

29



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"



INFLUENCIA DE LOS METODOS DE ESTIMACION DEL ESCURRIMIENTO EN EL DIMENSIONAMIENTO DEL PROYECTO DE LA PRESA "LOS ZAPOTES", PUEBLA.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

LICENCIADO EN INGENIERIA CIVIL

P R E S E N T A :

PEDRO VEGA MONTERROSAS

277887



MEXICO, D. F.

MAYO, 2000



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I GENERALIDADES

I.1.- Antecedentes	3
I.2.- Aspectos Generales	
I.2.1.- Localización del sitio de proyecto	4
I.2.2.- Hidrografía	4
I.2.3.- Fisiografía	5
I.2.4.- Geología	11

CAPITULO II DETERMINACION DEL ESCURRIMIENTO

II.1.- Análisis Climatológico	
II.1.1.- Temperatura media	15
II.1.2.- Análisis de precipitación	18
II.1.3.- Evaporación	40
II.2.- Análisis del Escurrimiento	
II.2.1.- El escurrimiento	56
II.2.1.1.- Medición del escurrimiento	59
II.2.2.- Estimación del escurrimiento en base a la información climatológica del sitio del proyecto	63
II.2.2.1.- Método de Temez	63
II.2.2.2.- Métodos basados en el déficit de escurrimiento	71
II.2.2.3.- Método de Langbein	75
II.2.2.4.- Método de Smith	77
II.2.2.5.- Coeficiente de escurrimiento	80

II.2.3.- Estimación del escurrimiento en función de la hidrometría de una cuenca aledaña.	83
II.2.3.1.- Coeficientes de escurrimiento mensuales regionales	83
II.3.- Presentación de resultados	84

CAPITULO III REGIMEN DE DEMANDAS

III.1.- Definición del Plan de Cultivos	89
III.2.- Usos Consuntivos	91
III.2.1.- Lluvia efectiva	98
III.2.2.- Láminas netas	101
III.2.3.- Definición de la eficiencia global del sistema de riego	104
III.2.4.- Láminas brutas	105
III.2.5.- Volúmenes brutos	108
III.3.- Demandas de agua potable	108

CAPITULO IV FUNCIONAMIENTO DEL VASO

IV.1.- Determinación de la capacidad de azolves	113
IV.2.- Evaporaciones netas	122
IV.3.- Curva de elevaciones-áreas-capacidades	125
IV.4.- Políticas deficitarias	125
IV.5.- Simulación del funcionamiento del vaso con escurrimientos deducidos por métodos indirectos	128

IV.5.1.- Para riego	131
IV.5.2.- Para agua potable	132
IV.5.3.- Para riego y agua potable	132

**IV.6.- Simulación del funcionamiento del vaso con escurrimientos
ducidos con hidrometría regional**

IV.6.1.- Para riