.7 CLIMATOLOGIA	17
3.2 INFORMACION DISPONIBLE	18
3.2.1 INFORMACION CLIMATOLOGICA	18
3.2.2 INFORMACION HIDROMETRICA	20
3.2.3 INFORMACION TOPOGRAFICA	20
3.2.3.1 TOPOGRAFIA DE VASO	20
3.3 ESTUDIO HIDROMETEOROLOGICO	22
3.3.1 DATOS METEOROLOGICOS	22
3.3.2 DATOS HIDROMETRICOS	22
3.4 REGIMEN DE ESCURRIMIENTOS	22
3.4.1 ESCURRIMIENTOS INFERIDOS A PARTIR DE LLUVIAS Y DE LAS CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA	22
3.4.2 METODO DE TRANSPORTE DE INFORMACION HIDROMETRICA	29
3.5 FUNCIONAMIENTO DE VASO	30
3.5.1 CAPACIDAD DE AZOLVE	30
3.5.2 EVAPORACION NETA	30
3.5.3 REGIMEN DE DEMANDAS	30
3.5.3.1 PROGRAMA DE CULTIVOS	30
3.5.3.2 USO CONSUNTIVO	32
3.5.3.3 LEY DE DEMANDAS	32
3.5.3.4 GASTO NORMAL DE LA OBRA DE TOMA	32
3.5.4 FUNCIONAMIENTO ANALITICO DE VASO	37
3.5.4.1 CRITERIOS DE DISEÑO	37

	PAG.
3.6 ESTUDIO DE AVENIDAS	38
3.6.1 CALCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE	38
3.6.2 CALCULO DE LA CURVA "N" DE ESCURRIMIENTO	40
3.6.3 CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION	40
3.6.4 ANALISIS ESTADISTICO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS	42
3.6.5 METODOS DE ESTIMACION DE AVENIDAS DE DISEÑO	42
3.6.5.1 METODOS EMPIRICOS	42
3.6.5.2 METODOS HIDROLOGICOS	48
3.6.5.3 METODO DE TRANSPORTE DE GASTOS MAXIMOS	50
3.7 TRANSITO DE AVENIDAS	51
3.7.1 BORDO LIBRE	51
3.7.2 CURVA DE ELEVACION VS VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO	52
3.7.3 REGULARIZACION DE LA AVENIDA DE DISEÑO	52
4. RESULTADOS Y DISCUSIONES	54
4.1 REGIMEN DE ESCURRIMIENTOS	54
4.1.1 ESCURRIMIENTOS INFERIDOS A PARTIR DE LLUVIAS Y DE LAS CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA	54
4.1.2 ESCURRIMIENTOS TRANSPORTADOS	59
4.2 FUNCIONAMIENTO DE VASO	60
4.2.1 CAPACIDAD DE AZOLVES	60
4.2.2 FUNCIONAMIENTO ANALITICO DE VASO	60
4.3 AVENIDAS DE DISEÑO	63
4.3.1 METODOS EMPIRICOS	63
4.3.2 METODOS HIDROLOGICOS	63
4.3.3 METODO DE TRANSPORTE DE GASTOS MAXIMOS	69
4.3.4 SELECCION DEL GASTO DE DISEÑO	70
4.4 TRANSITO DE AVENIDAS	70
4.4.1 BORDO LIBRE	70
4.4.2 REGULARIZACION DE AVENIDAS	70
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	75
6. BIBLIOGRAFIA	77

INDICE DE CUADROS

CUADRO	TITULO DE CUADRO	PAG.
1	DATOS DE TEMPERATURA EST. BUENAVISTA	23
2	DATOS DE PRECIPITACION EST. BUENAVISTA	24
3	DATOS DE PRECIPITACION EST. LOS LIMONES	25
4	DATOS DE EVAPORACION EST. LOS LIMONES	26
5	ESCURRIMIENTO MENSUAL TRANSPORTADO	27
6	CLIMA SEGUNDO SISTEMA DE THORNTWAITE	28
7	EVAPORACION NETA	31
8	USOS CONSUNTIVOS (SORGO, MAIZ, FRIJOL)	33
9	USOS CONSUNTIVOS (CHILE, JITOMATE, CALABACITA)	34
10	USO CONSUNTIVO (SANDIA)	35
11	LEY DE DEMANDAS DE RIEGO	36
12	CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION	41
13	FUNCIONES DE DISTRIBUCION EST. LOS LIMONES	43
14	FUNCIONES DE DISTRIBUCION EST. PERIBAN	45
15	PRECIPITACION-DURACION-PERIODO DE RETORNO	47
16	SECUELA DE CALCULO (HIDROG. UNIT. TRIANG.)	49
17	CURVA DE ELEVACION VS CAPACIDAD	53
18	CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESC. ANUAL	56-57
19	ESCURRIMIENTO MENSUAL	58
20	ESCURRIMIENTO TRANSPORTADO	59
21-22	FUNCIONAMIENTO ANALITICO DE VASO	61-62
23	CALCULO DE GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS	64
24	METODO DEL HIDROG. UNIT. TRIANGULAR	65-68
25	METODO DE TRANSPORTE DE GASTOS MAXIMOS	69
26	REGULARIZACION DE AVENIDAS (ASOC. SUIZA)	71
27	REGULARIZACION DE AVENIDAS METODO NUMERICO	72-73

INDICE DE FIGURAS

FIGURA	TITULO DE FIGURA	PAG.
1	SITUACION GEOGRAFICA DE PROYECTO	15
2	TRIANGULO DE ISOYETAS	19
3	CURVA DE AREAS Y CAPACIDADES DE VASO	21
4	PENDIENTE PROMEDIO DEL CAUCE	39
5	ANALISIS GRAFICO EST. LOS LIMONES	44
6	ANALISIS GRAFICO EST. PERIBAN	46
7	REGIMEN DE ESCURRIMIENTOS	55
8	ALTERNATIVA LONGITUD DE VERTEDEDOR	74

RESUMEN

De acuerdo con lo expuesto en el presente trabajo, se analizó un Estudio Hidrológico Definitivo para el diseño de una presa de almacenamiento, determinando las características más sobresalientes como capacidad total y gastos de diseño.

Para el diseño de la capacidad de la presa, se requirió de la estimación de los volúmenes de escurrimiento anual y mensual por el método climatológico y el de transporte que toma en cuenta los escurridos en otra cuenca aledaña, existiendo discrepancias en los resultados entre ambos métodos.

En el estudio de avenidas, la aplicación de los diversos métodos se hace con el objeto de disponer de una serie de resultados, evidentemente diferentes con la finalidad de apreciar la magnitud de la avenida y finalmente aplicar un criterio de selección o rechazo, el cual dependerá del método empleado y de las restricciones aplicadas.

Los gastos de proyecto, fueron los definidos mediante la relación lluvia-escurrimiento (Hidrograma Unitario Triangular).

El gasto máximo de la avenida que descargará la obra de excedencias, se transitó por el vaso por el método de la Asociación Suiza de Ingenieros y el método numérico de Heún.

1. INTRODUCCION

Aún cuando se presupone que la cantidad total de agua en la tierra ha permanecido virtualmente constante, el rápido crecimiento de la población junto con la mayor extensión de la irrigación agrícola y el desarrollo industrial han incidido sobre los aspectos cuantitativos y cualitativos del sistema natural.

Prácticamente en todo el mundo, y principalmente en México, el aumento de la población, a provocado que el agua resulte escasa en relación a las necesidades, lo cual a originado el inicio de una política hidráulica orientada hacia el mejor aprovechamiento de los almacenamientos disponibles y hacia una rigurosa planeación de los recursos hidráulicos para el futuro. Esto último requiere del perfeccionamiento de los métodos y técnicas de los análisis hidrológicos.

Mediante los estudios hidrológicos, en sus diferentes enfoques o modalidades se permite desarrollar criterios de planificación, control o diseño. Incluyendo la administración eficiente del agua.

En diversas regiones del territorio mexicano las fuentes de agua subterránea son ya insuficientes, tanto para abastecer las poblaciones como para proveer a los sectores agrícola e industrial, ante esto, organismos oficiales como la Comisión Nacional del Agua (CNA) dirigen su atención para administrar y conservar el recurso, ya que el agua siempre ha constituido un elemento limitante.

En el presente trabajo, se abordará un análisis hidrológico aplicable a la región comprendida en la parte sureste del Estado de Jalisco, con colindancia con Michoacán y que se le conoce con el nombre de "Tierra Caliente", la cual se caracteriza por un clima de tipo estepario y un régimen de lluvias cercano a los 720 mm. en promedio y temperaturas elevadas, el objetivo del presente trabajo es el siguiente:

Generar la información suficiente, para proyectar una obra de almacenamiento que beneficie a una superficie de 1331 Has. para riego.

Mostrar la aplicación de técnicas hidrológicas de cálculo computarizado para diseñar una obra de infraestructura hidráulica.

Además exponer algunas metodologías para obtener las avenidas de diseño que son utilizadas en estudios hidrológicos de cuencas sin datos.

2. REVISION DE LITERATURA

2.1 Desarrollo histórico de la Hidrología

Desde los más remotos tiempos se conocen obras hidráulicas de cierta importancia.

El primer proyecto hidráulico se encuentra perdido en la bruma de la prehistoria. Quizás algún hombre prehistórico descubrió que una pila de rocas colocadas a través de una corriente elevaba el nivel del agua lo suficiente para inundar la tierra que era la fuente de su alimentación de plantas silvestres y en esta forma suministraba agua durante una sequía (Linsley, Kohler, Paulus, 1977).

Se tienen noticias de que en la antigua Mesopotamia existían canales de riego, construidos en la planicie situada entre los ríos Tigris y Eufrates.

También fueron construidas importantes obras de riego en Egipto, veinticinco siglos antes de Cristo, bajo la orientación de Uni. Durante la XII Dinastía se habían realizado significativas obras hidráulicas, inclusive el lago artificial de Meris, destinado a la regularización de las aguas del bajo Nilo.

Los griegos en 1400 A. C. fueron los primeros en iniciar el estudio de los escurrimientos superficiales tratando de conocer el origen de los ríos según Rodríguez (1981).

En el período de 1600-1700, se desarrollaron los primeros estudios de los pozos artesianos; de 1700-1800, con el desarrollo de los primeros trabajos experimentales sobre Hidráulica, se iniciaron los primeros trabajos hidrológicos cuantitativos. Posteriormente, durante el período de 1800-1900 la Hidrología experimental tuvo su gran apogeo y marcó mas firmemente el comienzo de la ciencia de la Hidrología.

Aranda (1984), considera que en México, aproximadamente a partir de 1965, la Hidrología experimental tuvo un gran cambio.

2.2 Aplicaciones de los Estudios Hidrológicos

En la actualidad, los Estudios Hidrológicos de las obras hidráulicas en proyecto o en operación, han adquirido casi un papel primordial.

Springall (1970), cita algunos de los principales objetivos que se requieren al diseñar una obra de ingeniería que involucre el aprovechamiento del agua.

a) Obtención de la avenida máxima que con una determinada frecuencia puede ocurrir en un cierto lugar, lo cual es necesario considerar al diseñar vertedores, puentes y drenajes en general.

b) Conocimiento de la cantidad, frecuencia y naturaleza de ocurrencia del transporte del agua sobre la superficie terrestre, lo cual servirá para el diseño de instalaciones de irrigación, abastecimiento de agua, aprovechamientos hidroeléctricos y navegación de ríos.

En el año de 1976, en el Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural, se define al Estudio Hidrológico como: la base para futuros aprovechamientos.

Los Estudios Hidrológicos según el Manual para Proyectos de Pequeñas Obras para Riego y Abrevadero (1977), tienen las siguientes finalidades:

1. Determinar la capacidad de almacenamiento de la obra en función de la cantidad del agua de escurrimiento.
2. Determinar la magnitud de la avenida máxima que se puede presentar y para la cual se debe proyectar la obra de excedencias.

Aparicio (1989), define al análisis hidrológico exhaustivo, como: el primer paso fundamental en la planeación, diseño y operación de proyectos hidráulicos. En la fase de planeación y, diseño, el análisis se dirige básicamente a fijar la capacidad y seguridad de estructuras hidráulicas. Además, permite determinar la disponibilidad de fuentes naturales y para saber si todo el abastecimiento es adecuado en todo tiempo, o si se requerirá de otras estructuras para corregir las deficiencias o para disponer de los volúmenes excedentes de agua.

Campos (1991), propone la necesidad e importancia de contar con normas para la elaboración de los Estudios Hidrológicos, en sus diferentes enfoques.

Presas de Almacenamiento de propósitos múltiples
(Embalses medianos y grandes)

Presas de almacenamiento de propósito único
(Embalses pequeños)

Presas de derivación y tomas directas

Presas rompepicos y de control

Rectificación y encauzamiento de ríos

Estructuras de drenaje en acueductos y caminos

Sistemas de drenaje pluvial y agrícola

Elabora además, una clasificación para los Estudios Hidrológicos. Ya sea si son de diseño o de operación:

**Estudios Hidrológicos de Diseño
(Definición de características hidrológicas)**

1. Fuera del contexto hidrológico regional
 - Preliminar de una sola obra hidráulica
 - Definitivo de una sola obra hidráulica
2. Dentro del contexto hidrológico regional
 - De un embalse u otra obra hidráulica
 - De sistemas de embalses

Estudios Hidrológicos de Operación

1. De obras hidráulicas aisladas
 - De aprovechamiento de los escurrimientos
 - De control de crecientes
2. De sistemas de embalses
 - De aprovechamiento de los escurrimientos
 - De manejo de crecientes

2.3 Desarrollo de Estudios Hidrológicos para almacenamiento

El Estudio Hidrológico para obras de almacenamiento tiene por objeto determinar dentro de límites económicos la capacidad que resulte más adecuada de acuerdo con las características hidrológicas de la corriente por aprovechar y la disponibilidad de las tierras. También permite fijar las características hidráulicas de las obras de toma y excedencias.

Los Estudios Hidrológicos para éste tipo de obras comprende las siguientes determinaciones básicas:

- A. Régimen de los escurrimientos
- B. Ley de demandas
 - B.1 Demandas de riego
 - B.2 Coeficiente de riego
 - B.3 Capacidad de la obra de toma
- C. Aportaciones de sedimentos
- D. Avenidas de diseño

Régimen de escurrimientos

Los diversos criterios de que se dispone actualmente para estimar los volúmenes escurridos anuales de una corriente, se pueden clasificar en dos grandes grupos:

1) Métodos que se basan en el transporte de información hidrométrica de una estación de aforos cercana, estos criterios también se conocen como Métodos de Similitud de Cuencas o de Analogía Hidrológica y

2) Métodos que se basan en la información climatológica disponible, principalmente en valores anuales de lluvia y temperatura media.

Clasificación de los métodos de estimación del escurrimiento anual y mensual

Métodos de estimación del volúmen escurrido anual

Métodos basados en la similitud de cuencas

Método del transporte de información hidrométrica

Método de Heras

Fórmula de Becerril

Métodos basados en datos climáticos

Método de Temez

Métodos basados en el déficit de escurrimiento

Fórmula de Turc

Fórmula de Cougtane

Método de Langbein

Método de Smith

Método del coeficiente de escurrimiento

Métodos de estimación del volúmen escurrido mensual

Métodos del balance hídrico edafológico

Método del U. S. Conservation Service

Método de los fragmentos

Funcionamiento de vaso

La finalidad de un funcionamiento de vaso es establecer las relaciones óptimas entre: el régimen de una corriente, las condiciones pluviométricas y de evaporación de la zona en estudio, la demanda, las capacidades del vaso, los volúmenes máximos aprovechables y las restricciones establecidas según el tipo de vaso. Para determinar la combinación adecuada con respecto a las aportaciones, capacidad útil y superficie de riego.

Capacidad de azolves

La palabra "azolve", incluye en su definición, todo el material transportado por una corriente de agua, ya bien sea acarreado en suspensión, disuelto en la misma agua o transportado como carga de fondo.

El azolve se origina de la desintegración de las rocas y de la erosión de los suelos por agentes climáticos y geofísicos, tales como la lluvia, el viento y las heladas y es transportado por el agua y el aire.

Las cantidades de sedimentos que lleva una corriente, tanto en suspensión como de arrastre y disolución, tienen gran importancia en el proyecto y aprovechamiento de estructuras hidráulicas y muy esencialmente en el diseño de presas de almacenamiento o derivación, ya que del factor azolve depende en forma importante la vida útil de ellas. No es económico construir un vaso muy costoso cuya vida útil sea corta y aunque se construyen algunos dispositivos para remover y desalojar los sedimentos que se han acumulado en los vasos de almacenamiento, aún no se han obtenido resultados prácticos y económicamente satisfactorios.

Los métodos que permiten calcular la magnitud de la aportación o transporte de sedimentos se pueden clasificar en dos grandes conjuntos, como son:

- a) Métodos que se basan en los datos de muestreo de sedimentos.
- b) Métodos indirectos de estimación.

Clasificación de los métodos de estimación de sedimentos

- 1° Métodos que utilizan los datos del muestreo de sedimentos.
 - a) Modelos de simulación
 - b) Métodos de procesamiento de los datos
- 2° Métodos que emplean escasos datos del muestreo de sedimentos, o la información de los materiales de que esta formado el cauce.
- 3° Métodos que permiten emplear la información hidrométrica (métodos estocásticos).
- 4° Métodos que se basan en la medición de los sedimentos depositados en los embalses.
- 5° Métodos basados en el coeficiente de entrega de sedimentos.
- 6° Métodos empíricos.

Dentro de éstos criterios, existen un gran número de fórmulas, tablas y gráficas de carácter empírico, que permiten efectuar una estimación muy rápida de la aportación de sedimentos de una cuenca. Desafortunadamente, estos métodos por su propia naturaleza, sólo deben de ser utilizados para tener una idea del orden de magnitud del valor buscado, o bien, para acotarlo.

- 7° Método de comparación de cuencas.

La aportación de sedimentos de una cuenca bajo estudio, puede ser estimada a partir del valor calculado en otra cuenca, siempre y cuando ambas pertenezcan a la misma región y sus características físicas (topografía, suelos, vegetación, uso del terreno, etc.) sean similares; además, la relación de áreas de drenaje debe ser la siguiente: el tamaño de la cuenca en la que la magnitud de la aportación de sedimentos es conocida, no debe ser menor de la mitad, ni mayor del doble

del tamaño de la cuenca en estudio, es decir, aquella para la cual se requiere la inferencia.

Evaporación neta

El problema que plantean las mediciones de evaporación en depósitos pequeños como es el evaporímetro, deben corregirse si se desean usar para estimar la evaporación en presas, lagos o cualquier otro tipo de gran almacenamiento.

Funcionamiento analítico de vaso

El estudio del funcionamiento analítico de un vaso, nos da a conocer las fluctuaciones que experimenta el nivel del agua en el vaso por efecto de las aportaciones, extracciones y evaporaciones. También nos da a conocer los derrames que se realizan por la obra de excedencias, y las deficiencias que se tienen cuando el vaso no puede satisfacer las demandas de riego.

Cuando el porcentaje de deficiencias con relación al volúmen teórico de demandas de riego se encuentra entre el 1 y 5%, se considera que el funcionamiento de vaso es correcto. La fórmula para su cálculo es la siguiente:

$$\% \text{ de deficiencias} = \frac{\text{deficiencias}}{(\text{años}) (\text{deficiencia})}$$

En caso de que el porcentaje de deficiencias sea mayor del 5%, será necesario hacer otro funcionamiento de vaso, en donde se disminuirá la superficie beneficiada con el cálculo de la Ley de Demandas. Se harán tanto funcionamientos como sea necesario, hasta llegar a los límites permisibles.

Cuando no existan deficiencias, se deberá aumentar la superficie por regar y realizar nuevamente el funcionamiento del vaso hasta lograr del 1 al 5% de deficiencias.

Una vez obtenido el porciento de deficiencias requerido, se calcula el volúmen aprovechable medio anual (v.a.m.a) mediante la fórmula:

$$\text{v.a.m.a.} = \frac{(\text{años}) (\text{demanda}) - \text{deficiencias}}{(\text{años})}$$

donde:

años período de estudio

demanda cálculo de la ley de demandas en miles de m³.

deficiencias suma de deficiencias en miles de m³.

El porcentaje de aprovechamiento es la relación del volúmen aprovechable medio anual y el volúmen escurrido medio anual por cien. Según Rodríguez (), la SARH no permite que éste valor supere el 70% de aprovechamiento.

Estudio de avenidas

Para la estimación de una avenida máxima se dispone de diversos métodos de cálculo:

1. Métodos empíricos
2. Métodos históricos
3. Métodos de correlación hidrológica de cuencas
4. Métodos directos o hidráulicos
5. Métodos estadísticos o probabilísticos
6. Métodos hidrológicos o de relación lluvia-
escurrimiento

1. Métodos empíricos

La aplicación de los métodos empíricos nunca debe evitarse, pues aunque su confiabilidad es escasa, por su rapidéz de aplicación permiten definir el orden de magnitud de la avenida que se estima.

La mayoría de los modelos empíricos que se han desarrollado para relacionar la precipitación y el escurrimiento se basa en los datos particulares de alguna región, por lo que su aplicación muchas veces se restringe a ella.

La diferencia principal entre un método y otro está en cual o cuáles características de la cuenca se consideran y en los parámetros que determinan.

Dentro de los métodos empíricos destacan los siguientes cuatro:

1. Fórmulas empíricas
2. Método empírico del U. S. Soil Conservation Service
3. Método Racional
4. Método del Índice - Area

La selección del método de cálculo para cada problema particular depende básicamente de la calidad y cantidad de la información disponible, de tal manera que no puede decirse que existan métodos mejores y peores.

2. Métodos históricos

Los métodos históricos consisten en la investigación y recopilación de datos sobre las avenidas ocurridas en un río o en un embalse.

3. Métodos de correlación hidrológica de cuencas

Quando en una cuenca bajo estudio no se cuenta con datos hidrométricos y pluviométricos, la estimación de la avenida máxima puede intentarse mediante correlación con los datos de gastos máximos de una cuenca próxima, cuyas características

climáticas, topográficas, geológicas, edafológicas y de cobertura vegetal, sean lo más similares posibles con la cuenca de estudio.

4. Métodos directos o hidráulicos (Método de sección y pendiente)

Este procedimiento para calcular el gasto máximo de avenidas, se utiliza en aquellos casos que sin tener información hidrométrica se tiene conocimiento del paso de una avenida de grandes proporciones, ocurrida años atrás y que en algunos lugares del cauce, se pueden percibir las huellas del nivel máximo del agua.

5. Métodos estadísticos o probabilísticos

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución. En general, si se cuenta con pocos años de registro, la curva de distribución de probabilidades de los gastos máximos se tiene que prolongar en su extremo, para inferir un gasto mayor a los registrados.

6. Métodos hidrológicos o de relación lluvia-escorrimento

Estos métodos tienen como objetivo la reconstrucción matemática del proceso o fenómeno de la formación de la avenida, es decir, se supone una lluvia de duración y período de retorno determinado, dentro de lo probable y se calcula el escurrimiento que genera en un punto de la corriente estudiada, hasta llegar a dibujar el probable hidrograma de la avenida que se calcula.

Selección del gasto de diseño

Como avenida de diseño se entiende el régimen de escurrimiento que entra a un vaso de almacenamiento en cierto tiempo y cuyo tránsito por el vaso produce condiciones de descarga que servirán para determinar la capacidad de la obra de excedencias.

El problema de seleccionar la avenida de diseño de la obra de excedencias tiene dos aspectos que se deben considerar:

1° El riesgo que se desee aceptar.

2° La magnitud de la avenida que sea congruente con dicho riesgo.

Para alturas de cortinas mayores de 40 mts. y hasta 30 Mm³. de capacidad el Consultivo Técnico recomienda considerar las avenidas con períodos de retorno de 1000 y 10000 años, para el diseño del vertedor y revisión del bordo libre. De acuerdo con la normatividad de la Dirección de Irrigación y Drenaje, se considera un período de retorno de 10000 años para el diseño del vertedor.

La Subdirección de Administración del Agua (Enero 1992), establece las normas relativas a periodos de retorno que deben utilizarse en la determinación de gastos máximos de diseño, correspondientes a los diversos tipos de obras hidráulicas.

Tránsito de avenidas

El tránsito de las avenidas es una técnica que se emplea para conocer el cambio de forma y el desplazamiento en el tiempo del hidrograma de entrada al vaso de una presa.

El tránsito de una avenida a través de un vaso de almacenamiento se realiza con los siguientes propósitos:

- a) Conocer la evolución de los niveles a partir de uno inicial para confirmar si la regla de la operación seleccionada (política de salidas por la obra de excedencias y la obra de toma) es adecuada, de manera que al presentarse la avenida no se pongan en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas aguas abajo.
- b) Dimensionar la obra de excedencias durante la etapa de estudios y proyecto.

Los métodos para efectuar el tránsito de avenidas, incluyen métodos aritméticos, gráficos, en computadoras y analógicos.

Un aspecto importante en el tránsito de avenidas es la selección del método adecuado a cada problema. Esto dependerá de la precisión en el estudio, y del número de veces que habrá de aplicarse.

3. MATERIALES Y METODOS

3.1 CARACTERISTICAS FISIGRAFICAS DE LA CUENCA

Para describir las características fisiográficas de la cuenca se dispuso de la carta topográfica, geológica, uso del suelo, edafológica, etc. Esc. 1:50,000 (E13-B38), publicadas por DETENAL, (1977).

3.1.1 DESCRIPCION GENERAL DEL AREA DE PROYECTO

La infraestructura hidroagrícola de apoyo es nula, ya que no existen obras hidráulicas que permitan explotar una agricultura más intensiva sobre todo durante la época de estiaje.

La infraestructura existente más cercana son dos pozos profundos localizados al sur de la población de Tazumbos, los cuales son utilizados para el riego de 57.00 has. del ejido del mismo nombre.

Al sureste de la zona de estudio se encuentra en operación la presa Chilatán, la cual beneficia al estado de Michoacán. Fuera de éstos antecedentes no existe ninguna otra obra hidráulica.

Actualmente la zona presenta una agricultura de temporal, siendo sus principales cultivos:

CULTIVO	%
SORGO	60
MAIZ	35
AJONJOLI	5

3.1.1.1 LOCALIZACION GEOGRAFICA

El municipio de Jilotlán de los Dolores se localiza al sureste del Estado de Jalisco, el cual limita al norte con el municipio de Manuel M. Diéguez, al sur, sureste y este con el Estado de Michoacán y al oeste con el municipio de Tecalitlán.

El área de proyecto se localiza en la porción noreste del municipio de Jilotlán de los Dolores.

La cuenca del proyecto se ubica en la Región Hidrológica N° 18 Parcial. De la Cuenca del Río Tepalcatepec.

Las coordenadas geográficas son las siguientes

Latitud Norte 19° 26' 16''

Longitud Oeste 102° 37' 06''

Contando con una altitud de 1,127 m. sobre el nivel del mar, siendo su más cercana e importante localidad el centro poblacional "La Loma", en cuyo núcleo se encuentra asentada la población a beneficiar con el proyecto. Fig. 1.

3.1.1.2 FISIOGRAFIA Y GEOMORFOLOGIA

El sitio de estudio se localiza en la provincia fisiográfica denominada "Eje Neovolcánico" (Erwin Raiz, 1964), caracterizada por existir en ella numerosos volcanes y lagos, cuya orientación y distribución dan idea de estar situados en fosas tectónicas, así mismo se caracteriza por la intensa actividad volcánica que ahí se desarrolla.

Geomorfológicamente el sitio presenta una etapa de juventud avanzada, observándose en su mayoría grandes montañas de tipo volcánico y conos cineríticos que rodean a la obra propuesta, así mismo se observan barrancas, producto de fracturamiento intenso o en su defecto por su drenaje que en conjunto en arroyos y ríos se puede apreciar un drenaje radial, volcánico y a veces rectangular.

3.1.1.3 GEOLOGIA

3.1.1.3.1 GEOLOGIA REGIONAL

La geología se encuentra en extremo alterada por movimientos tectónicos e intensa actividad.

Regionalmente se observan conos cineríticos compuestos de arenas y cenizas volcánicas, mismos que se han utilizado en bancos.

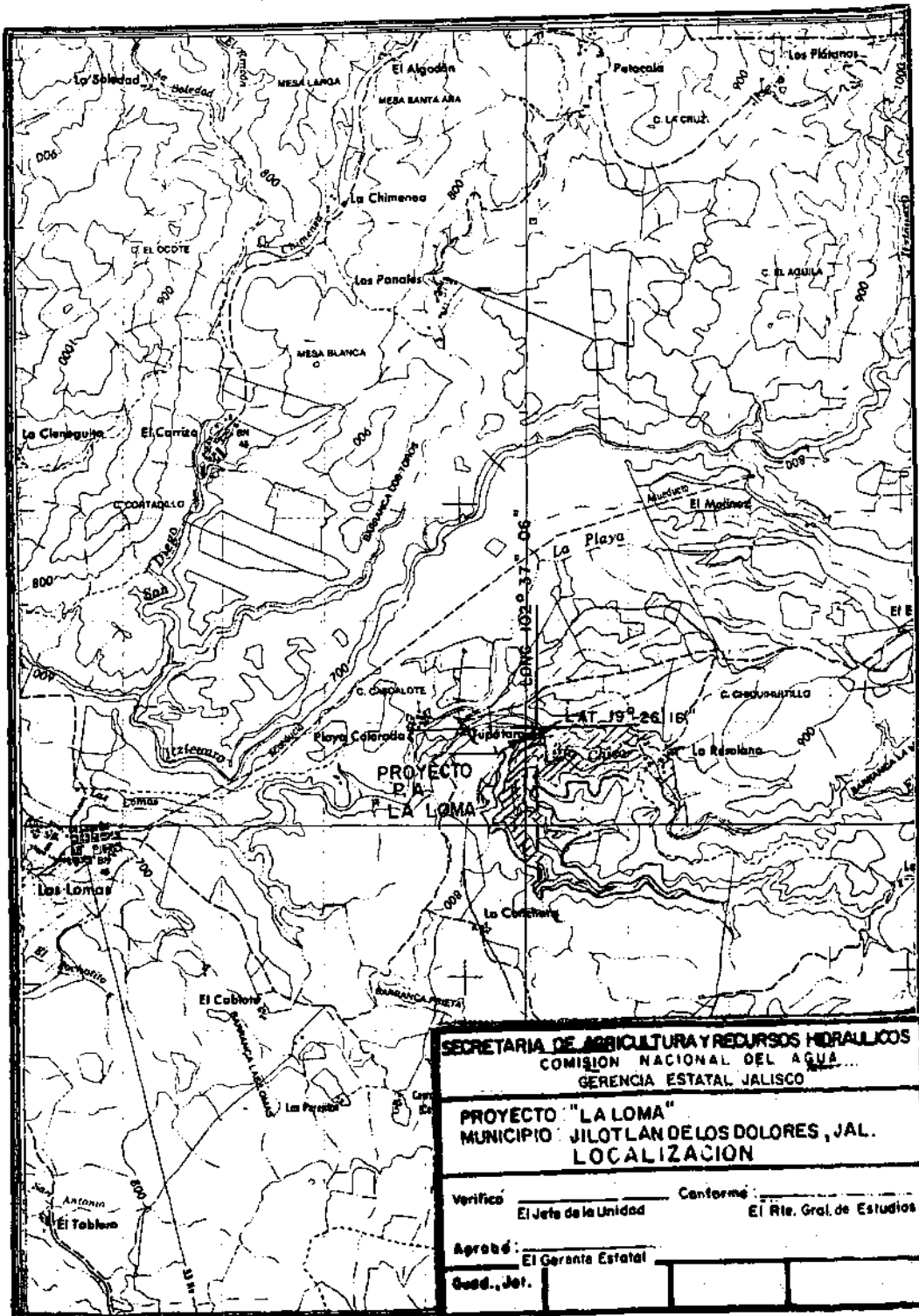
Predominan en la región rocas ígneas extrusivas, intermedias y básicas representados por basaltos que cubren a andesitas, ambas rocas con sus correspondientes materiales piroclásticos, tales como tobas, aglomerados, arenas, cenizas, etc.

3.1.1.3.2 GEOLOGIA DE BOQUILLA

La boquilla se encuentra topográficamente y geológicamente asimétrica.

Por su margen derecha aflora toba basáltica compacta, color crema que intemperiza a gris claro, en parte se observa brechosa. Hacia su parte baja ésta se encuentra cubierta por tierra vegetal, arcilla y por una terraza aluvial.

En el cauce aflora tizate, (ceniza fina permeable), la cual



SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 COMISION NACIONAL DEL AGUA
 GERENCIA ESTATAL JALISCO

PROYECTO "LA LOMA"
MUNICIPIO JILOTLAN DE LOS DOLORES, JAL.
LOCALIZACION

Verifico: _____ Conforme: _____
 El Jefe de la Unidad El Rte. Gral. de Estudios

Aprobó: _____
 El Gerente Estatal

Coord., Jot. _____

es cubierta por arena, cantos y guijarros.

En su margen derecha aflora conglomerado implicado en material tobáceo, constituido por gravas y cantos que van de 3" de diámetro a 50 cms. De la parte baja hacia la margen se va haciendo mas compacto.

En la parte alta del eje aflora una andesita porfirítica, color rosado, ésta se encuentra fracturada.

3.1.1.3.3 GEOLOGIA DE VASO

En toda la extensión del vaso, aflora la brecha heterogénea compacta, empacada en material tobáceo de color gris claro que intemperiza a gris oscuro.

Unicamente en el cauce del arroyo, hace manifestación la andesita porfirítica fracturada muy compacta e impermeable que le subyace a la brecha.

En la zona del cauce, en su mayoría se observan acarneos constituidos de cantos, boleos y guijarros escaseando la arena.

No se observa ningún accidente geológico que pueda ocasionar fuga de agua.

El proyecto se encuentra dentro de la zona penesísmica de sismos frecuentes.

3.1.1.4 HIDROGRAFIA

La corriente principal que tiene influencia sobre la cuenca tiene su desarrollo en el Cerro Tancitaro aproximadamente a una elevación de 3,620 m.s.n.m. y que en conjunto con las corrientes tributarias drena un área de 120.79 km² hasta el sitio de proyecto.

3.1.1.5 TOPOGRAFIA

El área que conforma la cuenca del proyecto tiene una superficie de 120.79 km² y es de forma alargada predominando una altura de 3,700 m.s.n.m.

La topografía del vaso tiene forma alargada de figura irregular, con un ancho de boquilla de 400 m.

3.1.1.6 SUELOS

Apoyado en información de la carta edafológica de DETENAL (E13-B38), los suelos de la zona se clasifican en Vertisoles crómico, y en pélico.

3.1.1.7 CLIMATOLOGIA

Utilizando el Sistema de Clasificación Climática de Köppen (1981), el clima es Semiseco, con lluvias de verano, % de lluvia invernal menor de 5 y que se representa con las fórmulas BS1 (h') w (w) y BS0 (h') w (w).

BIBLIOTECA FACULTAD DE AGRONOMIA

3.2 INFORMACION DISPONIBLE

3.2.1 INFORMACION METEOROLOGICA

Como no se cuenta con una estación pluviométrica dentro de la cuenca, las precipitaciones se determinan en forma indirecta mediante los datos históricos de otras estaciones que se localicen cerca de la cuenca de proyecto. Dichas estaciones deberán ser como mínimo tres.

Con las precipitaciones y la ubicación de las estaciones elegidas se forma un plano de isoyetas con el cual se puede conocer la precipitación en el centroide de la cuenca de proyecto.

Para la construcción del triángulo de isoyetas (fig. 2), con período común de 12 años (1969-1980) las estaciones que sirvieron de apoyo por su relativa proximidad a la cuenca son:

Buena Vista	102°35'09''	19°13'00''
Los Chorros del Varal	102°33'51''	19°30'39''
Los Limones	102°35'26''	19°35'24''
Peribán	102°24'	19°30'56''

Localizadas en el Estado de Michoacán.

La precipitación media en el centro de gravedad de la cuenca es de 1040.45 mm.

La estación elegida para "estación base", por contar con el mayor número de observaciones (1955-1981) con 27 años es Los Limones.

La precipitación media anual de la estación base es de 1011.4 mm.

Las precipitaciones en el centro de gravedad de la cuenca se calculan multiplicando los valores de los datos registrados en la estación base, por un coeficiente "K", cuyo valor es:

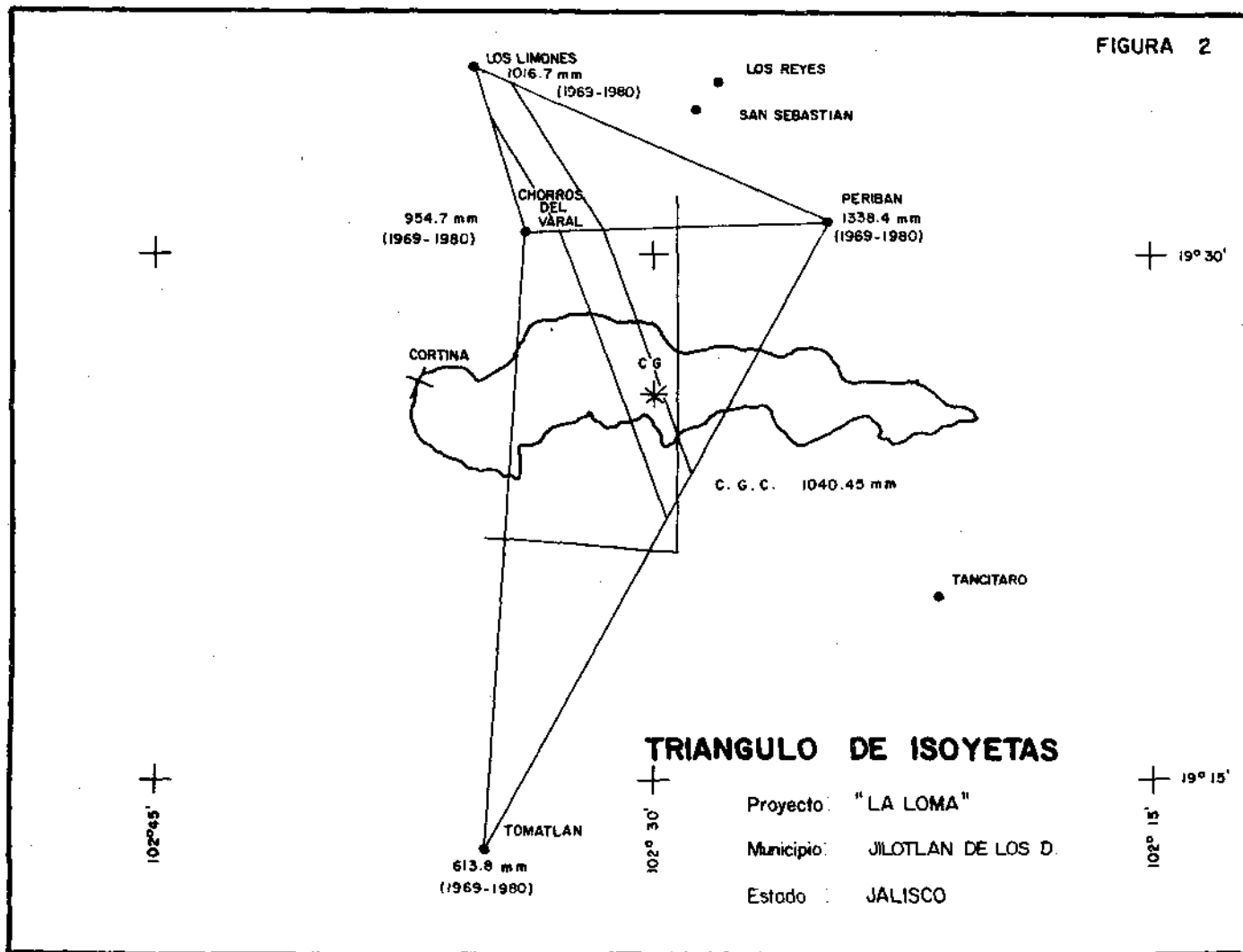
$$K = \frac{\text{Prec. c.g.c}}{\text{Prec. Est. base}}$$

K = Coeficiente de transporte

Prec. c.g.c. = Precipitación en el centro de gravedad de la cuenca.

Prec. Est. base = Precipitación en la estación base

FIGURA 2



$$\begin{aligned}
 & 1040.49 \\
 K &= \frac{\quad}{1011.40} \\
 &= 1.02872256278
 \end{aligned}$$

Teniendo el coeficiente anterior, bastará multiplicar por las precipitaciones anuales y/o mensuales registradas en la "estación base", para deducir las correspondientes en la cuenca.

3.2.2 INFORMACION HIDROMETRICA

En la corriente por aprovechar Río Chico-Carrizalillo, no se cuenta con una estación de aforo que permita conocer el régimen de escurrimiento.

Sin embargo sobre el Río Apupataro de una cuenca aledaña funciona la estación hidrométrica Tejones, con un periodo de observación de 1955-1969.

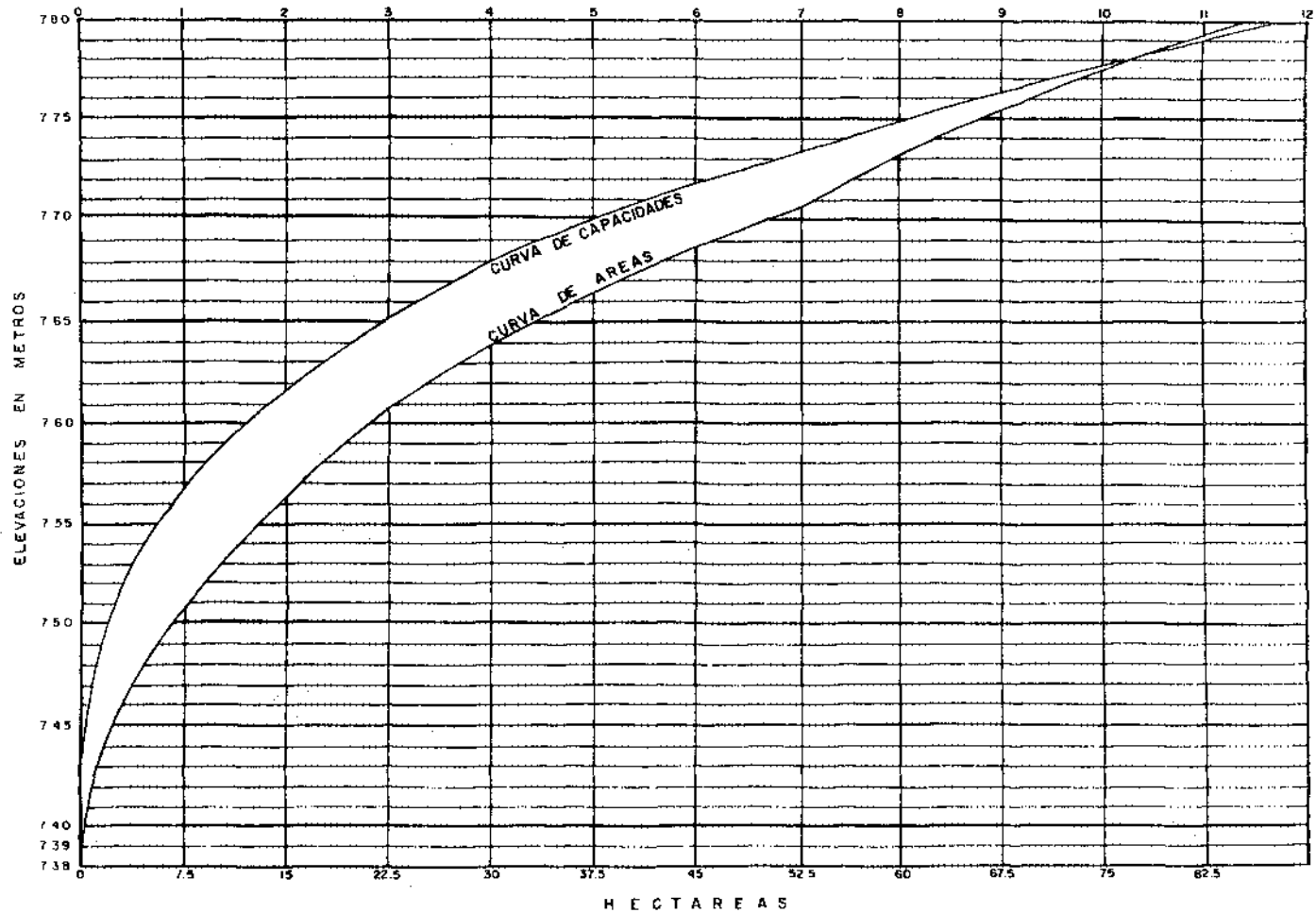
3.2.3 INFORMACION TOPOGRAFICA

3.2.3.1 TOPOGRAFIA DE VASO

Se cuenta con un plano del levantamiento topográfico de vaso, escala 1:2,000, con fecha de ejecución de Agosto de 1987. Con equidistancia entre curvas de nivel cada metro.

En la fig. 3, se muestra la curva de áreas y capacidades del embalse.

FIGURA 3
 GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES II ALTERNATIVA
 VOLUMEN EN MILLONES DE METROS³



3.3 ESTUDIO HIDROMETEOROLOGICO

3.3.1 DATOS METEOROLOGICOS

Cuadros 1-4.

3.3.2 DATOS HIDROMETRICOS

Cuadro 5.

3.3.3 CLIMATOLOGIA

La descripción del clima de la zona de riego, utilizando el Segundo Sistema de Thornthwaite (1982), es Seco, con nula demasía de agua, cálido con concentración normal de calor, cuadro 6.

3.4 REGIMEN DE ESCURRIMIENTOS

Con bastante frecuencia, los embalses que se diseñan para dotar de riego a pequeñas áreas, quedan lógicamente localizados en arroyos o corrientes de reducida importancia, comúnmente no aforadas y entonces surge la necesidad de inferir o estimar el régimen hidrológico de dicha corriente.

Por otra parte la información hidrométrica que es requerida para el diseño hidrológico de pequeñas presas de almacenamiento, se puede reducir a los volúmenes escurridos mensuales, siendo lo más viable, realizar estimaciones del escurrimiento a nivel anual y luego a partir de tales valores inferir los volúmenes mensuales.

3.4.1 ESCURRIMIENTOS INFERIDOS A PARTIR DE LLUVIAS Y DE LAS CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA

El procedimiento para determinar el valor probable del coeficiente de escurrimiento para un aprovechamiento en estudio, cuando no se tienen datos de aforo, se evalúa con las fórmulas siguientes:

$$1) \text{ cuando } k < 0.15 \quad C = k \frac{(P-250)}{2000}$$

$$2) \text{ cuando } k > 0.15 \quad C = k \frac{(P-250)}{2000} + \frac{(k-0.15)}{1.5}$$

siendo:

C = Coeficiente de escurrimiento anual, adimensional.

P = Precipitación anual en milímetros.

k = Parámetro que depende del tipo y uso o cubierta del suelo.

SECRETARIA DE AGRICULTURA, GANADERIA Y PESQUERIA

CUADRO 1

C.N.A

SUBGERENCIA DE ADMINISTRACION DEL AGUA

LATITUD 19°12'00''
 LONGITUD 102°36'00''
 ALTITUD 450 mts.

TEMPERATURA °C.

CONTROLADA POR C.F.E
 ESTACION BUENAVISTA
 ESTADO MICHOACAN

ANOS	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEN	OCTUBRE	NOVIEMB	DICIEMB	ANUAL
1969		25.8	24.1	23.4				26.6	27.1	27.3	26.4	24.5	205.2
1970	24.7	26.1	26.5	28.9	29.8	28.9	27.1	27.1	26.2	28.2	26.3	25.0	324.8
1971	25.5	25.1	27.7	27.8	29.5	29.1	27.8	26.7	27.0	26.6	26.1	25.4	324.3
1972	25.4	25.6	27.8	30.0	31.0	28.3	28.0	27.4	27.6	28.3	27.3	26.0	332.7
1973	25.2	26.9	28.3	29.1	30.4	28.9	27.9	27.1	27.2	26.3	26.0	23.6	326.9
1974	25.2	25.9	27.1	29.2	29.0	28.0	26.7	27.3	27.6	27.8	26.6	25.4	325.8
1975	24.2	25.5	27.3	29.6	30.3	28.2	26.1	26.3	26.7	27.5	26.8	24.4	322.9
1976	24.7	25.6	27.6	29.1	30.3	29.3	26.8	26.9	27.4	26.7	24.5	24.8	323.7
1977	24.8	26.0	27.8	28.8	30.1	27.9	27.5	27.5	27.6	28.2	26.6	25.5	328.3
1978	24.8	25.2	27.5	29.5	30.7	28.7	27.3	27.2	26.6	26.2	26.5	26.2	326.4
1979	25.1	27.0	26.2	29.7	30.1	30.2	28.8	28.5					227.6
1980	24.5	25.4	27.7	29.5	31.5	30.8	28.4	27.3	27.5	27.6	26.0	26.0	332.2
SUMA	274.1	310.1	327.6	344.6	332.7	318.3	302.4	325.9	298.5	300.7	289.1	276.8	3760.8
MEDIA	24.9	25.8	27.3	28.7	30.2	28.9	27.5	27.2	27.1	27.3	26.3	25.2	27.2

CUADRO 2

C.N.A

SUBGERENCIA DE ADMINISTRACION DEL AGUA

LATITUD 19°12'00''
 LONGITUD 102°36'00''
 ALTITUD 450 mts.

PRECIPITACION
 mm.

CONTROLADA POR C.F.E
 ESTACION BUENAVISTA
 ESTADO MICHOACAN

ANOS	ENERO	FEBRENO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEM	OCTUBRE	NOVIEMB	DICIEMB	ANUAL
1969	9.0	1.1	0.0	0.0	0.0	69.7	96.5	154.8	86.1	87.2	0.0	8.6	513.0
1970	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	224.5	135.8	130.7	137.2	17.5	1.2	0.0	648.7
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	41.5	161.2	55.7	103.9	175.6	160.6	0.0	0.0	698.5
1972	0.0	0.0	3.4	0.0	19.6	108.3	168.5	42.7	51.1	86.2	34.6	0.0	514.4
1973	0.0	2.0	0.0	8.9	39.1	160.6	43.6	156.7	168.5	158.1	0.0	0.0	737.5
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	28.0	240.8	93.6	104.0	61.4	20.1	2.0	13.0	562.9
1975	28.6	0.0	0.0	0.0	53.1	156.2	167.3	113.7	75.2	5.8	0.0	0.0	599.9
1976	0.0	0.0	0.0	3.1	0.0	149.0	151.5	67.4	55.2	128.4	118.7	0.0	673.3
1977	0.0	0.0	0.0	2.7	26.7	156.9	62.4	137.1	158.3	8.7	0.0	3.0	555.8
1978	27.0	1.0	6.5	7.0	3.0	89.1	172.2	143.2	162.4	108.4	0.0	0.0	719.8
1979	0.0	3.3	0.0	0.0	1.2	42.6	145.9	62.9	108.6	61.4	16.9	5.3	448.1
1980	98.0	0.0	0.0	0.0	0.0	113.0	125.5	125.1	111.7	87.7	32.4	0.6	694.0
SUMA	164.4	7.4	9.9	21.7	212.2	11671.9	1418.5	1342.2	1351.3	930.1	205.8	30.5	17365.9
MEDIA	13.7	0.6	0.8	1.8	17.7	139.3	118.2	111.9	112.6	77.5	17.2	2.5	613.8

CUADRO 3

C.N.A

SUBGERENCIA DE ADMINISTRACION DEL AGUA

AÑOS	PRECIPITACION mm.												ANUAL
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEN	OCTUBRE	NOVIEMB	DICEMB	
1955	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	137.5	373.9	299.6	422.3	104.4	34.4	4.2	11376.8
1956		0.0	0.0	0.0	138.0	227.4	183.7		219.5	44.5	6.5	0.0	819.6
1957	0.0	0.0		0.0	5.0	115.0	98.5	173.2	227.1	81.2	32.0	0.0	732.0
1958	79.0	4.2	0.0	0.0	19.2	264.6	231.0	188.1	268.3	147.9	87.5	51.2	11341.0
1959	6.5	0.0	0.0	143.9	45.0	222.1	181.1	186.8	166.9	279.2	3.0	0.0	11234.5
1960	5.5	0.0	0.0	0.0	3.0	39.2	240.5	191.9	253.0	97.9	36.3	8.8	876.1
1961	24.3	0.0	1.5	0.0	21.4	206.7	211.9	170.5	208.7	51.3	1.0	0.0	897.3
1962	0.0	0.0	0.0	12.7	0.0	210.8	147.3	242.2	221.4	50.0	1.7	8.0	894.1
1963	0.0	0.0	5.6	1.3	12.1	109.3	184.9	144.3	135.5	196.2	24.1	26.3	839.6
1964	22.8	4.1	4.3	0.0	2.0	181.9	231.2	115.7	228.8	16.4	39.4	23.4	870.0
1965	10.0	19.2	0.0	10.5	7.5	174.6	147.6	344.4	282.0	110.3	0.0	5.0	11111.1
1966	10.8	13.4	0.9	5.0	81.2	187.0	208.2	112.4	167.5	61.1	1.0	0.5	849.0
1967	93.4	0.0	0.0	0.4	34.8	361.1	107.7	265.9	324.9	70.3	2.7	4.5	11265.7
1968	0.3	20.4	59.6	0.5	15.2	136.7	185.4	116.7	208.5	65.8	28.3	42.1	879.5
1969	2.8	8.0	10.2	0.0	71.0	54.4	179.2	232.9	194.3	100.0	0.0	10.6	863.4
1970	18.2	15.0	0.0	0.0	3.0	228.7	265.0	241.9	261.7	52.0	23.5	0.0	1109.0
1971	0.0	0.0	1.3	0.0	6.9	160.3	131.2	177.1	301.3	130.4	10.5	4.0	923.0
1972	4.4	0.0	5.6	0.0	76.2	285.3	237.1	225.1	169.4	40.8	55.4	0.0	11099.3
1973	8.8	108.0	0.0	51.7	74.9	111.6	323.0	188.7	242.0	299.6	0.0	15.8	1424.1
1974	0.0	0.0	4.0	0.0	30.5	169.4	232.2	146.8	179.4	32.1	37.0	17.6	849.0
1975	27.5	0.0	0.0	0.0	24.3	145.7	225.4	169.7	274.1	75.9	1.8	0.8	945.2
1976	0.0	0.5	0.0	4.3	0.0	176.5	323.0	239.4	128.5	151.5	96.8	4.0	1124.5
1977	6.2	3.5	0.0	5.8	17.5	304.3	175.8	129.4	227.3	55.1	85.2	7.8	11017.9
1978	5.8	8.1	3.7	0.0	7.0	156.7	235.4	114.9	242.2	192.4	7.0	2.0	975.2
1979	0.0	14.5	0.0	0.0	30.3	120.3	196.6	276.3	169.6	6.6	0.0	18.9	833.1
1980	174.1	2.8	0.0	0.6	5.4	107.3	195.2	211.4	191.2	110.5	32.8	5.0	11036.3
1981	80.2	3.3	0.5	11.2	14.3	221.2	248.2	130.9	60.3	88.9	33.9	8.2	901.1
SUMA	580.6	225.0	97.2	247.9	746.2	4815.6	15700.2	15036.2	15975.7	2712.3	681.8	268.7	
MEDIA	22.3	8.3	3.7	9.2	27.6	178.4	211.1	193.7	221.3	100.5	25.3	10.0	1011.4

CONTROLADA POR
ESTACION LOS LIMONES
ESTADO MICHOACAN

CUADRO 4

C.N.A.

SUBGERENCIA DE ADMINISTRACION DEL AGUA

LATITUD 19°35'24''
 LONGITUD 102°35'26''
 ALTITUD
 EVAPORACION
 mm.
 CONTROLADA POR
 ESTACION ESTADO LOS LIMONES
 MICHOACAN

ANOS	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEM	OCTUBRE	NOVIEMB	DICIEMB	ANUAL
1955	132.9	174.7	214.7	230.8	206.1	151.7	133.9	121.3	109.1	90.2	92.6	84.3	1744.3
1956	94.7	138.1	213.8	232.1	173.9	131.2	113.9	128.4	106.4	112.3	103.6	107.2	1655.6
1957	128.0	140.8	214.5	246.3	262.2	184.2	119.5	107.9	101.5	117.0	90.1	97.8	1809.8
1958	76.7	115.8	212.8	260.9	249.4	153.1	108.0	97.5	92.4	78.5	83.8	76.2	1605.1
1959	91.8	133.9	200.4	176.0	190.6	126.0	196.3	109.2	111.6	91.9	81.1	94.3	1513.1
1960	115.9	142.0	210.9	240.3	248.2	208.1	111.5	112.1	86.9	77.7	80.2	74.1	1707.9
1961	102.4	137.3	201.5	241.7	257.6	139.1	121.8	107.3	84.1	89.0	89.8	87.9	1659.5
1962	113.4	137.6	222.4	247.1	236.6	200.6	133.1	133.7	84.9	84.5	88.9	78.7	1761.5
1963	110.9	142.0	204.8	235.2	243.2	173.4	96.7	99.9	92.7	83.3	75.0	82.9	1640.0
1964	87.2	138.3	187.3	231.5	239.9	150.9	105.7	91.1	80.9	89.2	92.9	74.2	1569.1
1965	94.5	110.2	138.0	221.5	224.2	171.0	103.5	92.1	87.9	77.8	79.8	84.6	1485.1
1966	104.6	129.6	200.1	229.1	228.5	148.1	124.6	110.4	96.1	63.0	88.8	83.3	1626.2
1967	82.0	116.8	184.5	209.7	207.9	139.0	99.8	102.2	81.5	86.7	80.6	73.9	1464.6
1968	103.3	118.7	158.1	225.5	228.3	169.6	97.2	95.1	97.4	82.1	77.9	69.3	1522.5
1969	95.9	128.4	194.3	251.0	259.5	173.5	113.7	93.9	99.4	93.5	89.4	82.4	1674.9
1970	101.7	122.1	208.5	246.9	257.4	176.2	139.0	114.2	92.9	103.2	86.4	92.4	1740.9
1971	110.2	142.2	212.2	245.1	246.5	158.1	131.0	96.1	96.1	148.6	83.6	88.8	1758.5
1972	107.0	153.8	214.6	256.9	264.6	144.5	127.9	123.6	97.7	98.5	81.1	94.1	1764.3
1973	130.9	153.2	207.1	228.1	212.1	187.4	138.7	119.9	107.0	116.0	81.8	81.4	1763.6
1974	102.6	129.4	185.4	214.6	229.7	156.8	121.7	103.0	103.2	115.6	101.3	82.9	1646.2
1975	84.4	119.9	197.7	225.6	207.2	144.4	96.4	110.6	93.6	118.4	105.9	99.3	1603.4
1976	121.0	155.0	212.1	237.4	251.1	174.0	113.7	117.5	98.0	103.2	79.0	4.0	1666.0
1977	100.9	131.3	206.4	207.6	208.1	164.5	112.7	107.1	107.4	94.0	85.9	55.0	1580.9
1978	96.4	108.9	195.3	243.0	244.1	133.1	118.8	128.2	104.9	102.5	94.0	90.8	1662.0
1979	106.8	125.7	199.9	245.9	236.1	174.9	139.4	139.4	116.4	132.4	108.2	93.5	1818.6
1980	112.5	121.7	197.7	225.2	257.3	191.8	141.0	126.4	104.8	115.9	92.0	93.5	1779.8
1981	97.8	132.5	205.2	229.9	258.7	174.2	127.4	117.0	113.4	110.9	104.8	99.4	1771.2
SUMA	2806.4	3399.9	3402.2	36284.9	36329.0	34401.4	3196.9	30005.1	26488.2	22695.9	2398.5	2226.2	
MEDIA	103.9	133.3	200.1	232.8	234.4	163.0	118.4	111.3	98.1	99.8	88.8	82.5	1666.5

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 COMISION NACIONAL DEL AGUA
 GERENCIA REGIONAL LEONA-BALSAS

FECHA: 11-25-1992

CALCULO DEL CLIMA POR EL
 << 2º SISTEMA DE THORNTHAITE >>

ESTACION: BUENAVISTA DE TOMATLAN
 LATITUD : 19 º 13 ' 0 '' N
 LONGITUD : 102 º 33 ' 9 '' W
 ALTITUD : 550m

UBICADA EN EL ESTADO DE MICHOACAN

PERIODO: 1969-1980

CONCEPTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	CLAVE	ANUAL
TE(ºC)	24.90	25.80	27.30	28.70	30.20	28.90	27.50	27.20	27.10	27.30	26.30	25.20	TEA	27.20
PR(%)	1.37	0.06	0.00	0.10	1.77	13.93	11.82	11.19	11.26	7.75	1.72	0.25	PRA	61.38
IDH	11.37	11.99	13.07	14.09	15.22	14.24	13.21	12.99	12.92	13.07	12.35	11.57	ICA	156.09
EV(%)	10.26	11.81	13.87	14.56	15.35	14.67	13.97	13.82	13.77	13.87	12.75	10.76		
FC	0.95	0.90	1.03	1.05	1.13	1.10	1.14	1.10	1.02	1.00	0.93	0.95		
EP(%)	9.74	10.63	14.28	15.29	17.34	16.13	15.92	15.20	14.05	13.87	11.86	10.22	EPA	164.53
ME(%)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
HA(%)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
DA(%)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	DAA	0.00
DE(%)	8.37	10.57	14.20	15.11	15.57	2.20	4.10	4.01	2.79	6.12	10.14	9.97	DEA	103.15
ER(%)	1.37	0.06	0.00	0.10	1.77	13.93	11.82	11.19	11.26	7.75	1.72	0.25		
ES(%)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
RF	-0.86	-0.99	-0.99	-0.99	-0.90	-0.14	-0.26	-0.26	-0.20	-0.44	-0.85	-0.98		

* FORMULA DEL CLIMA *

CONCEPTO	CLAVE	DESCRIPCION
IN = 100 x DAA / EPA = 0.00 %	PH	SECO
IA = 100 x DEA / EPA = 62.69 %	SA	PEQUEÑA O NULA DEMASIA DE AGUA
IP = IH - 0.6 (IA) = -37.62 %	TA	CALIDO
CT = 100 x SUM (EPN) / EPA = 29.64 %	VA	CONCENTRACION NORMAL DE CALOR EN VERANO

C.N.A.

SUBSERENCIA DE ADMINISTRACION DEL AGUA

ESQUEMAMIENTO MENSUAL TRANSPORTADO

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1955	13425.323	12489.045	13058.794	12733.665	11888.763	12289.750	13585.49	12956.209	122839.960	14312.399	13461.565	14550.997	173402.85
1956	14778.744	13627.674	13142.367	12459.681	13958.784	13259.498	13521.655	13073.211	136514.099	15291.852	14797.579	14412.696	164111.69
1957	13438.690	12746.175	12744.557	12203.108	11853.662	13299.909	13075.509	14429.401	13421.697	13760.812	12361.625	1294.791	159276.93
1958	13542.285	12297.206	11920.359	11431.535	11297.062	12754.342	16084.159	13451.983	12325.760	13691.655	13551.563	14679.874	158947.76
1959	13659.246	12808.073	12557.352	13089.527	12691.070	15159.996	16251.306	19978.969	15871.7204	12352.19	15926.247	13320.940	167321.55
1960	15129.631	13940.361	14028.248	13186.581	12941.791	13688.022	15793.294	14613.846	17214.2900	13961.227	12976.294	1291.356	150755.19
1961	12990.992	12355.159	12223.059	11973.415	11821.904	14626.203	14385.024	15532.573	16726.1405	12898.073	12539.597	2657.640	14639.59
1962	12840.512	12536.324	12072.625	1038.117	11888.763	13726.373	14111.821	14897.412	13825.259	14172.565	13386.581	13916.556	148211.30
1963	13174.690	12536.324	12574.067	12151.348	12005.766	12911.596	18125.355	17471.481	18265.7000	16557.938	14060.960	14836.574	156612.68
1964	14544.819	12908.361	12774.644	12216.048	11922.183	13235.107	15031.131	13827.671	18168.6468	14028.246	13121.978	17744.967	145202.65
1965	13141.272	12777.879	12557.352	11811.660	11755.045	13009.650	13574.950	116998.28	18103.9446	13954.819	12458.581	12490.493	146675.03
1966	12623.296	12445.741	12139.494	12151.346	12691.070	14626.203	17254.189	15919.011	16664.3217	17070.227	13263.634	15960.812	156627.44
1967	14778.744	12898.656	12824.788	12216.048	12691.070	18336.402	14429.401	14876.10	114089.893	13743.520	13995.357	14044.762	174517.96
1968	13742.792	13977.815	14479.545	12652.788	12757.929	14432.397	15482.429	17220.760	112050.376	12336.896	14173.288	14045.539	162152.66
1969	13692.665	13049.628	13142.367	12792.192	12707.785	13665.955	15699.720		10449.597	14546.692	12911.696	12978.164	146726.11
SUMA	155593.61	143674.38	142249.80	135096.06	133972.67	163797.94	172315.41	102444.5	149511.00	191964.40	159385.04	159651.96	1824566.3
MEDIA	13468.975	13229.649	12640.812	11937.504	11223.292	13987.331	15769.717	8629.635	9344.4062	15747.375	13461.517	13665.747	151535.39

Las fórmulas se consideran válidas para valores de la precipitación anual entre 350 y 2250 mm. Sin embargo, se aconseja emplearlas con cautela cuando la precipitación tiene un valor cercano a alguno de los límites señalados.

Se multiplicó cada C por el % que le corresponde. Se sumaron los productos obtenidos, ya divididos entre 100 y la suma será el coeficiente de escurrimiento de la cuenca.

En la misma forma se continuó el cálculo para cada uno de los coeficientes de escurrimientos anuales, de acuerdo al valor de la precipitación anual.

Para el cálculo del volumen escurrido anual, la fórmula que se utilizó fué la siguiente:

$$V_e = C_e \times A_c \times P_m$$

donde:

V_e = Volumen escurrido en Mill. de m³.

C_e = Coeficiente de escurrimiento.

A_c = Area de la cuenca en km².

P_m = Precipitación del centro de gravedad de la cuenca en metros.

Además, se obtuvieron los volúmenes escurridos mensuales tomando de base los escurridos anuales.

3.4.2 METODO DE TRANSPORTE DE INFORMACION HIDROMETRICA

Cuando la estación de aforos no se ubica en la misma corriente, pero está dentro de la misma cuenca hidrográfica, bien son adyacentes, se considera la ecuación:

$$E_x = E \left(\frac{A_x}{A_d} \right) \left(\frac{P_{ma} \text{ Cuenca sin datos Proy. La Loma}}{P_{ma} \text{ Cuenca Est. Hidr. Los Tejones}} \right)$$

E_x Escurrimiento anual estimado, en Miles de m³.

A_x Area de la cuenca sin datos, en Km².

A_d Area de la cuenca Est. Hidr., en Km².

E Escurrimiento anual en la Est. Hidr., en Miles de m³.

P_{ma} Precipitación media anual, en mm.

INSTITUTO TECNICO FACULTAD DE AGRICULTURA

3.5 FUNCIONAMIENTO DE VASO

3.5.1 CAPACIDAD DE AZOLVES

Como no se cuenta con registros de sólidos en suspensión, se recurrió a la estimación de donde se dedujo el aporte de material que acumulará la obra en su vida útil. El cálculo empírico de esta capacidad se efectuó mediante la fórmula:

$$\text{Volúmen de sedimentos} = \text{V.E.} \times \text{N} \times 0.001$$

V.E. = Volúmen de escurrimiento medio anual

N = Años supuestos de vida útil de la obra

0.001 = Factor de azolve por año por Mm³.

3.5.2 EVAPORACION NETA

La evaporación neta, es la evaporación total mes a mes de cada año, afectada por un coeficiente reductor de 0.77 que multiplica a un factor igual a (1-Ce). Donde Ce es el coeficiente de escurrimiento anual correspondiente, cuadro 7.

3.5.3 REGIMEN DE DEMANDAS PARA RIEGO

Por demanda entendemos los volúmenes mensuales o anuales que es necesario obtener de la fuente de abastecimiento, para satisfacer las necesidades de agua de los cultivos de toda el área bajo riego.

3.5.3.1 PROGRAMA DE CULTIVOS

CULTIVO	% AREA DE CULTIVO	
	P-V	O-I
SORGO	40	
MAIZ	40	
FRIJOL	20	
CHILE		20
JITOMATE		20
CALABACITA		10
SANDIA		10
	100	60

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
 DIRECCION GENERAL DE SEDIMENTOS Y CONTROL DE OBRAS HIDRAULICAS
 COORDINACION REGIONAL CENTRO

FECHA : 11-23-1992

EVAPORACIONES NETAS MENSUALES EN MM

CUADRO No. 7

PROYECTO : LA LOMA
 MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
 ESTADO : JALISCO

PERIODO: 1955 - 1981

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1955	102.333	134.519	166.859	177.716	158.350	10.279	-186.580	-138.717	-243.174	-11.431	44.850	61.657	276.421
1956	54.823	108.337	164.826	178.717	20.684	-85.542	-63.010	-60.049	-98.158	49.962	74.439	82.544	425.175
1957	98.560	168.416	161.981	189.851	197.591	42.868	7.249	-65.968	-117.260	20.212	41.839	75.306	780.425
1958	-2.525	85.892	163.858	200.893	177.071	-88.382	-36.916	-71.558	-138.005	-54.850	-3.685	18.761	190.552
1959	85.526	103.103	154.308	21.291	111.041	-79.285	-61.908	-64.200	-46.555	-150.869	60.866	72.611	185.129
1960	84.813	109.340	162.393	185.031	198.589	127.239	-116.593	-75.221	-146.057	-22.581	31.197	49.549	577.599
1961	56.462	185.721	153.897	186.109	180.399	-68.302	-83.985	-60.418	-110.330	25.492	68.307	87.683	525.035
1962	87.318	185.952	171.248	179.607	182.182	-22.477	-21.152	-100.346	-120.464	23.096	67.628	53.884	605.874
1963	85.393	103.340	152.955	180.003	177.019	40.978	-82.968	-45.260	-43.343	-181.974	37.345	41.185	551.944
1964	47.953	103.036	140.598	178.255	183.838	-37.076	-113.420	-27.342	-130.494	54.866	38.336	57.417	475.116
1965	64.562	53.296	186.280	162.047	168.557	-9.812	-39.908	-288.157	-188.827	-39.472	61.446	61.889	243.132
1966	71.412	88.464	153.316	172.180	107.298	-44.055	-80.872	-18.018	-87.609	12.155	67.531	63.718	534.422
1967	-10.611	89.936	142.085	161.153	132.604	-178.105	-8.197	-131.269	-193.799	11.249	59.930	53.350	128.208
1968	79.239	74.216	71.594	173.214	183.003	15.584	-81.137	-24.955	-100.417	7.658	38.374	17.941	432.384
1969	71.481	92.120	141.807	193.270	139.928	87.718	-63.603	-124.143	-87.350	-12.353	68.838	54.597	561.412
1970	53.556	81.858	160.545	190.113	195.766	-49.713	-107.782	-198.153	-148.504	37.312	47.479	71.148	441.525
1971	84.854	109.494	182.308	188.727	184.040	-12.194	-8.748	-73.970	-177.739	5.473	55.599	55.834	582.878
1972	78.818	118.426	160.695	197.813	141.875	-120.378	-94.018	-87.587	-82.397	42.719	17.468	72.457	485.989
1973	94.831	34.974	159.467	135.989	105.782	53.541	-341.404	-52.680	-103.570	-140.902	62.986	56.537	263.651
1974	79.862	96.638	139.376	165.242	151.064	-22.476	-102.595	-44.795	-72.203	61.874	46.721	48.954	549.821
1975	42.093	92.323	152.229	173.712	139.314	-18.112	-113.424	-58.118	-156.124	27.979	60.944	75.795	447.711
1976	93.170	118.946	183.317	179.321	193.347	-8.728	-173.806	-103.987	-28.436	-43.829	-17.436	-0.154	373.628
1977	72.592	98.221	150.928	155.080	145.638	-123.713	-57.869	-24.003	-104.324	27.844	-3.960	15.932	379.766
1978	69.423	77.142	147.318	187.110	182.157	-25.801	-163.565	3.518	-119.892	-80.480	68.580	68.259	471.777
1979	82.236	84.580	151.923	189.343	156.117	32.715	-59.286	-128.835	-54.113	96.354	83.314	55.977	694.245
1980	-56.196	91.412	152.229	172.912	193.691	59.664	-51.560	-76.892	-76.153	-1.105	43.933	57.893	520.328
1981	8.864	93.258	157.585	187.633	187.209	-51.327	-118.830	-19.880	36.781	19.857	52.273	68.663	608.316
PROMEDIOS	61.866	95.996	150.922	171.928	157.834	-20.737	-82.943	-73.225	-106.921	-4.991	47.720	55.303	454.542
DESF. STD.	37.110	19.094	28.276	33.196	38.851	68.512	48.480	46.736	57.035	59.086	25.538	19.733	
MAXIMOS	102.333	134.519	171.248	200.893	197.591	127.239	7.245	3.518	36.761	36.354	83.314	82.544	
MINIMOS	-56.196	34.974	71.594	21.291	20.664	-178.105	-186.580	-208.157	-243.174	-150.869	-17.436	-0.154	

CUADRO 3

COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBGERENCIA DE ESTUDIOS
USO CONSUMTIVO

PROYECTO: LA LOMA
MUNICIPIO: ZILOTLAN DE LOS DOLORES
ESTADO: JALISCO

ESTACION BASE: BUENAVISTA DE TOMATLAN
LONGITUD:
LATITUD

M E S	CULTIVO: SORBO				CULTIVO: MAIZ				CULTIVO: FRISOL					
	TEMPERATURA (C + 17.80)	P	f	PRECIPITACION	LAMINA DE RIEGO EN CMS.				LAMINA DE RIEGO EN CMS.					
EN	%													
IC	DEC.	cms.	Pcb	EFECTIVA	Kc	U.C.	J x U.C.	Kc	U.C.	J x U.C.	Kc	U.C.	J x U.C.	
			cms	cms	cms.	cms.	NETA	CALCULADA	BRUTA	cms.	cms.	NETA	CALCULADA	BRUTA
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
			(13)x(4)			(15)x(9)	(10)-(7)	(12)/n	(5)x(8)	(11)-(7)		(12)/n	(15)x(8)	(11)-(7)
ENERO	24.90	1.97	7.79	15.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
FEBRERO	25.80	2.01	7.28	14.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MARZO	27.30	2.08	8.41	17.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ABRIL	28.70	2.15	8.51	18.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAYO	30.20	2.22	9.11	20.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
JUNIO	28.90	2.16	8.97	19.33	8.91	7.59	0.44	8.51	7.93	0.23	0.00	0	0.50	9.57
JULIO	27.50	2.09	9.20	19.23	6.24	5.64	0.95	18.27	16.81	11.17	11.00	18	0.85	116.35
AGOSTO	27.20	2.08	8.92	18.52	6.74	6.05	0.98	18.06	16.62	10.58	11.00	18	1.08	119.91
SEPTIEMBRE	27.10	2.07	8.28	17.16	6.14	5.56	0.68	11.58	10.65	5.09	5.00	8	0.92	115.70
OCTUBRE	27.30	2.08	9.19	17.05	1.75	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
NOVIEMBRE	26.30	2.04	7.63	15.53	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00
DICIEMBRE	25.20	1.98	7.71	15.30	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00

74.24 = 56.42 74.24 74.24
= J=-----x 0.70 = 0.92 -----x 0.85 = 1.03
56.42 61.53 64.46

P=PORCIENTO DE HORAS-LUZ (VER TABLAS)
f=FACTOR DE EVAPOTRANSPIRACION
Pcb=PRECIPITACION PROBABLE
Kc=COEFICIENTE DE DESARROLLO DE CADA CULTIVO
Kg=COEFICIENTE GLOBAL DE DESARROLLO
J=FACTOR DE CORRECCION PARA EL U.C.
U.C.=USO CONSUMTIVO=Kc x f
n=EFICIENCIA DE RIEGO

SUM F
J=-----xKg
SUM U.C.

50 1.00 50 0.91
27.06 27.00 27.37 25.00

CUADRO 9

COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBGERENCIA DE ESTUDIOS

U S O C O N S U M T I V O

PROYECTO: LA LOMA
MUNICIPIO: JILDTLAN DE LOS DOLORES
ESTADO: JALISCO

ESTACION BASE: BUENAVISTA DE TOMATLAN
LONGITUD:
LATITUD

M E S	CULTIVO: MILLE				CULTIVO: JITONATE				CULTIVO: CALABACITA															
	TEMPERATURA (TC + 17.80)	P	f	PRECIPITACION	LAMINA DE RIEGO EN CMS.				LAMINA DE RIEGO EN CMS.															
EC	21.67	DEC.	cas.	Pbp	EFECTIVA	Kc	U.C.	J x U.C.	U.C.	J x U.C.	U.C.	J x U.C.	U.C.	J x U.C.										
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)										
ENERO	24.90	1.97	7.79	15.35	0.00	0.00	1.05	16.12	11.29	11.28	11.00	18	0.95	14.58	13.71	13.71	14.00	23	0.72	10.98	9.55	9.55	10.00	17
FEBRERO	25.80	2.01	7.29	14.65	0.00	0.00	1.00	14.65	10.25	10.25	10.00	17	0.98	14.35	13.49	13.49	13.00	22		0.00	0.00	0.00		0
MARZO	27.30	2.08	8.41	17.50	0.00	0.00	0.80	14.00	9.80	9.80	10.00	17	0.90	14.00	13.16	13.16	13.00	22		0.00	0.00	0.00		0
ABRIL	29.70	2.15	8.51	18.26	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00		0		0.00	0.00	0.00		0		0.00	0.00	0.00		0
MAYO	30.20	2.22	9.11	20.19	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00		0		0.00	0.00	0.00		0		0.00	0.00	0.00		0
JUNIO	28.90	2.16	8.97	19.33	8.91	7.59		0.00	0.00			0		0.00	0.00			0		0.00	0.00			0
JULIO	27.50	2.09	9.20	19.23	6.24	5.64		0.00	0.00			0		0.00	0.00			0		0.00	0.00			0
AGOSTO	27.20	2.08	8.92	18.52	6.74	5.05		0.00	0.00			0		0.00	0.00			0		0.00	0.00			0
SEPTIEMBRE	27.10	2.07	8.28	17.16	6.14	5.56		0.00	0.00			0		0.00	0.00			0		0.00	0.00			0
OCTUBRE	27.30	2.08	8.19	17.05	1.75	0.00		0.00	0.00	0.00		0		0.00	0.00	0.00		0		0.00	0.00	0.00		0
NOVIEMBRE	26.30	2.04	7.83	15.53	0.00	0.00	0.55	8.54	5.98	5.98	9.00	15	0.43	6.68	6.28	6.28	9.00	15	0.54	8.37	7.28	7.28	9.00	15
DICIEMBRE	25.20	1.98	7.71	15.30	0.00	0.00	0.90	13.77	9.64	9.64	10.00	17	0.55	8.41	7.91	7.91	9.00	15	0.81	12.39	10.78	10.78	11.00	18

78.33

57.08 78.33

78.33

46.18

$J = \frac{57.08}{67.08} \times 0.60 = 0.70$

$J = \frac{78.33}{58.03} \times 0.70 = 0.94$

$J = \frac{46.18}{31.74} \times 0.60 = 0.87$

P=PORCIENTO DE HORAS-LUZ (VER TABLAS)
f=FACTOR DE EVAPOTRANSPIRACION
Pbp=PRECIPITACION PROBABLE
Kc=COEFICIENTE DE DESARROLLO DE CADA CULTIVO
Kg=COEFICIENTE GLOBAL DE DESARROLLO
J=FACTOR DE CORRECCION PARA EL U.C.
U.C.=USO CONSUNTIVO=Kc x f
n=EFICIENCIA DE RIEGO

SUM F
 $J = \frac{\text{SUM F}}{\text{SUM U.C.}} \times Kc$

FC 1.06
46.95 50.00

FC 1.06
54.55 58.00

FC 1.09
27.61 30.00

CUADRO 10

COMISION NACIONAL DEL AGUA
SUBGERENCIA DE ESTUDIOS

USO CONSUMTIVO

ESTACION BASE: BUENAVISTA DE TOMATLAN
LONGITUD:
LATITUD

PROYECTO: LA LOMA
MUNICIPIO: JILOTLAN DE LOS DOLORES
ESTADO: JALISCO

M E S	TEMPERATURA (Tc + 17.80) En Tc	P %	f DEC.	PRECIPITACION					CULTIVO: SANDIA					CULTIVO:										
				Pop	EFECTIVA	Kc	U.C.	U.C. x U.C.	NETA	CALCULADA	BRUTA	Kc	U.C.	U.C. x U.C.	NETA	CALCULADA	BRUTA							
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)		
			(13)x(4)				(15)x(8)		(10)-(7)		(12)/n		(15)x(8)		(10)-(7)		(12)/n		(15)x(8)		(10)-(7)		(12)/n	
ENERO	24.90	1.97	7.79	15.35	0.00	0.00	0.39	12.17	10.71	10.71	11.00	18												
FEBRERO	25.80	2.01	7.28	14.65	0.00	0.00	0.70	10.25	9.02	9.02	9.00	15												
MARZO	27.30	2.08	8.41	17.50	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0												
ABRIL	28.70	2.15	8.51	18.26	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0												
MAYO	30.20	2.22	9.11	20.12	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0												
JUNIO	28.90	2.16	8.97	19.33	8.91	7.59		0.00	0.00			0												
JULIO	27.50	2.09	9.20	19.23	6.24	5.64		0.00	0.00			0												
AGOSTO	27.20	2.08	8.92	18.52	6.74	6.05		0.00	0.00			0												
SEPTIEMBRE	27.10	2.07	8.28	17.16	6.14	5.56		0.00	0.00			0												
OCTUBRE	27.30	2.08	8.19	17.05	1.75	0.00		0.60	0.00	0.00		0												
NOVIEMBRE	26.30	2.04	7.83	15.93	0.00	0.00	0.52	2.04	7.08	7.08	9.00	15												
DICIEMBRE	25.20	1.98	7.71	15.30	0.00	0.00	0.73	11.17	9.83	9.83	10.00	17												

60.82 = 41.64 60.82
= J = 0.60 = 0.88
41.64

P=PORCIENTO DE HORAS-LUZ (VER TABLAS)
F=FACTOR DE EVAPOTRANSPIRACION
Ppb=PRECIPITACION PROBABLE
Kc=COEFICIENTE DE DESARROLLO DE CADA CULTIVO
Kg=COEFICIENTE GLOBAL DE DESARROLLO
J=FACTOR DE CORRECCION PARA EL U.C.
U.C.=USO CONSUMTIVO=Kc x f
n=EFICIENCIA DE RIEGO

SUM F
J=-----xKg
SUM U.C.

FC 1.06
36.64 39.00

3.5.3.2 USO CONSUNTIVO

En un proyecto de riego por desarrollar es básico determinar los requerimientos de riego para los cultivos que se consideran.

El procedimiento usado para conocer el consumo de agua corresponde al criterio de Elaney y Criddle, que mediante fórmulas empíricas permitió estimar el uso consuntivo, utilizando datos meteorológicos y coeficientes de cultivo propuestos por el Departamento de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, cuadros 8-10.

3.5.3.3 LEY DE DEMANDAS DE RIEGO

En el cuadro 11, con apoyo en el patrón de cultivos propuesto se presenta la distribución de demandas mensual y anual, en Miles y m³/ha. respectivamente.

3.5.3.4 GASTO NORMAL DE LA OBRA DE TOMA

La capacidad de una obra de toma y su funcionamiento estará condicionada por una ley de extracciones, de acuerdo con el uso o los usos a que se destine.

El gasto de la obra de toma se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{\text{Demanda máxima mensual}}{1'080,000 \text{ seg.}}$$

donde:

$$Q = \text{Gasto de la obra de toma en m}^3.$$

$$1'080,000 = 25 \text{ días} \times 12 \times 60 \times 60$$

$$Q = \frac{2'635,380}{1'080,000}$$

$$= 2.44016666667$$

$$= 2440.17 \text{ Lts/seg.}$$

CUADRO II
 CALCULO DE LA DEMANDA ANUAL
 VOLUMEN DE AGUA POR HA.

CULTIVO	LAMINAS DE RIEGO EN CENTIMETROS												VOLUMEN TOTAL POR HA. DE CULTIVO (M3.)	
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D		
SORGO DE GRANO							18	18	8					4400
MAIZ DE GRANO							18	23	18					5900
FRIJOL							17	17	8					4200
CHILE	18	17	17								15	17		8400
JITOMATE	23	22	22								15	17		9900
CALABACITA	17										15	18		5000
SANDIA	18	15									15	17		6500

VOLUMENES DE AGUA EN MILES DE M3. PARA UNA SUPERFICIE DE 100 HA.

CULTIVO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	VOLUMEN TOTAL
SORGO DE GRANO							72	72	32				176
MAIZ DE GRANO							72	92	72				236
FRIJOL							34	34	16				84
CHILE	36	34	34								30	34	168
JITOMATE	46	44	44								30	34	198
CALABACITA	17											18	35
SANDIA	18	15									15	17	65
TOTAL	117	93	78	0	0	0	178	198	120	0	75	103	962

$$\text{DEMANDA ANUAL POR HA.} = \frac{\text{VOLUMEN TOTAL}}{100} = \frac{962000}{100} = 9,620.0 \text{ M3/HA.}$$

VOLUMENES DE AGUA EN MILES DE M3. PARA UNA SUPERFICIE DE 1.0 HA.

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	VOLUMEN TOTAL
	1.17	0.93	0.78	0	0	0	1.78	1.98	1.2	0	0.75	1.03	9.62

(*) VALOR A CONSIDERAR PARA EL CALCULO DEL GASTO NORMAL DE LA OBRA DE TOMA.

3.5.4 FUNCIONAMIENTO ANALITICO DE VASO

El proceso básico del funcionamiento de vaso es el siguiente:

Con la diferencia entre el escurrimiento y la demanda se obtiene un cambio parcial en el almacenamiento, el que es modificado por el factor de lluvia menos evaporación obtenido en función del área promedio correspondiente al almacenamiento promedio, y con lo que se obtiene el almacenamiento final.

3.5.4.1 CRITERIOS DE DISEÑO

1).- Para un determinado período de estudio de X años el número total de años deficitarios N , no debe exceder del 25% de X y la suma de sus déficits, no será mayor a $5\% X$.

2).- En el caso de un año aislado la deficiencia máxima permisible no deberá sobrepasar el 60%.

3).- Si son dos años seguidos, uno de ellos no debe ser mayor de 55% y el otro no exceder el 90% acumulado.

4).- Si son tres años seguidos la deficiencia máxima anual no debe ser mayor de 50% y la suma de los tres no sobrepasar el 110%.

5).- El número máximo de años consecutivos con deficiencias es de tres.

6).- La deficiencia media anual permisible del período estudiado no debe exceder del 5%.

7).- La deficiencia anual que resulte menor del 1% podrá ser despreciable.

8).- El faltante máximo mensual podrá ser hasta del 100%, siempre y cuando se cumplan las restricciones anteriormente señaladas.

3.6 ESTUDIO DE AVENIDAS

Para este estudio se utilizaron distintos métodos de análisis para determinar las avenidas de diseño de la obra de excedencias y definición del bordo libre.

Se emplearon métodos empíricos (Gete, Creager y Lowry), hidrológicos (Hidrograma Unitario Triangular), estadístico-probabilísticos y de transporte de una cuenca aledaña, con objeto de comparar resultados. Los gastos máximos de las avenidas deberán corresponder a los periodos de retorno de 1,000 y 10,000 años.

3.6.1 CALCULO DE LA PENDIENTE DEL CAUCE

Para estimar la pendiente promedio del cauce, se utilizaron los criterios de la recta que iguala áreas y la fórmula de Taylor y Schwarz, fig. 4.

a) Recta que iguala áreas	4.95 %
b) Taylor y Schwarz	4.6098 %

La recta que iguala áreas es una manera más real de valuar la pendiente de un cauce, al aceptarla como la pendiente media de una línea recta que, apoyándose en el extremo de aguas abajo de la corriente, hace que se tengan áreas iguales entre el perfil del cauce y arriba y abajo de dicha línea.

Otra forma de valuar la pendiente, y que trata de ajustarse a la pendiente real, es usando la ecuación que proponen Taylor y Schwarz, y que se define por la ecuación

$$S = \frac{m}{1/S_1 + 1/S_2 + 1/S_3 + \dots + 1/S_m}$$

en la cual:

S = Pendiente media del colector principal, adimensional

m = Número de tramos iguales, en los cuales se divide el cauce principal.

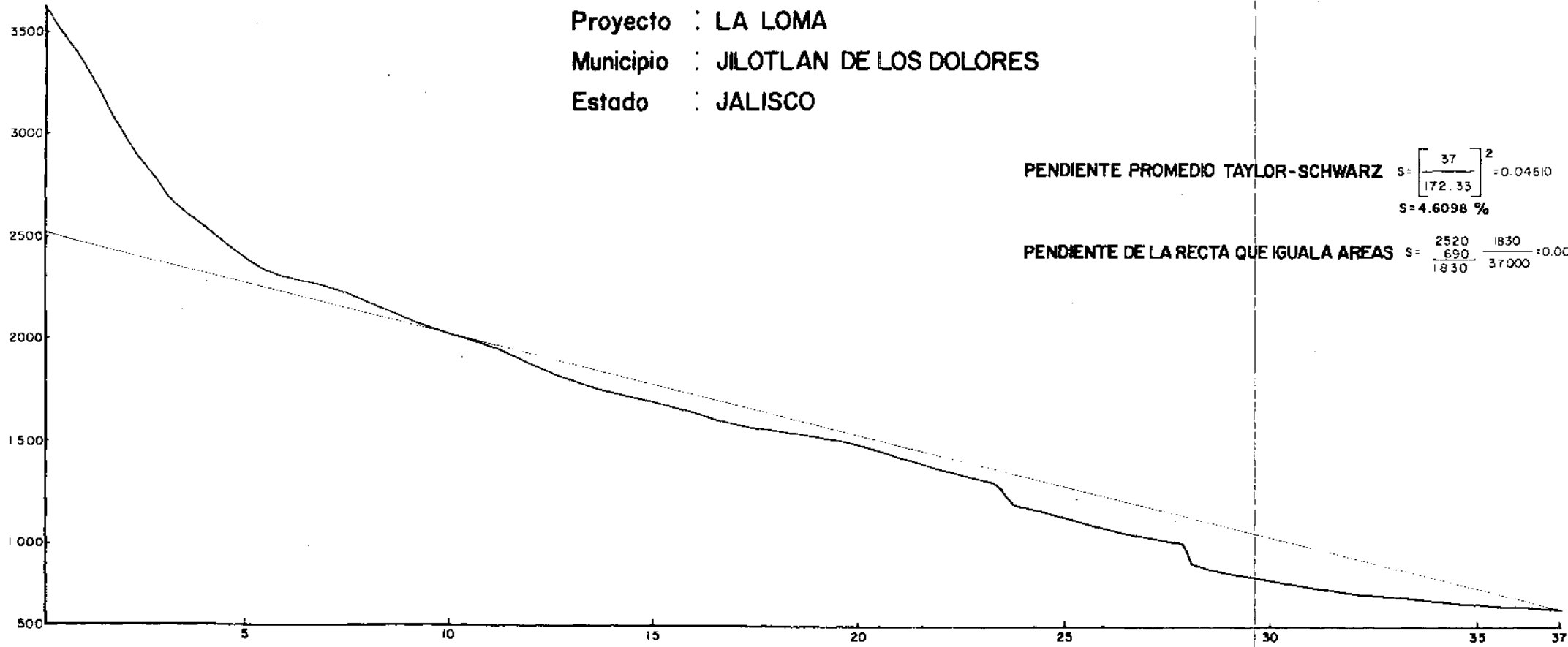
S_i = Pendiente de cada tramo (i, varía de 1 a m), igual a H_i/L.

Esta ecuación tiende a una mayor aproximación cuanto más grande sea el número de segmentos en los cuales se subdivide el tramo de río por analizar.

FIGURA 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
1.89	1.71	1.89	2.36	2.52	3.49	4.15	4.02	3.33	4.08	4.08	3.33	3.33	4.47	4.08	4.47	4.47	5.77	5.77	5.00	4.08	4.08	4.47	2.67	4.47	5.00	5.00	2.67	5.00	5.00	5.77	5.77	7.07	7.07	10.0	10.0	10.0

Proyecto : LA LOMA
 Municipio : JILOTLAN DE LOS DOLORES
 Estado : JALISCO



PENDIENTE PROMEDIO TAYLOR-SCHWARZ $s = \frac{\left[\frac{37}{172.33} \right]^2}{2} = 0.04610$
 $s = 4.6098 \%$

PENDIENTE DE LA RECTA QUE IGUALA AREAS $s = \frac{2520}{1830} \frac{1830}{37000} = 0.00495$; $s = 4.95$

3.6.2 CALCULO DE LA CURVA "N" DE ESCURRIMIENTO

Para la estimación del número "N" curva de escurrimiento, se aplicó el método del U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE, tomando en cuenta las características de suelo y cobertura vegetal.

Cobertura	Grupo hidrol.	Práctica cultural	Condición hidrológica	CN
Bosque	B		Regular	60
Cultivos en H.	B	Hileras	Buena	78
Cascos de Hac.	C			82
Caminos	C			87
Pradera Natural	C	Surco recto	Pobre	86
NII = 76.8				
NII Adoptado = 77				

3.6.3 CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION

Con fórmulas empíricas propuestas por diferentes autores en donde se toman en cuenta las características fisiográficas de la cuenca se estimó el tiempo de concentración.

Los métodos utilizados cuadro 12, demuestran que el tiempo de concentración tiene diferentes grados de precisión según el método que se aplica.

Se adoptó el criterio de Basso II para el análisis de avenidas:

$$T_c = 0.067 \left(\frac{L^{1.155}}{H^{0.385}} \right)$$

T_c Tiempo de concentración, en horas

L Longitud de cauce, en kms

H Desnivel, en metros

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 DELEGACION ESTATAL DE QUERETARO
 SUBDELEGACION DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
 RESIDENCIA GENERAL DE ESTUDIOS

CALCULO DE TIEMPOS DE CONCENTRACION

FECHA : 11-23-1992

PROYECTO : LA LOMA
 MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
 ESTADO : JALISCO
 CORRIENTE POR APROVECHAR : ARROYO CHICO-CARRIZALILLO

CUADRO NO. 12

DATOS : (CONSTANCIA DEL CALCULO)	
CDEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING	= .04 ADIM
SUPERFICIE TOTAL DE LA CUENCA EN ESTUDIO	= 120.79 KM2
LONGITUD DE LA CUENCA	= 37 KMS
COEFICIENTE DE PASSINI	= .085 ADIM
COEFICIENTE DE VENTURA	= 9.000001E-02 ADIM
COEFICIENTE DE BELL	= .0965 ADIM
CDEFICIENTE DE HOYT-LANGBEIN PARA CUENCA GRANDE	= 1.365 ADIM
COEFICIENTE DE HOYT-LANGBEIN PARA CUENCA CHICA	= .805 ADIM
LONGITUD TOTAL DEL RIO EN SU CAUCE	= 37 KM
DESNIVEL TOTAL DEL RIO EN LA CUENCA	= 3020 MTS
PENDIENTE PROMEDIO TAYOR - SCHWARZ	= 4.6098 %
PENDIENTE PROMEDIO AREAS SIMILARES	= 4.95 %
LA CUENCA SE LOCALIZA EN:	PIE DE MONTANA
TOPOGRAFIA INTERNA DE LA CUENCA	MONTANOSA
PORCENTAJE DE LA ZONA BOSCOSEA EN LA CUENCA	= 31.63 %
PERIMETRO TOTAL DE LA CUENCA	= 74 KM
LDNG. (SUMA) TOTAL DE CORRIENTES EN LA CUENCA	= 50 KM
VALOR DEL COMPLEJO HIDROLOGICO SUELO-COBERTURA	= 77 ADIM

***** R E S U L T A D O S *****

DENSIDAD DE DRENAJE = .4139416 KM/KM2

NOMBRE DEL AUTOR	TC	VEL.
DE LA F O R M U L A	HRS	M/SEG
-----TIEMPOS DE CONCENTRACION-----		
CARACTERISTICAS FISICAS DE LA CUENCA	3.0677	3.3503
KIRPICH (PARA TC < 10 HRS. Y CUENCAS RURALES)	2.8024	3.6675
KIRPICH (SOLO PARA CUENCAS RURALES)	2.8077	3.6606
R. R. ROWE	2.8076	3.6607
FOREST RESOURCES DIVISION FAO	2.7857	3.6894
E. BASSO #1	0.5999	17.1327
E. BASSO #2	2.8349	3.6254
E. BASSO #3 (PARA CUENCAS < 250 KM2)	1.4737	6.9739
U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE (CUENCAS < 10 KM	0.3096	33.2001
GIANDOTTI	2.9561	3.4768
J.R. TEMEZ (ECUACION ORIGINAL)	8.3151	1.2360
TEMEZ (TOMANDO EN CUENTA EL VALOR TL/TC)	5.8205	1.7658
VELOCIDAD DE ONDA DE AVENIDA #1	2.3109	4.4475
VELOCIDAD DE ONDA DE AVENIDA #2	0.0000	0.0000
PASSINI (PARA CUENCAS > 40 KM2)	6.4040	1.6049
G.A. HATHAWAY	1.4803	6.9432
VENTURA	4.5243	2.2717
TIEMPO DE CONCENTRACION ELEGIDO:	TC =	HORAS

3.6.4 ANALISIS ESTADISTICO DE PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS

Para realizar la estimación de las avenidas, es necesario el conocimiento de las precipitaciones en 24 horas de las estaciones que tienen influencia sobre la cuenca.

Para la determinación de la zona de influencia de las estaciones pluviométricas se utilizó el método de los polígonos de Thiessen.

En la determinación de las curvas precipitación-período de retorno, en cada una de las estaciones pluviométricas, se usaron los métodos estadísticos de Gumbel, Nash, Normal, Log-Normal, Pearson III, Log-Pearson III, Gama incompleta. Y elegir la función de distribución que se empleará en la extrapolación de los gastos máximos, en períodos de retorno de 1,000 y 10,000 años, cuadros 13-14.

Las funciones Log-Pearson III y Nash, según ajuste gráfico, fig. 5-6, servirán para la construcción de la gráfica Hp-D-Tr, cuadro 15.

3.6.5 METODOS DE ESTIMACION DE AVENIDAS DE DISEÑO

La metodología a seguir para obtener la avenida de diseño de las estructuras hidráulicas dependerá de la información disponible en la región, de la cuenca en estudio y de las características de dicha cuenca.

3.6.5.1 METODOS EMPIRICOS

A pesar de ser burdos, en algunos casos, sobre todo en problemas de diseño, es necesario utilizarlos debido a que por falta de información no pueden emplearse métodos más elaborados.

Dentro de los métodos empíricos para la estimación de las avenidas con períodos de retorno de 1,000 y 10,000 años, se utilizaron la fórmula de Gete (que involucra en su fórmula tiempos de retorno) y el método de las Envolventes de Creager y Lowry.

$$Q_{Tr} = (4 + 16 \text{ Log. } Tr) JA$$

Donde :

Q_{Tr} Gasto asociado a un período de retorno

Tr Tiempo de retorno

A Área de la cuenca

El pico de la avenida de diseño con el método de las Envolventes de Creager y Lowry se deduce por las fórmulas de estos autores que toman en cuenta el área total de la cuenca en estudio y auxiliar (estación hidrométrica Tejones) que multiplica

ANALISIS ESTADISTICO DE UNA SERIE DE DATOS

FECHA: 11-25-1992

PROYECTO : LA LOMA
 MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
 ESTADO : JALISCO
 ESTACION : LOS LIMONES

Area de cuenca: 120.79 km² Año inicial: 1955 Año final: 1981

DATOS (Constancia del cálculo): Número de datos: 27

PRECIPITACIONES MAXIMAS ANUALES EN 24 hrs (mm):

AÑO	PREC.	AÑO	PREC.	AÑO	PREC.	AÑO	PREC.
1955	65.30	1970	48.00				
1956	57.50	1971	48.10				
1957	49.50	1972	50.00				
1958	68.50	1973	58.00				
1959	47.50	1974	32.50				
1960	64.50	1975	46.10				
1961	46.00	1976	57.00				
1962	60.00	1977	72.00				
1963	39.70	1978	36.00				
1964	40.00	1979	70.00				
1965	70.00	1980	66.70				
1966	29.40	1981	34.50				
1967	73.30						
1968	53.00						
1969	51.50						

***** R E S U L T A D O S *****

MEDIA P = 53.1407
 VARIANZA S² = 166.6986
 DESVIACION TIPICA S = 12.9112
 COEFICIENTE DE SESGO = -0.5113
 COEFICIENTE DE VARIACION = 0.2430
 VALDR DE GAMA = 16.9404
 CORR. INT. FIJO DE OBS. = 1.1300
 FACTOR PDR A. DE CUENCA = 0.9754

TR	* GUMBEL	NASH	NORMAL	LOG	PEARSON	LOG PEAR	GAMA IN
Años	* SIMPLE	MINIMOS2		NORMAL	III	SON III	COMPLETA
***** RESULTADOS CORREGIDOS en mm. *****							
2	56.42	56.54	58.57	56.92	59.78	58.06	0.00
5	71.08	70.39	70.56	69.63	70.76	70.85	0.00
10	80.78	79.56	76.82	77.37	75.85	77.72	0.00
20	90.09	88.36	81.98	84.40	79.16	82.52	0.00
50	102.14	99.75	87.80	93.08	83.77	89.72	0.00
100	111.17	108.28	91.70	99.40	86.28	93.90	0.00
500	132.04	128.00	99.56	113.45	90.88	102.08	0.00
1000	141.01	136.48	102.69	119.58	92.49	105.10	0.00
10000	170.80	164.64	114.79	146.58	96.82	113.69	0.00

PROYECTO: LA LOMA

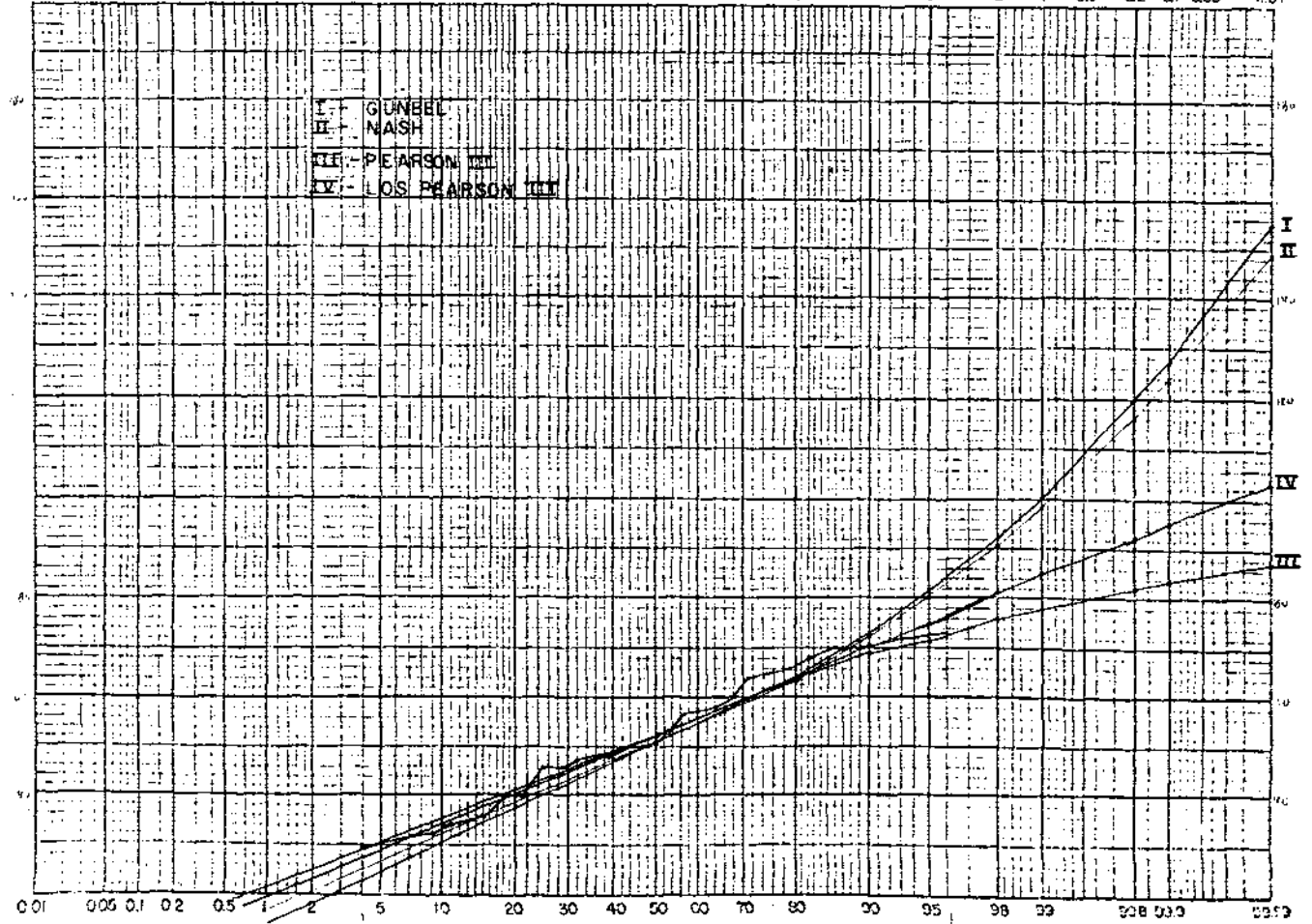
MUNICIPIO: JILOTLAN DE LOS DOLORES ESTADO: JALISCO

FIGURA 5

PERIODO DE RETORNO = $\frac{1}{P}$ ESTACION: LOS LIMONES, MICH.

PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA = $1 - P_X(X)$

99.99	99.9	99.8	99	98	95	90	80	70	60	50	40	30	20	10	5	2	1	0.5	0.2	0.1	0.05	0.01
-------	------	------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	---	---	---	-----	-----	-----	------	------



NORMAL

PROBABILIDAD DE NO EXCEDENCIA = $P_X(X)$

ANALISIS ESTADISTICO DE UNA SERIE DE DATOS

FECHA: 11-25-1992

PROYECTO : LA LOMA
 MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
 ESTADO : JALISCO
 ESTACION : PERIBAN

Area de cuenca: 120.79 km2 Año inicial: 1969 Año final: 1981

DATOS (Constancia del cálculo): Número de datos: 13

PRECIPITACIONES MAXIMAS ANUALES EN 24 hrs (mm):

AÑO	PREC.	AÑO	PREC.	AÑO	PREC.	AÑO	PREC.
1969	27.00						
1970	43.00						
1971	32.00						
1972	25.00						
1973	38.20						
1974	37.50						
1975	46.00						
1976	83.20						
1977	87.00						
1978	56.00						
1979	34.50						
1980	48.00						
1981	84.50						

***** R E S U L T A D O S *****

MEDIA P = 49.3769
 VARIANZA S2 = 481.2653
 DESVIACION TIPICA S = 21.9378
 COEFICIENTE DE SESGO = 0.4247
 COEFICIENTE DE VARIACION = 0.4443
 VALOR DE GAMA = 5.0660
 CORR. INT. FIJO DE OBS. = 1.1300
 FACTOR POR A. DE CUENCA = 0.9754

TR	* GUMBEL	NASH	NORMAL	LOG	PEARSON	LOG PEAR	GAMA IN
Años	* SIMPLE	MINIMOS2		NORMAL	III	SON III	COMPLETA
***** RESULTADOS CORREGIDOS en mm. *****							
2	51.02	51.29	54.42	49.74	52.73	48.58	50.89
5	78.50	76.56	74.78	71.10	74.11	70.42	73.13
10	96.70	93.29	85.42	85.70	86.31	87.04	86.90
20	114.15	109.33	94.20	99.98	95.47	102.05	99.22
50	136.75	130.10	104.09	118.93	109.40	129.97	109.17
100	153.48	145.66	110.72	133.60	118.08	151.13	125.75
500	192.80	181.63	124.06	168.87	136.54	208.25	145.32
1000	209.62	197.09	129.38	185.40	143.93	236.78	160.23
10000	265.48	248.44	149.94	265.94	166.90	352.86	0.00

PROYECTO: LA LOMA

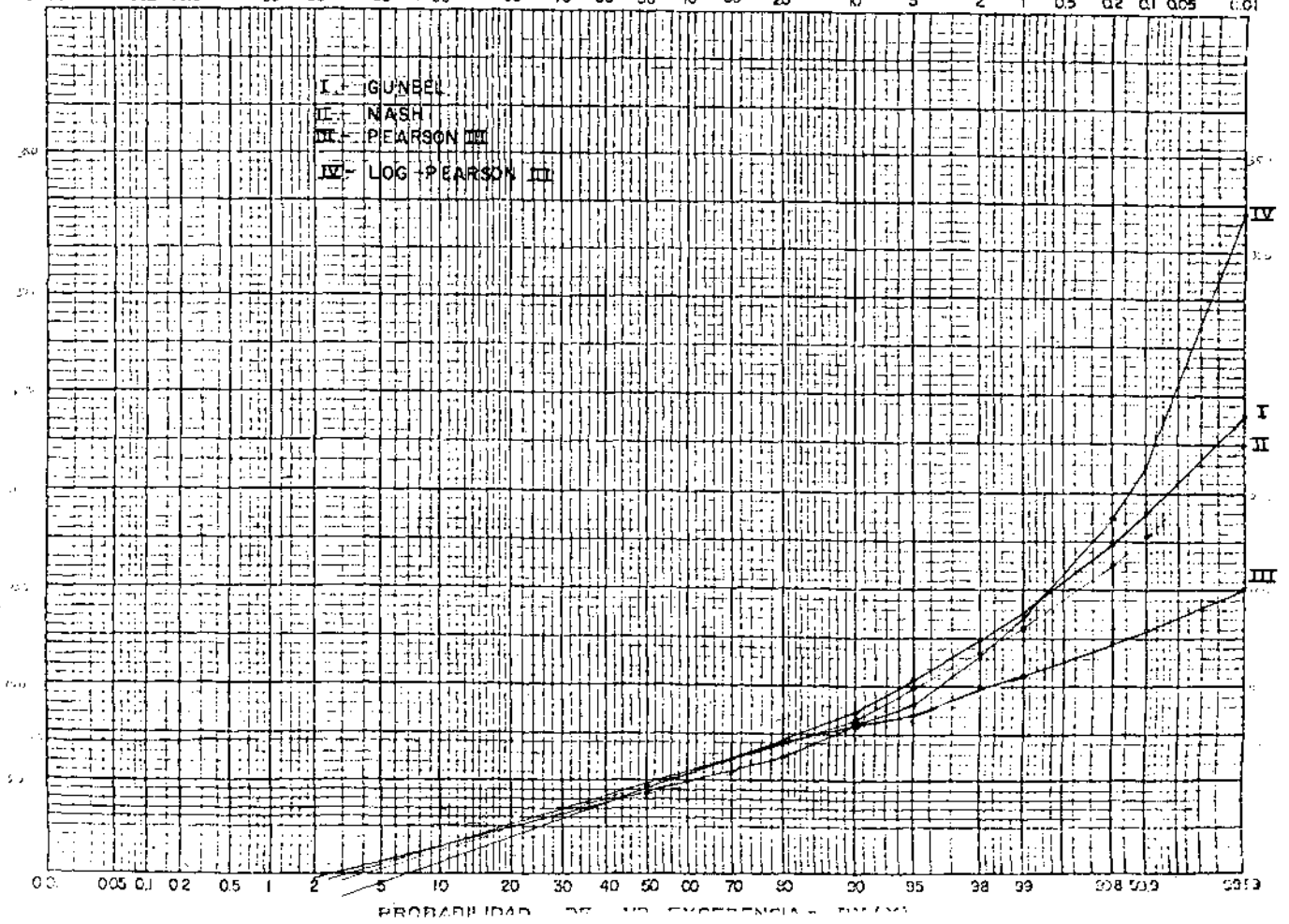
MUNICIPIO: JILOTLA DE LOS DOLORES

ESTADO: JALISCO

FIGURA 6

PERIODO DE RETORNO = $\frac{1}{P}$ ESTACION: PERIBAN, MICH.

101
99.99 99.9 99.8 99 98 95 90 80 70 60 50 40 30 20 10 5 2 1 0.5 0.2 0.1 0.05 0.01
III
PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA = $1 - P_X(X)$
2
5
10
20
50
100
200
500
1000
2.000
10.000



FECHA : 08-24-1992

***** CONSTRUCCION DE GRAFICAS P - D - Tr *****

PROYECTO : LA LOMA
MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
ESTADO : JALISCO
ESTACION : LOS LIMONES-PERIBAN UBICADA EN EL ESTADO DE : MICHOACAN

DISTRIBUCION ADOPTADA : LOG-PEARSON - NASH

***** RESULTADOS *****

TIEMPO * EN HRS. *	PARA PERIODOS DE RETORNO EN AÑOS DE:	
	1000	10000
===== PRECIPITACION DURACION EN MM. =====		
1.00	85.477	101.199
2.00	95.684	113.283
2.83	101.273	119.900
3.00	102.210	121.010
4.00	107.109	126.809
5.00	111.070	131.499
6.00	114.415	135.459
12.00	128.077	151.634
24.00	143.370	169.740

a los gastos instantáneos de la estación.

3.6.5.2 METODOS HIDROLOGICOS

Métodos que tienen una mayor aceptación que los empíricos, definen el probable hidrograma de una avenida para un determinado periodo de retorno específico.

Secuela de cálculo (cuadro 16).

Los principales parámetros que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes:

1. Se calculan las siguientes características físicas de la cuenca:

1.1 Área de la cuenca.

1.2 Altura total de precipitación.

1.3 Características generales o promedio de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.).

1.4 Distribución de la lluvia en el tiempo.

1.5 Distribución en el espacio de la lluvia y de las características de la cuenca.

2. A partir de las curvas P-D-Tr construídas para la cuenca de proyecto, se determinan las lluvias de duraciones 1, 2, 3, 4, 5, 6, 12, y 24 horas para los periodos de retorno de 1,000 y 10,000 años (columna 1).

3. En seguida se calculan los incrementos de lluvia (columna 2), los cuales se tabulan en la columna 3 según la siguiente secuela para los primeros 6 incrementos: 6, 4, 3, 1, 2, 5. Posteriormente, los incrementos ordenados según la secuencia descrita (columna 3) se acumulan en la columna 4.

4. De acuerdo al número N de la curva de escurrimiento, se estima con el criterio del SCS el escurrimiento directo para las cantidades de lluvia de la columna 4.

5. En la columna 6 se tabulan los incrementos de escurrimiento, los cuales al ser restados a los incrementos de lluvia (columna 3) permiten calcular las pérdidas reales de dichos incrementos de tiempo (columna 8).

El procedimiento del SCS para estimar el escurrimiento directo en los cálculos de avenidas máximas, debe ser corregido debido que tal método reporta valores del incremento de escurrimiento casi iguales a los incrementos de lluvia (columnas 3 y 7), conforme la duración de tormenta aumenta.

Los estudios de campo con infiltrómetros reportan las

METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR (HIDROGRAMA DE)

PROYECTO: _____	MPIO: _____	EDC: _____	TIPO DE OBRA: _____
REGION HIDROLOGICA No. _____	FECHA: _____	CALCULO: _____	REVISO: _____

DATOS :

A = _____ Km² T = _____ días (P246) T_p = _____ hrs. Retardo (P243) = _____
 T = _____ hrs N₀ = _____ Entic tipo = _____ Pérdida unitaria = _____ mm/hr.

0	1	2	3	4	5	6	7	8
TIEMPO	LLUVIA TOTAL	INCREMENTO	INCREMENTO	LLUVIA	ESCURRIMIENTO		INCREMENTO DE PERDIDA	
Horas	(mm)	DE LA LLUVIA	ORDENADO	ACUMULADA	ACUMULADA	INCREMENTO	TEORICA	REAL
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0 — 1								
1 — 2								
2 — 3								
3 — 4								
4 — 5								
5 — 6								
6 — 12								
12 — 24								

CALCULOS :

a) Tiempo 0 a 6 hrs.: D = _____ hr. $T_p = \frac{D}{2} + 0.8 (\quad) = \text{_____ hrs.}$ $T_b = 2.87 (\quad) = \text{_____ hrs.}$ $q_p = \frac{0.2081}{T_p} \frac{10}{T_p} = \text{_____ } \frac{m^3/seg}{mm}$	b) Tiempo 6 a 12 hrs.: D = _____ hr. $T_p = \frac{D}{2} + 0.8 (\quad) = \text{_____ hrs.}$ $T_b = 2.87 (\quad) = \text{_____ hrs.}$ $q_p = \frac{0.2081}{T_p} \frac{20}{T_p} = \text{_____ } \frac{m^3/seg}{mm}$	c) Tiempo 12 a 24 hrs.: D = _____ hr. $T_p = \frac{D}{2} + 0.8 (\quad) = \text{_____ hrs.}$ $T_b = 2.87 (\quad) = \text{_____ hrs.}$ $q_p = \frac{0.2081}{T_p} \frac{40}{T_p} = \text{_____ } \frac{m^3/seg}{mm}$
--	---	--

0	9	10	11	12	13	14	OBSERVACIONES
TIEMPO	INCREMENTO DE LLUVIA EN EXCESO		D(P ₀) W (m ³ /seg.)	HIDROGRAMA UNITARIO DEL INCREMENTO			
Horas	Po (mm)	q _p (m ³ /seg./mm.)		HORA DE INICIO	HORA DEL MAXIMO	HORA DEL FINAL	
0 — 1							
1 — 2							
2 — 3							
3 — 4							
4 — 5							
5 — 6							
6 — 12							
12 — 24							

siguientes pérdidas mínimas según el tipo de suelo:

Suelos tipo A: 2.5 mm/hr.
 Suelos tipo B y C: 1.3 mm/hr.
 Suelos tipo D: 0.7 mm/hr.

En base a los valores anteriores se podrán calcular las pérdidas teóricas (columna 7), que serán iguales a los valores de la pérdida límite según el tipo de suelo, por la duración del incremento de lluvias, en horas.

La corrección anteriormente citada consiste en reducir el valor del incremento de escurrimiento calculado cuando la pérdida real es menor que la teórica, tales casos (generalmente en duraciones de 12 y 24 horas) se resta al incremento de lluvia (columna 3) la pérdida teórica y tal resultado será el incremento de escurrimiento corregido (columna 6).

6. De acuerdo al valor calculado para el tiempo de concentración en horas, se selecciona en la tabla siguiente, el tiempo de incremento de la lluvia en exceso D, en horas:

Valor de tc en horas	Valor de "D" en horas		
	Primeras 6 horas	Segundas 6 horas	Terceras 12 horas
3	0.5	3.0	6.0
3 a 10	1.0	6.0	12.0
10 a 15	2.0	12.0	24.0
15 a 30	3.0	18.0	36.0

En seguida para cada uno de los tres intervalos D seleccionados, se calculan en tiempo de pico tp, el tiempo base del hidrograma tb y el gasto máximo qp para un milímetro de escurrimiento, por medio de las ecuaciones:

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

$$tp = \frac{D}{2} + tr$$

$$qp = \frac{0.208 A Pe}{tp}$$

7. Se calculan los gastos máximos (columna 11) de cada hidrograma triangular por la multiplicación del incremento de escurrimiento (columna 6 igual a columna 9) por el gasto unitario q_p correspondiente al intervalo de tiempo D (0-6, 6-12, 12-24 horas).

8. Para cada hidrograma unitario triangular se determinan sus horas de inicio, máximo y final, lo anterior, tomando en cuenta los valores de D, t_p y t_b .

9. Se grafican los hidrogramas unitarios triangulares, a escala, en papel milimétrico y a continuación se suman las ordenadas de todos los hidrogramas que se tengan en cada hora de inicio, máximo y final de cada uno de dichos hidrogramas, de ésta manera se definirá el hidrograma total de la avenida que se estima, cuyo periodo de retorno corresponde al de la lluvia procesada (paso 2).

3.6.5.3 METODO DE TRANSPORTE DE GASTOS MAXIMOS

Para tal fin se hará uso de la ecuación:

$$Q_{max} = Q * F_{ta} * F_{ts} * F_{tPmax}$$

Donde:

Q Gasto aforado en la estación hidrométrica Los Tejones

F_{ta} Factor de transporte magnitud de cuenca

F_{ts} Factor de cauces por pendiente

F_{tPmax} Factor de transporte por precipitación máxima

$$F_{ta} = \frac{\text{Area sitio Proy. La Loma}}{\text{Area sitio Est. Hidr. Los Tejones}}$$

$$F_{ts} = \frac{\text{Pendiente Río Apupataro}}{\text{Pendiente Río Chico - Carrizalillo}}$$

$$F_{tPmax} = \frac{\text{Pmax. Cuenca Proy. La Loma}}{\text{Pmax. Est. Hidr. Cuenca Los Tejones}}$$

$$F_{ta} = \frac{120.79}{178.90} = .675181665735$$

$$F_{ts} = \frac{4.80}{5.27} = .910815939279$$

$$FtP_{max} = \frac{51.58}{50.50} = 1.02138613861$$

$$Q_{max} = Q * .62811797595$$

3.7 TRANSITO DE AVENIDAS

3.7.1 BORDO LIBRE

Bordo libre, es la distancia vertical entre el máximo embalse y la corona de la presa, que es la parte más elevada de la cortina.

Existen diferentes métodos para calcular el bordo libre de un embalse. Sin embargo todos los métodos consideran como variables determinantes a la longitud efectiva del fetch y la velocidad del viento.

Para determinar el bordo libre a partir del NAME se utilizó el criterio tradicional.

La fórmula para calcular el bordo libre es:

$$B.L. = 2.333H$$

Donde para la determinación de la altura de la ola se aplica la fórmula:

$$H = (0.005V - 0.068) JF$$

H Altura de las olas sobre la superficie normal del agua tranquila en metros.

V Velocidad del viento en Km/Hora

F (Longitud de la mayor distancia en línea recta, sobre la superficie libre del agua a partir de la cortina dado en kilómetros.

3.7.2 CURVA DE ELEVACION VS VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

Esta curva se obtiene a partir de los planos topográficos del vaso.

Los datos se dan por parejas de valores, entre las cuales se hacen las interpolaciones para obtener valores intermedios a partir del modelo, cuadro 17.

$$Y = 6.531835 (X)^{0.5307735}$$

donde:

Y = Volumen almacenado

X = Elevación correspondiente a ese volumen

O bien:

$$X = \left(\frac{Y}{6.531835} \right)^{\frac{1}{0.5307735}}$$

3.7.3 REGULARIZACION DE LA AVENIDA DE DISEÑO

Este proceso es controlado por la ecuación de continuidad en el vaso, que involucra el volumen de agua que entra en un intervalo de tiempo es igual al volumen de agua que sale en el mismo intervalo más el volumen que queda almacenado en el vaso.

Lo anterior se puede expresar como:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} DT = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} DT$$

En donde:

I_i, I_{i+1} Es el gasto de entrada al vaso en el instante $i,$

Q_i, Q_{i+1} Es el gasto de salida por el vertedor en el instante $i, i+1$

DT Intervalo de tiempo entre los instantes $i, i+1$

V_i Volumen de agua que se almacena en el vaso en el tiempo DT.

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 DELEGACION ESTATAL DE QUERETARO
 SUBDELEGACION DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
 RESIDENCIA GENERAL DE ESTUDIOS

CALCULO DE LA REGRESION

FECHA : 11-23-1992

PROYECTO : LA LOMA
 MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORS
 ESTADO : JALISCO

CUADRO NO. 17

ELEVACION VS CAPACIDAD

> REGRESION LOGARITMICA <
 DATOS DE LAS POBLACIONES

	X	Y	
!	1 !	5.00 !	8,100,000.00 !
!	2 !	6.00 !	8,700,000.00 !
!	3 !	7.00 !	9,500,000.00 !
!	4 !	8.00 !	10,200,000.00 !
!	5 !	9.00 !	11,000,000.00 !
!	6 !	10.00 !	11,600,000.00 !

.....
 : RESULTADOS DE LA REGRESION :

!	MEDIA EN 'X'	7.500 !
!	MEDIA EN 'Y'	9850000.000 !
!	DESVIACION EN 'X'	1.708 !
!	DESVIACION EN 'Y'	1225765.000 !
!	PENDIENTE DE LA RECTA DE LA REGRESION	0.5307735 !
!	ORDENADA AL ORIGEN	6.5318350 !
!	COEFICIENTE DE CORRELACION	0.99792280 !

4. RESULTADOS Y DISCUSION

4.1 REGIMEN DE ESCURRIMIENTOS

El régimen que se observa de una corriente es el que suministra la información de mayor confianza en cuanto a las características del flujo en un sitio determinado.

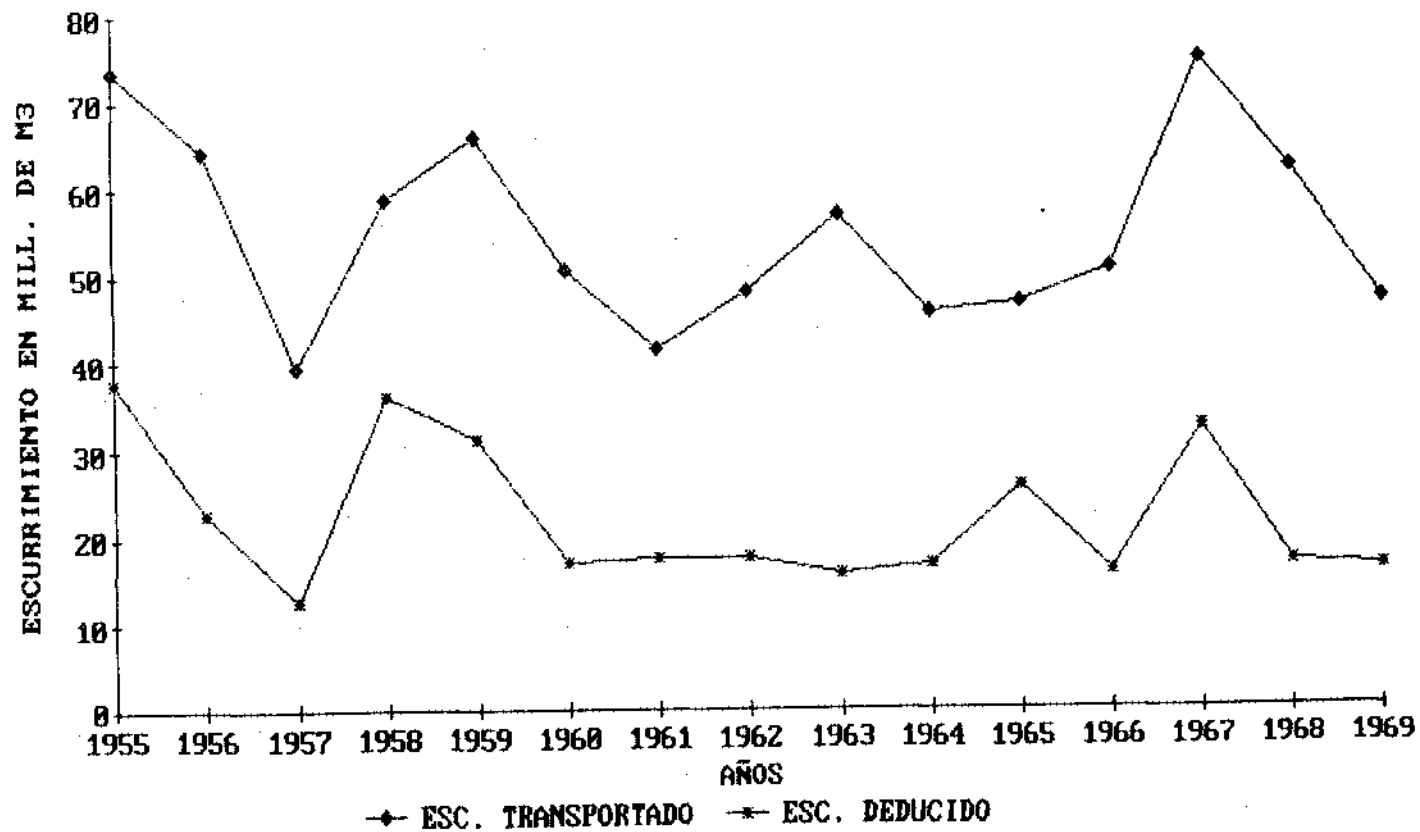
La representación gráfica del régimen de un río, es a veces sumamente ilustrativo.

En la fig. 7, se observa la magnitud del flujo considerando los métodos del Coeficiente de escurrimiento y el de Transporte de información hidrométrica de una cuenca adyacente.

4.1.1 ESCURRIMIENTOS INFERIDOS A PARTIR DE LLUVIAS Y DE LAS CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA

El escurrimiento medio anual, es de 22,175.400 Miles de m³, y un coeficiente de escurrimiento de 17.63274%, cuadros 18-19.

FIGURA 7
REGIMEN DE ESCURRIMIENTO ANUAL



CALCULO DE COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ANUAL

FECHA: 11-20-1992

PROYECTO : LA LOMA
 MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
 ESTADO : JALISCO
 ESTACION CLIMATOLOGICA BASE: LOS LIMONES
 UBICADA EN EL ESTADO DE: MICHOACAN

DATOS (CONSTANCIA DEL CALCULO):

PERIODO DE ESTUDIO CONSIDERADO	-----	1955 - 1981
SUPERFICIE TOTAL DE LA CUENCA EN ESTUDIO		= 120.79 km ²
PRECIPITACION CENTRO DE GRAVEDAD DE LA CUENCA		= 1040.45 mm.
PRECIPITACION PROMEDIO EN LA ESTACION BASE		= 1011.40 mm.
CULTIVO	14.420 km ² K= 0.27 ** ZONA URBANA	1.000 km ² K= 0.29
PASTIZAL	0.000 km ² K= 0.00 ** INCULTA Y DESNUDA	65.290 km ² K= 0.28
BOSQUE	38.200 km ² K= 0.22 ** CAMINOS Y VEREDAS	1.880 km ² K= 0.30
PRADERAS	0.000 km ² K= 0.00	

<<<>> R E S U L T A D O S <<<>>

ANO	PRECIPITACION (mm).	COEF. DE ESC. VARIABLE (CN)	CN*A*F (m ²)	VDL. ESC. ANUAL (Miles de m ³)
1955	1376.80	0.22524	27,988,140.00	37,810.77
1956	1035.60	0.17957	22,313,270.00	22,563.57
1957	735.70	0.13943	17,325,310.00	12,359.73
1958	1341.00	0.22045	27,392,720.00	36,029.13
1959	1234.50	0.20619	25,621,400.00	30,981.06
1960	876.10	0.15822	19,660,460.00	16,764.26
1961	897.30	0.16106	20,013,050.00	17,486.31
1962	894.10	0.16063	19,959,830.00	17,376.37
1963	839.60	0.15334	19,053,380.00	15,556.13
1964	870.00	0.15740	19,559,000.00	16,559.27
1965	1111.10	0.18968	23,569,000.00	25,603.79
1966	849.00	0.15459	19,209,730.00	15,863.03
1967	1265.70	0.21037	26,140,320.00	32,420.88
1968	879.50	0.15868	19,717,000.00	16,879.06
1969	863.40	0.15652	19,449,230.00	16,338.87
1970	1109.00	0.18939	23,534,070.00	25,516.66
1971	923.00	0.16450	20,440,500.00	18,381.68
1972	1099.30	0.18810	23,372,740.00	25,114.13
1973	1424.10	0.23157	28,774,840.00	40,230.10
1974	849.00	0.15459	19,209,730.00	15,863.03
1975	945.20	0.16747	20,809,730.00	19,172.80
1976	1124.50	0.19147	23,791,870.00	26,163.19
1977	1017.90	0.17720	22,018,890.00	21,878.27
1978	975.20	0.17149	21,308,700.00	20,267.91
1979	833.10	0.15247	18,945,270.00	15,345.63

CALCULO DE COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ANUAL

FECHA: 11-20-1992

PROYECTO : LA LOMA
 MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
 ESTADO : JALISCO
 ESTACION CLIMATOLGICA BASE: LOS LIMONES
 UBICADA EN EL ESTADO DE: MICHOACAN

DATOS (CONSTANCIA DEL CALCULO):

PERIODO DE ESTUDIO CONSIDERADO ----- 1955 - 1981
 SUPERFICIE TOTAL DE LA CUENCA EN ESTUDIO = 120.79 km2
 PRECIPITACION CENTRO DE GRAVEDAD DE LA CUENCA = 1040.45 mm.
 PRECIPITACION PROMEDIO EN LA ESTACION BASE = 1011.40 mm.
 CULTIVO 14.420 km2 K= 0.27 ** ZONA URBANA 1.000 km2 K= 0.29
 PASTIZAL 0.000 km2 K= 0.00 ** INCULTA Y DESNUDA 65.290 km2 K= 0.28
 BOSQUE 38.200 km2 K= 0.22 ** CAMINOS Y VEREDAS 1.880 km2 K= 0.30
 PRADERAS 0.000 km2 K= 0.00

<><> R E S U L T A D O S <><>

AÑO	PRECIPITACION (mm).	COEF. DE ESC. VARIABLE (CN)	CN*A*F (m2)	VOL. ESC. ANUAL (Miles de m3)
1980	1036.30	0.17966	22,324,920.00	22,590.89
1981	901.10	0.16157	20,076,260.00	17,617.32
SUMA =	27,307.10		SUMA =	40,208.21

PROMEDIO CE = 17.63274 %

V.E.M.A. = 22175.4 Miles de m3

SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS
 SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA
 DIRECCIÓN GENERAL DE SEGUIMIENTO Y CONTROL DE OBRAS HIDRÁULICAS
 COORDINACIÓN REGIONAL CENTRO

FECHA : 11-03-1990

REGISTRACIONES MENSUALES EN MILKS DE M3

CUADRO No. 19

PROYECTO : LA LOMA
 MUNICIPIO : JIQUILTECO DE LOS DOLORES
 ESTADO : JALISCO

PERIODO: 1955 - 1981

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1955	0.000	0.000	0.000	0.000	13.731	3776.134	10260.340	8227.852	11597.540	2867.115	944.720	115.344	37810.770
1956	485.871	0.000	0.000	0.000	3085.733	4954.573	4302.441	4220.320	4782.440	969.562	141.621	0.000	22563.570
1957	0.000	0.000	63.865	0.000	85.223	1960.132	1679.696	2952.129	3870.834	1384.024	545.428	0.000	12539.130
1958	2122.522	112.843	0.000	0.000	535.953	7109.104	6246.361	5053.751	7208.513	3973.683	2350.894	1375.609	36028.130
1959	163.124	0.000	0.000	3611.320	1129.322	5573.830	4544.893	4587.940	4158.529	7006.815	75.286	0.000	30981.060
1960	105.243	0.000	0.000	0.000	57.405	750.096	4601.991	3672.026	4841.180	1313.326	594.604	168.389	16754.260
1961	473.551	0.000	29.232	0.000	417.037	1028.107	4129.443	3322.652	4067.083	999.719	19.488	0.000	17486.310
1962	0.000	0.000	0.000	246.818	0.000	4096.789	2862.699	4707.032	4302.794	971.724	53.039	155.476	17376.370
1963	0.000	0.000	103.757	24.888	224.189	2025.113	3425.832	2673.594	2510.548	3635.199	446.525	451.247	15.59.130
1964	433.967	73.038	91.845	0.000	38.087	3482.219	4100.578	2202.193	4354.698	312.152	749.956	440.367	12653.210
1965	230.436	442.438	0.000	241.958	172.827	4023.420	3401.241	7556.229	6438.308	2541.714	0.000	115.218	26833.790
1966	251.791	256.371	18.316	93.422	1517.171	3493.977	3890.886	2100.123	3129.632	1141.615	19.694	9.342	15953.830
1967	2392.437	0.000	0.000	10.248	891.400	9249.559	2758.731	6811.016	8322.299	1800.731	89.182	119.597	32420.690
1968	5.757	391.510	1143.823	9.596	291.715	2623.499	3558.133	2239.566	4001.460	1262.811	543.124	309.889	16879.060
1969	51.957	151.591	195.023	0.000	1345.595	1029.459	3391.159	4407.370	3676.909	1892.387	0.000	119.593	16338.370
1970	418.759	345.131	0.000	0.000	69.026	5262.093	6097.309	5585.807	6021.380	1195.453	540.705	0.000	25516.660
1971	0.000	0.000	25.890	0.000	137.415	3192.398	2612.867	3526.973	6000.433	2596.935	209.109	79.663	18341.660
1972	180.529	0.000	127.945	0.000	1740.971	6518.360	5417.118	5142.948	3879.547	932.173	1285.745	0.000	21116.140
1973	248.596	3050.945	0.000	1460.499	2115.887	3152.643	9124.586	5330.679	6836.377	8463.548	0.000	445.342	40230.110
1974	0.000	0.000	74.737	0.000	569.873	3165.133	4338.511	2742.866	3351.978	599.768	691.322	328.645	15863.030
1975	557.821	0.000	0.000	0.000	492.911	2955.435	4572.101	3442.260	5559.350	1539.585	16.512	16.228	19172.800
1976	0.000	11.633	0.000	100.046	0.000	4198.539	7515.083	5570.003	2939.747	3524.676	2252.198	93.066	26163.190
1977	133.260	75.227	0.000	124.653	376.137	6540.483	3778.564	2781.284	4635.481	1184.294	1831.249	167.659	21078.270
1978	120.543	168.345	76.898	0.000	145.463	3256.749	4932.397	3388.405	5053.724	3956.714	145.483	41.597	30087.910
1979	0.000	287.089	0.000	0.000	558.123	2215.916	3621.355	5089.422	3124.018	121.571	0.000	340.136	15345.890
1980	3795.305	61.039	0.000	13.680	117.718	2339.634	4255.276	4606.428	4168.077	2408.852	715.026	198.998	22589.890
1981	1587.962	54.518	9.775	218.979	279.578	4324.660	4852.534	2559.213	1178.919	1708.075	662.776	160.317	17617.320
TOTALES	694.092	202.610	74.104	227.552	606.977	3895.760	4599.945	4220.908	4828.645	2256.942	554.912	214.302	22182.070
3657. STD.	911.561	584.604	219.028	733.127	750.669	1965.714	1900.782	1680.681	2054.135	1915.905	673.374	302.851	
MAYORES	3795.305	3050.945	1143.823	3611.320	3086.733	9249.559	10268.340	8227.852	11597.540	8463.540	2350.894	1375.609	
MINORES	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	750.096	1678.696	2100.123	1178.919	121.571	0.000	0.000	

4.1.2 ESCURRIMIENTOS TRANSPORTADOS

CUADRO 20

ANO	ESTACION TEJONES VOL. ESC. ANUAL MILES DE M3.	PROYECTO LA LOMA ESC. TRANSPORTADO MILES DE M3.
1955	117,624.00	73,402.85
1956	102,736.50	64,111.69
1957	62,939.89	39,276.83
1958	94,300.15	58,847.36
1959	105,315.50	65,721.55
1960	80,853.12	50,455.10
1961	66,725.85	41,639.64
1962	76,959.93	48,026.33
1963	90,799.48	56,662.88
1964	72,949.24	45,522.85
1965	74,794.75	46,675.03
1966	81,127.87	50,627.44
1967	119,411.70	74,517.96
1968	99,596.73	62,152.66
1969	75,197.37	46,926.10

4.2 FUNCIONAMIENTO DE VASO

4.2.1 CAPACIDAD DE AZOLVES

El aporte de material de arrastre que se acumulará en la obra durante su vida útil por el método empírico es de 1,108.77 Miles de m³.

4.2.2 FUNCIONAMIENTO ANALITICO DE VASO

Con el objeto de determinar la capacidad útil óptima de la presa, se realizaron diversas simulaciones de capacidad-superficie con una extracción de 9,620 m³/ha.

La capacidad elegida desde el punto de vista hidrológico de 8.3 Mill. de m³. con deficiencias de 0 al 5%, se considera aceptable, cuadros 21-22.

El resumen de las simulaciones se presenta en el cuadro siguiente:

CAPACIDAD TOTAL	Mm ³	8.3	8.3	8.3	8.3
APROVECHAMIENTO	Mm ³	12.80	14.34	14.75	15.13
	%	56.93	63.70	65.49	67.12
DERRAMES	%	41.59	34.99	33.25	31.66
EVAPORACION	%	1.48	1.31	1.26	1.22
ANOS CON DEFICIT		-	5	7	12
DEF. MAXIMA ANUA	%		5.50	7.20	8.70
DOS ANOS (MAYOR)	%		5.50	7.20	8.70
DOS ANOS (SUMA)	%		9.20	12.70	15.90
TRES ANOS (SUMA)	%				7.20
ANOS CON DEFICIE	N°		2	2	3
DEF. MEDIA ANUAL	%		0.59	1.05	1.71
SUP. BENEFICIADA	HAS	1331	1500	1550	1600

COMISION NACIONAL DEL AGUA.
 GERENCIA ESTATAL EN JAL. RES. GRAL. EST.

RESUMEN ANUAL DE LA SIMULACION

PROYECTO : LA LOMA
 ESTADO : JALISCO

MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
 FECHA : 11-25-1992

CAP. TOTAL = 8.30 HRS SUP. BENEF. 1,550.00 HA. DEM. ANUAL/HA. = 9,620.00 M3

NO.	AÑO	VOLUMEN INICIAL	VOLUMEN AZULVES	VOLUMEN DERRAMADO	VOLUMEN EVAPORADO	VOLUMEN FINAL	DEFICIT	% DEFIC
1	1955	8,300.00	1,108.77	25,540.85	+427.74	5,587.84	0.00	0.0 %
2	1956	5,587.84	1,108.77	8,463.25	+294.83	4,668.31	0.00	0.0 %
3	1957	4,668.31	1,108.77	0.00	+257.71	3,064.18	953.27	6.4 %
4	1958	3,064.18	1,108.77	17,953.98	+154.14	6,691.32	349.97	2.3 %
5	1959	6,691.32	1,108.77	17,255.92	+304.26	5,455.51	0.00	0.0 %
6	1960	5,455.51	1,108.77	1,706.63	+272.35	5,457.37	142.72	1.0 %
7	1961	5,457.37	1,108.77	3,504.03	+305.25	4,603.70	0.00	0.0 %
8	1962	4,603.70	1,108.77	3,281.72	+259.63	4,754.60	1,074.39	7.2 %
9	1963	4,754.60	1,108.77	150.98	+232.85	5,977.01	821.74	5.5 %
10	1964	5,977.01	1,108.77	2,395.79	+291.41	5,111.45	0.00	0.0 %
11	1965	5,111.45	1,108.77	10,257.74	+236.86	5,576.64	0.00	0.0 %
12	1966	5,576.64	1,108.77	2,158.77	+270.71	4,213.47	0.00	0.0 %
13	1967	4,213.47	1,108.77	16,182.88	+255.17	5,582.60	0.00	0.0 %
14	1968	5,582.60	1,108.77	1,170.30	+246.69	6,254.72	0.00	0.0 %
15	1969	6,254.72	1,108.77	1,847.27	+341.20	5,660.90	0.00	0.0 %
16	1970	5,660.90	1,108.77	10,870.56	+315.16	5,321.15	0.00	0.0 %
17	1971	5,321.15	1,108.77	3,481.04	+270.07	5,542.71	350.49	2.4 %
18	1972	5,542.71	1,108.77	10,192.25	+286.76	5,485.04	0.00	0.0 %
19	1973	5,485.04	1,108.77	24,781.62	+387.88	5,912.72	0.00	0.0 %
20	1974	5,912.72	1,108.77	1,508.86	+288.04	5,206.32	0.00	0.0 %
21	1975	5,206.32	1,108.77	4,226.83	+278.32	5,157.78	0.00	0.0 %
22	1976	5,157.78	1,108.77	11,337.54	+193.32	5,634.16	531.16	3.6 %
23	1977	5,634.16	1,108.77	6,867.55	+225.08	5,686.37	0.00	0.0 %
24	1978	5,686.37	1,108.77	5,436.33	+281.10	5,495.24	0.00	0.0 %
25	1979	5,495.24	1,108.77	1,719.79	+328.23	4,018.47	0.00	0.0 %
26	1980	4,018.47	1,108.77	5,922.77	+350.79	5,578.15	0.00	0.0 %
27	1981	5,578.15	1,108.77	3,995.49	+324.88	4,073.28	0.00	0.0 %

PORCIENTO DE DEFICIENCIAS EN EL PERIODO 1955 - 1981 : 1.05 %

NOTA: CANTIDADES EN MILES DE METROS CUBIDOS

COMISION NACIONAL DEL AGUA.
GERENCIA ESTATAL EN JAL. RESID. GRAL. DE ESTUDIOS.

FUNCIONAMIENTO ANALITICO DEL VASO

PROYECTO : LA LOMA

ESTADO : JALISCO

MUNICIPIO: JILOTLAN DE LOS DOLORES

FECHA : 11-25-1992

=====

CAPACIDAD TOTAL	8,300,000.0 M3
CAPACIDAD UTIL	7,191,230.0 M3
CAPACIDAD DE AZOLVES	1,108,770.0 M3
VOLUMEN ESCURRIDO MEDIO ANUAL	22,529,200.0 M3
VOLUMEN APROVECHADO MEDIO ANUAL	14,754,710.0 M3
PORCIENTO DE APROVECHAMIENTO	65.49 %
VOLUMEN EVAPORADO MEDIO ANUAL	284,460.7 M3
PORCIENTO DE EVAPORACION	1.26 %
VOLUMEN DERRAMADO MEDIO ANUAL	7,490,027.0 M3
PORCIENTO DE DERRAMES	33.25 %
DEMANDA ANUAL POR HECTAREA	9,620.0 M3
SUPERFICIE BENEFICIADA	1,550.0 HA.
PORCIENTO DE DEFICIENCIAS	1.05 %
EFICIENCIA DEL VASO	2.052
PERIODO DE ESTUDIO : 1955 - 1981	27 AÑOS
VOL. ESC. MEDIO POR ENTRADAS SUPERFICIALES	22,182,070.0 M3
VOL. DE APORTACIONES POR LLUVIA	5,145,861.0 M3
VOLUMEN DEL EMBALSE APROVECHADO	4,226,719.0 M3
VOLUMEN ESCURRIDO MEDIO ANUAL	22,529,200.0 M3

NOTAS : _____

4.3 AVENIDAS DE DISEÑO

Para fijar la avenida de diseño se recomienda, aplicar por lo menos dos procedimientos a fin de comparar los resultados y además juzgar otros factores con los cuales se pueda normar el criterio para adoptar en definitiva la avenida de proyecto.

4.3.1 METODOS EMPIRICOS

Método	Tr (años)	
	1000	10000
Gete	571.503	747.351
Creager	533.221	684.956
Lowry	514.455	660.850

4.3.2 METODOS HIDROLOGICOS

Método	Tr (años)	
	1000	10000
2. Hidrograma U. Triangular (U.S.B.R)	665.314	879.968

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS .
D.G.S.C.O.H. COORDINACION REGIONAL CENTRO
DIRECCION DE INGENIERIA BASICA

CALCULO DE GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS

FECHA: 08-24-1992

PROYECTO: LA LOMA
MUNICIPIO: JILOTLAN DE LOS DOLORES
ESTADO: JALISCO
AFLUENTE: CHICO - CARRIZALILLO
ESTACION: LOS TEJONES

DATOS (CONSTANCIA DEL CALCULO):
SUPERFICIE TOTAL DE LA CUENCA BASE _ _ _ = 178.9 Km2
SUPERFICIE PARCIAL DE LA CUENCA EN ESTUDIO = 120.79 Km2
NUMERO DE DATOS INGRESADOS PARA EL ESTUDIO = 15 DATOS

```

===== R E S U L T A D O S =====
* GASTOS * C R E A G E R * L O W R Y *
* DE LA *=====
*CUENCA BASE * GASTO UNIT. GASTO MAXIMO * GASTO UNIT. GASTO MAXIMO *
* EN M3/Seg * M3/Seg/Km2 M3/Seg * M3/Seg/Km2 M3/Seg *
=====
38.70 0.25 30.65 0.24 29.57
71.70 0.47 56.79 0.45 54.79
36.40 0.24 28.83 0.23 27.81
86.10 0.56 68.19 0.54 65.79
72.20 0.47 57.18 0.46 55.17
117.50 0.77 93.06 0.74 89.78
155.80 1.02 123.39 0.99 119.05
285.20 1.87 225.88 1.80 217.93
309.00 2.03 244.73 1.95 236.11
165.20 1.08 130.84 1.05 126.23
248.70 1.63 196.97 1.57 190.04
76.60 0.50 60.67 0.48 58.53
142.60 0.93 112.94 0.90 108.96
144.50 0.95 114.44 0.91 110.42
169.60 1.11 134.32 1.07 129.60
=====

```

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
 D.G.S.C.O.R. COORDINACION REGIONAL CENTRO

METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR DEL D.S.R.R.

FECHA : 11-24-1992

PROYECTO : LA LOMA
 MUNICIPIO : JILDTLAN DE LOS DOLORS
 ESTADO : JALISCO

DATOS DEL PROYECTO :

AREA = 120.790 Km2
 P24H = 143.370 mm
 N = 77.00 Adim.

TR = 1000 Años
 PIH = 85.477 mm

SUELO TIPO B Y C
 TC = 2.50 Horas
 PERDIDA MINIMA = 2.0 mm/Hora

0	1	2	3	4	5	6	7	8
TIEMPO	LLUVIA	INCREM.	INCREM.	LLUVIA	ESCURRIMIENTO	INCREM.	INCR. DE	PERDIDA
Horas	TOTAL	LLUVIA	ORDENADO	ACUMBL.	ACUM.	INCREM.	TEORICA	REAL
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0 - 1	85.477	85.477	3.345	3.345	0.000	0.000	2.0	3.04
1 - 2	95.684	10.207	4.899	8.244	0.000	0.000	2.0	4.90
2 - 3	102.210	6.527	6.527	14.770	0.000	0.000	2.0	6.50
3 - 4	107.109	4.899	85.477	100.247	44.969	44.969	2.0	40.51
4 - 5	111.070	3.961	10.207	110.454	53.043	8.074	2.0	3.15
5 - 6	114.415	3.345	3.961	114.415	56.243	3.200	2.0	0.75
6 - 12	128.077	13.662	13.662	128.077	67.526	11.283	12.0	2.05
12 - 24	143.370	15.293	15.293	143.370	80.534	13.008	24.0	2.09

CALCULOS :

A)

TIEMPO DE 0 A 6 Horas
 D = 0.50 Horas
 TP = 1.951 Horas
 TB = 5.209 Horas
 qp = 12.878 m3/s/mm

B)

TIEMPO DE 6 A 12 Horas
 D = 3.00 Horas
 TP = 3.201 Horas
 TB = 8.547 Horas
 qp = 7.849 m3/s/mm

C)

TIEMPO DE 12 A 24 Horas
 D = 6.00 Horas
 TP = 4.701 Horas
 TB = 12.552 Horas
 qp = 5.345 m3/s/mm

0	9	10	11	12	13	14
TIEMPO	INCREMEN.	OP	O1	HIDROG.	UNIT. DEL	INCR.
Hrs	LLUVIA	Para 1 mm	O1=qp*Pe	Hora	Hora	Hora
	Pe	m3/seg/mm	m3/seg	Inicio	Maximo	Final
0 - 1	0.000	12.878	0.000	0.00	1.95	5.21
1 - 2	0.000	12.878	0.000	0.50	2.45	5.71
2 - 3	0.000	12.878	0.000	1.00	3.95	6.21
3 - 4	44.969	12.878	579.112	1.50	3.45	5.71
4 - 5	8.074	12.878	107.973	2.00	3.95	7.21
5 - 6	1.961	12.878	25.253	2.50	4.45	7.71
6 - 12	1.662	7.849	13.045	3.00	5.20	11.55
12 - 24	0.000	5.345	0.000	6.00	10.70	18.55

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
 D.G.S.C.O.H. COORDINACION REGIONAL CENTRO

METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR DEL U.S.B.R.

FECHA : 11-24-1992

PROYECTO : LA LDMA
 MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
 ESTADO : JALISCO

DATOS DEL PROYECTO :

AREA = 120.790 Km² TR = 10000 Años SUELO TIPO B Y C
 P24H = 169.740 mm P1H = 101.199 mm TC = 2.83 Horas
 N = 77.00 Adim. PERDIDA MINIMA = 2.0 mm/Hora

0	1	2	3	4	5	6	7	8
TIEMPO	LLUVIA	INCREM.	INCREM.	LLUVIA	ESCURRIMIENTO	INCR. DE	PERDIDA	
Horas	TOTAL	LLUVIA	ORDENADO	ACUMUL.	ACUM.	INCREM.	TEDRICA	REAL
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0 - 1	101.199	101.199	3.960	3.960	0.000	0.000	2.0	3.96
1 - 2	113.283	12.084	5.800	9.760	0.000	0.000	2.0	5.80
2 - 3	121.010	7.727	7.727	17.487	0.068	0.068	2.0	7.66
3 - 4	126.810	5.800	101.199	118.686	59.731	59.663	2.0	41.54
4 - 5	131.499	4.689	12.084	130.770	69.790	10.059	2.0	2.03
5 - 6	135.459	3.960	4.689	135.459	73.760	3.971	2.0	0.72
6 - 12	151.634	16.175	16.175	151.634	87.700	13.939	12.0	2.24
12 - 24	169.740	18.106	18.106	169.740	103.676	15.976	24.0	2.13

CALCULOS :

A)	B)	C)
TIEMPO DE 0 A 6 Horas	TIEMPO DE 6 A 12 Horas	TIEMPO DE 12 A 24 Horas
D = 0.50 Horas	D = 3.00 Horas	D = 6.00 Horas
TP = 1.951 Horas	TP = 3.201 Horas	TP = 4.701 Horas
TB = 5.209 Horas	TB = 8.547 Horas	TB = 12.552 Horas
qp = 12.878 m ³ /s/mm	qp = 7.849 m ³ /s/mm	QP = 5.345 m ³ /s/mm

0	9	10	11	12	13	14
TIEMPO	INCREMEN.	QP	QI	HIDROG.	UNIT. DEL	INCR.
Hrs	LLUVIA	Para 1 mm	QI=qp*Pe	Hora	Hora	Hora
	Pe	m ³ /seg/mm	m ³ /seg	Inicio	Maximo	Final
0 - 1	0.000	12.878	0.000	0.00	1.95	5.21
1 - 2	0.000	12.878	0.000	0.50	2.45	5.71
2 - 3	0.068	12.878	0.881	1.00	2.95	6.21
3 - 4	59.663	12.878	768.340	1.50	3.45	6.71
4 - 5	10.059	12.878	129.535	2.00	3.95	7.21
5 - 6	2.689	12.878	34.635	2.50	4.45	7.71
6 - 12	4.175	7.849	32.768	3.00	6.20	11.55
12 - 24	0.000	5.345	0.000	6.00	10.70	18.55

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
 D.G.S.C.O.H. COORDINACION REGIONAL CENTRO

GENERACION DE HIDROGRAMAS POR EL METODO DEL H.U.T. DEL U.S.B.R.

FECHA: 11-24-1992

PROYECTO : LA LOMA
 MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
 ESTADO : JALISCO

TIEMPO (Hrs.)	PERIODOS DE RETORNO (Años)	
	1000	10000
0.00	0.000	0.000
0.25	74.209	0.113
0.50	148.419	0.226
0.75	235.952	98.796
1.00	323.484	197.367
1.25	414.253	312.536
1.50	505.022	427.706
1.75	596.810	547.314
2.00	665.314	666.886
2.25	638.456	788.873
2.50	607.417	879.968
2.75	559.257	844.541
3.00	510.082	803.905
3.25	456.748	741.939
3.50	403.414	678.580
3.75	350.080	609.518
4.00	296.747	540.456
4.25	243.413	471.393
4.50	190.079	402.331
4.75	136.426	333.269
5.00	81.463	264.207
5.25	33.786	194.353
5.50	23.260	121.267
5.75	14.043	57.847
6.00	11.495	43.717
6.25	9.265	31.217
6.50	8.655	27.027
6.75	8.045	23.272
7.00	7.434	21.740
7.25	6.824	20.207
7.50	6.214	18.675
7.75	5.604	17.142
8.00	4.994	15.610
8.25	4.384	14.078
8.50	3.774	12.545
8.75	3.164	11.013
9.00	2.554	9.480
9.25	1.944	7.948
9.50	1.334	6.415
9.75	0.724	4.883
10.00	0.114	3.350
10.25	0.000	1.818
10.50	0.000	0.285

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
 SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
 D.G.S.C.O.H. COORDINACION REGIONAL CENTRO

GENERACION DE HIDROGRAMAS POR EL METODO DEL H.U.T. DEL U.S.B.R.

FECHA: 11-24-1992

PROYECTO : LA LOMA
 MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
 ESTADO : JALISCO

PERIODO DE RETORNO Años	TIEMPO (Hrs.)	GASTO MAXIMO m3/seg	PERIODOS DE RETORNO (Años)	VOLUMENES GENERADOS Miles de M3
	1000		10000	
1000		665.314		6842.213
10000		879.968		9255.771

4.3.3 METODO DE TRANSPORTE DE GASTOS MAXIMOS

CUADRO 25

ANO	ESTACION TEJONES GASTO MAX. INST. M3/SEG.	PROYECTO LA LOMA GASTO MAX. TRAN. M3/SEG.
1955	61.60	38.70
1956	114.20	71.70
1957	57.90	36.40
1958	137.10	86.10
1959	115.00	72.20
1960	187.00	117.50
1961	248.00	155.80
1962	454.00	285.20
1963	492.00	309.00
1964	263.00	165.20
1965	396.00	248.70
1966	122.00	76.60
1967	227.00	142.60
1968	230.00	144.50
1969	270.00	169.60

4.3.4 SELECCION DEL GASTO DE DISEÑO

Los gastos de diseño que serán asignados a el proyecto, corresponden a los generados por el modelo de precipitación - escurrimiento Hidrograma Unitario Triangular:

Tr años	Qtr m ³ /seg
1,000	465.314
10,000	879.968

Los gastos de 673.23 m³/seg. (Tr = 1,000 años) y 864.83 m³/seg. (Tr = 10,000 años), son los parámetros de calibración para definir cual de los métodos empíricos e hidrológicos puede representar mejor las condiciones de la cuenca de calibración y por similitud, de la cuenca en estudio.

Analizando los resultados obtenidos de las avenidas de diseño por los métodos empíricos, hidrológicos y de transporte de gastos máximos la diferencia entre valores mayor y menor es de sólo un 15%. El generado por el Hidrograma Unitario Triangular, con respecto a los métodos empíricos y de correlación con otra cuenca es intermedio.

Considerando que la diferencia entre valores al utilizar la fórmula de Gete, Hidrograma Unitario Triangular y Transporte de gastos máximos no son significativas, se considera conveniente recomendar valores muy parecidos a los obtenidos por el método de Transposición de cuencas.

4.4 TRANSITO DE AVENIDAS

4.4.1 BORDO LIBRE

El valor del bordo libre adoptado es de 1.724 metros.

4.4.2 REGULARIZACION DE AVENIDAS

Quando se está en la etapa de diseño de una obra de excedencias, esta última operación implica un proceso de aproximaciones sucesivas, puesto que para estudiar la regulación en el vaso se requiere suponer conocidas las dimensiones del vertedor.

El tránsito de la avenida se efectuó utilizando los métodos de la Asociación Suiza de Ingenieros y el Numérico (Heún), cuadros 26-27.

De donde se obtuvo una altura de corona de 779.851 mts. con el Numérico y una longitud de cresta de 57 mts., fig. 8.

COMISION NACIONAL DEL AGUA
GERENCIA REGIONAL DEL LERMA-BALSAS
DIRECCION DE INGENIERIA BASICA

FECHA: 11-23-1992

<< REGULARIZACION DE LA AVENIDA MAXIMA >>
METODO NUMERICO DE HEUN

PROYECTO : LA LOMA
MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
ESTADO : JALISCO
CAPACIDAD : 8.3 Millones de m3

DATOS (CONSTANCIA DEL CALCULO):

PERIODO DE RETORNO	-----	10000 Años
GASTO MAXIMO DE ENTRADA	-----	879.968 m3/s
COEFICIENTE DE DESCARGA	-----	2 Adim
ELEVACION DEL N.A.N.	-----	775.3 msnm
VALOR DEL BORDO LIBRE	-----	1.724 m
COTA DE REFERENCIA	-----	775 msnm
PENDIENTE DE LA RECTA DE REGRESION	-----	.5307735 Adim
ORDENADA AL ORIGEN DE LA RECTA DE REGRESION	-----	6.531835 Adim
INTERVALO DE TIEMPO DEL HIDROGRAMA	-----	.25 Hrs

***** RESULTADOS DE LA REGULARIZACION DE LA AVENIDA MAXIMA *****

DURACION DE TORMENTA = 10.5 Horas
VOLUMEN ENTRANTE AL VASO = 9,246,304. m3

L.VERT	Q.REGU	CARGA S/V	SOBREALM.	N.A.M.E.	CORONA
(m)	(m3/s)	(m)	(Mm3)	(msnm)	(msnm)
55.0	536.27	2.88	-2.017	778.18	779.90
56.0	539.07	2.85	-2.043	778.15	779.87
57.0	541.79	2.83	-2.068	778.13	779.85
58.0	544.43	2.80	-2.093	778.10	779.83
59.0	546.99	2.78	-2.118	778.08	779.80
60.0	549.47	2.76	-2.142	778.06	779.78

COMISION NACIONAL DEL AGUA
 GERENCIA REGIONAL DEL LERMA-BALSAS
 DIRECCION DE INGENIERIA BASICA

FECHA: 11-23-1992

<< REGULARIZACION DE LA AVENIDA MAXIMA >>
 METODO NUMERICO DE HEUN

PROYECTO : LA LOMA
 MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
 ESTADO : JALISCO
 CAPACIDAD : 8.3 Millones de m3

DATOS (CONSTANCIA DEL CALCULO):

PERIODO DE RETORNO	10000 Años
GASTO MAXIMO DE ENTRADA	879.968 m3/s
COEFICIENTE DE DESCARGA	2 Adim
ELEVACION DEL N.A.N.	775.3 msnm
VALOR DEL BORDO LIBRE	1.724 m
COTA DE REFERENCIA	775 msnm
PENDIENTE DE LA RECTA DE REGRESION	.5307735 Adim
ORDENADA AL ORIGEN DE LA RECTA DE REGRESION	6.531835 Adim
INTERVALO DE TIEMPO DEL HIDROGRAMA	.25 Hrs

***** RESULTADOS DE LA REGULARIZACION DE LA AVENIDA MAXIMA *****

DURACION DE TORMENTA = 10.5 Horas
 VOLUMEN ENTRANTE AL VASO = 9,246,304. m3

L. VERT (m)	Q. REGU (m3/s)	CARGA S/V (m)	SOBREALM. (Mm3)	N.A.M.E. (msnm)	CORONA (msnm)
30.0	436.61	3.76	-1.146	779.06	780.78
35.0	463.34	3.53	-1.364	778.83	780.55
40.0	484.91	3.32	-1.560	778.62	780.35
45.0	502.67	3.15	-1.736	778.45	780.17
50.0	520.83	3.00	-1.882	778.30	780.03
55.0	536.27	2.88	-2.017	778.18	779.90
60.0	549.47	2.76	-2.142	778.06	779.78
65.0	560.82	2.65	-2.258	777.95	779.67
70.0	571.01	2.55	-2.364	777.85	779.58
75.0	582.34	2.47	-2.456	777.77	779.49
80.0	592.41	2.39	-2.543	777.69	779.42
85.0	601.39	2.32	-2.624	777.62	779.35
90.0	609.43	2.25	-2.702	777.55	779.28
95.0	616.63	2.19	-2.775	777.49	779.22
100.0	623.10	2.13	-2.845	777.43	779.16

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
D.G.S.C.O.H. COORDINACION REGIONAL CENTRO

FECHA: 23/11/1992

REGULARIZACION DE LA AVENIDA MAXIMA
(Método de la Asociación Suiza de Ingenieros)

PROYECTO : LA LOMA
MUNICIPIO: JILOTLAN DE LOS DOLORES
ESTADO : JALISCO
CAPACIDAD TOTAL = 8,300,000 m3

665.314 1er. PERIODO DE RETORNO(Años) = 1000 GASTO MAXIMO(m3/s) =
879.968 2do. PERIODO DE RETORNO(Años) = 10000 GASTO MAXIMO(m3/s) =

TIEMPO DE CONCENTRACION (Hrs) _____ 2.83
VALOR DE K [Area del NAN+1 m-Area del NAN] (Ha) _____ 4.20
SUPERFICIE DEL AREA DEL N.A.N. (Ha) _____ 66.60
ELEVACION DEL N.A.N. (m.s.n.m.) _____ 775.30
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (km) _____ 37.00
VALOR DE N [n veces que Tr > Tc] (Adim) _____ 2.50
VALOR DEL GASTO BASE (%) _____ 0.00
LONGITUD DEL PRIMER VERTEDOR (m) _____ 30.00
INCREMENTO ENTRE CADA LONGITUD DE VERTEDOR (m) _____ 10.00
VALOR DEL BORDO LIBRE (m) _____ 1.72
COEFICIENTE DE DESCARGA (Adim) _____ 2.00

***** RESULTADOS DE LA REGULARIZACION DE LA AVENIDA MAXIMA *****
DURACION DE LA TORMENTA = 9.92 Hrs VELOCIDAD = 3.63 m/s

GASTO MAXIMO 1 = 665.314 m3/s PERIODO DE RETORNO = 1000 Años
VOLUMEN ENTRANTE AL EMBALSE = 7,921,301 m3

LVERT (m)	CL (m)	T REG (Hrs)	Q REG (m3/s)	CARGA S/V (m)	NAME 1 (msnm)	CORONA 1 (msnm)	CORONA 3 (msnm)
30.00	60.00	4.309	417.02	3.642	778.942	780.442	780.666
40.00	80.00	4.082	454.43	3.184	778.484	779.984	780.208
50.00	100.00	3.912	481.41	2.851	778.151	779.651	779.875
60.00	120.00	3.742	502.36	2.597	777.897	779.397	779.621
70.00	140.00	3.685	517.91	2.392	777.692	779.192	779.416
80.00	160.00	3.572	531.40	2.226	777.526	779.026	779.250

GASTO MAXIMO 2 = 879.968 m3/s PERIODO DE RETORNO = 10000 Años
VOLUMEN ENTRANTE AL EMBALSE = 10,477,000 m3

LVERT (m)	CL (m)	T REG (Hrs)	Q REG (m3/s)	CARGA S/V (m)	NAME 2 (msnm)	CORONA 2 (msnm)	CORONA 4 (msnm)
30.00	60.00	4.252	567.32	4.471	779.772	781.272	781.496
40.00	80.00	3.969	616.89	3.903	779.203	780.703	780.927
50.00	100.00	3.799	651.98	3.490	778.790	780.290	780.514
60.00	120.00	3.685	678.22	3.173	778.473	779.973	780.197
70.00	140.00	3.629	697.97	2.918	778.218	779.718	779.942
80.00	160.00	3.515	715.24	2.714	778.014	779.514	779.738

COMISION NACIONAL DEL AGUA
 GERENCIA REGIONAL DEL LERMA-BALSAS
 DIRECCION DE INGENIERIA BASICA

FECHA: 11-23-1992

<< REGULARIZACION DE LA AVENIDA MAXIMA >>
 METODO NUMERICO DE HEUN

PROYECTO : LA LOMA
 MUNICIPIO : JILOTLAN DE LOS DOLORES
 ESTADO : JALISCO
 CAPACIDAD : 8.3 Millones de m3

DATOS (CONSTANCIA DEL CALCULO):

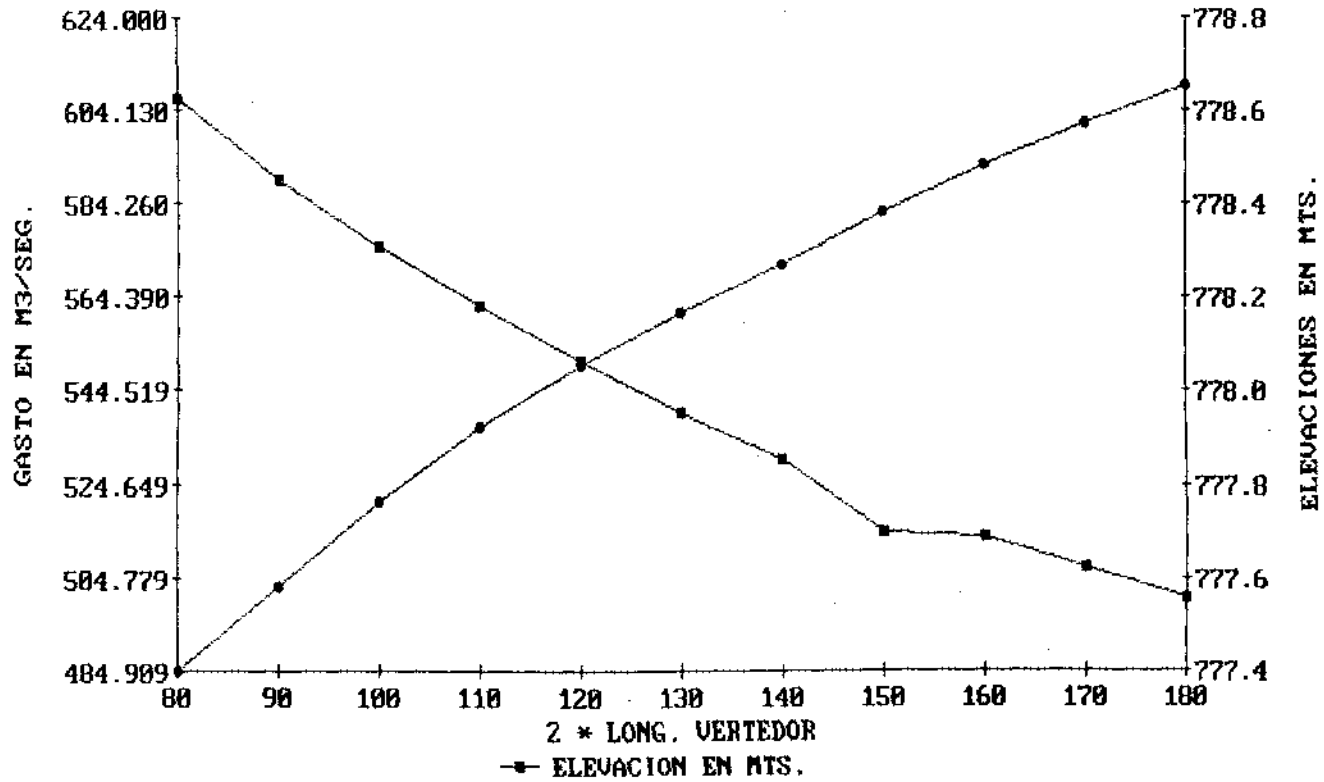
PERIODO DE RETORNO	10000 Años
GASTO MAXIMO DE ENTRADA	879.968 m3/s
COEFICIENTE DE DESCARGA	2 Adim
ELEVACION DEL N.A.N.	775.3 msnm
VALOR DEL BORDO LIBRE	1.724 m
COTA DE REFERENCIA	775 msnm
PENDIENTE DE LA RECTA DE REGRESION	.5307735 Adim
ORDENADA AL ORIGEN DE LA RECTA DE REGRESION	6.531835 Adim
INTERVALO DE TIEMPO DEL HIDROGRAMA	.25 Hrs

***** RESULTADOS DE LA REGULARIZACION DE LA AVENIDA MAXIMA *****

DURACION DE TORMENTA = 10.5 Horas
 VOLUMEN ENTRANTE AL VASO = 9,246,304. m3

L. VERT (m)	Q. REGU (m3/s)	CARGA S/V (m)	SOBREALM. (Mm3)	N.A.M.E. (msnm)	CORONA (msnm)
55.0	536.27	2.88	-2.017	778.18	779.90
56.0	539.07	2.85	-2.043	778.15	779.87
57.0	541.79	2.83	-2.068	778.13	779.85
58.0	544.43	2.80	-2.093	778.10	779.83
59.0	546.99	2.78	-2.118	778.08	779.80
60.0	549.47	2.76	-2.142	778.06	779.78

FIGURA 8
ALTERNATIVA LONGITUD DE VERTEDOR



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los escurrimientos basados en el método de similitud de cuencas (51,535.39 Miles de m³.), son en un 57% mayores que los obtenidos por el método del Coeficiente (22,182.070 Miles de m³.)

Para el Funcionamiento de vaso, se optó por considerar los volúmenes escurridos por el método del Coeficiente de Escurrimiento.

En políticas de operación, aún cuando la capacidad propuesta de 8.3 Mm³. se encuentre en los límites permisibles dentro de los criterios de diseño como es el % de aprovechamiento de 63.80% y 0.74% de deficiencia media anual, se sugiere se lleve a cabo una optimización de vaso.

Las deficiencias de vaso deberán ser del 3-5%, un 70% de aprovechamiento y los años con déficit durante el período de estudio no serán mayores de 7.

Esto con la finalidad de que exista una óptima relación entre el recurso hídrico y la superficie que se pretende beneficiar.

Así mismo es conveniente que la capacidad inicial se defina por la curva masa, o el algoritmo de pico secuente.

En el estudio de avenidas, se determinaron algunas características físicas de la cuenca que permitirán tanto la aplicación de fórmulas y métodos empíricos para los gastos de diseño, como la realización de análisis de relación lluvia-escurrimiento para definir la forma del hidrograma de la avenida. Otro criterio empleado en definir gastos máximos es el de Transposición de Cuencas, que determina gastos para la cuenca en estudio a partir de los registrados en otra cuenca.

Con la muestra resultante se recurrió a técnicas probabilísticas para ajustar los datos a algún tipo de distribución.

Las avenidas de diseño definidas por el Hidrograma Unitario Triangular para los períodos de retorno de 1,000 y 10,000 años, se consideran aceptables, tomando en cuenta la información existente y la deducida por correlación con una cuenca adyacente.

Finalmente con el objeto de definir la elevación y la longitud de la cresta, se determinó la avenida de diseño y con ella se realizó la regulación con los métodos Asociación Suiza de Ingenieros y el Numérico.

No se expone el criterio suizo por carecer de información. Se le considera método empírico, ya que para llegar a la definición del NAME sólo toma en cuenta el área correspondiente

a la elevación del NAN mas 1 metro. En éste análisis hidrológico sus valores sólo se consideran como punto de referencia.

Como una conclusión relevante de este análisis para llevar a cabo la ejecución de este proyecto, se deberá hacer una revisión de las condiciones hidrológicas de la región.

Existiendo aguas abajo del sitio seleccionado para este proyecto la Presa Chilatán.

BIBLIOGRAFIA

Aparicio, M. F. J. Fundamentos de Hidrología de Superficie. Editorial Limusa, 1989. 303 P.

Campos, A. D. F. Dimensionamiento de la capacidad para sedimentos en los embalses. División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la U. N. A. M. México, 1980. 173 P.

Campos, A. D. F. Manual para la estimación de avenidas máximas en cuencas y presas pequeñas. 1982. Talleres Gráficos de la Nación.

Campos, A. D. F. Procesos del Ciclo Hidrológico. San Luis Potosí, Universidad Autónoma San Luis Potosí, 1984. v. I, tomo 1.

Campos, A. D. F. Procesos del Ciclo Hidrológico. San Luis Potosí, Universidad Autónoma San Luis Potosí, 1984. v. I, tomo 2.

Campos, A. D. F. Propuesta de criterios para la elaboración de Estudios Hidrológicos. I. Ingeniería Hidráulica en México. (México). 6(3): 23-40 pp. 1991.

Consultores, S. A. Recomendaciones para el diseño y revisión de estructuras para el control de avenidas. 1978.

CRIPC. Estudio de avenidas del proyecto P. A. "Ortega", Mpio. de Irapuato, Gto.

Fuentes, M. O., Dominguez, M. R. y Franco, V. Relación entre Precipitación y Escurrimiento. Cap. A.1.5 del Manual de Diseño de Obras Civiles. CFE. México, 1980.

Fuentes, M. O. y Franco, V. Tránsito de avenidas en vasos. Cap. A.1.8. del Manual de Diseño de Obras Civiles. CFE. México, 1980.

Linsley, K. R., Kohler, M. A. y Paulus, L. H. J. Hidrología para ingenieros. Alejandro Deeb, Jaime Ivan Ordoñez y Favio Castrillón. Bogotá, Colombia. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S. A. 1977. 386 P.

Netto, A. J. M. y A. A. G. de. Manual de Hidráulica. Traductor. Guillermo, Acosta Alvarez. México, Tec-Cien. Harla, 1976. 578 P.

O, A. y Greenham, A. A. Instructivo para Estudio de Azolves.
2. Edición. 1948.

Palacios, V. E. Manual para proyectos de pequeñas obras hidráulicas para riego y abrevadero. Instructivo de Gabinete. 1977.

Palacios, V. E. y Fernandez, G. R. Estimación de los requerimientos de riego para nuevos proyectos. Simposio Internacional para el desarrollo de los Recursos Hidráulicos. [s. f.].

Planeación, S. y C. Estudio Hidrológico Definitivo de la Presa El Salto, Mpio. Valle de Guadalupe, Jal. 1989. 75 P.

Rodríguez, G. J. A. Estudio Hidrológico del Proyecto "El Voladero" en el municipio de Zapotlanejo, Jal. [s. f.].

Rodríguez, T. F. Elementos del Escurrimiento Superficial. Chapingo, México. UACH. PATENA A.C. 1981. 225 P.

Springall, R. S. Hidrología. Primera parte. Universidad Nacional Autónoma de México. 1970.

Snayder, F. F. La Hidrología del diseño del vertedor en grandes presas con datos adecuados. Memorandum Técnico Num. 1. Traducción del Ing. Pedro Díaz Herrera. 1968.

Torres, H. F. Obras hidráulicas. Editorial Limusa. México. Segunda reimpresión. 1983.

Velazco, S. O. Presas de Derivación. Modelo México 4. 1980.

Villavicencio, D. E., García, B. S. y R. T. V del. Curso de Capacitación para Ingenieros Residentes de Estudios Especificos. 1979. 122 P.

Zamudio, M. J. y Barberena, G. A. Proyecto de las Obras de Pequeña Irrigación. Segunda Parte. Memorandum Técnico Num. 145. 1959.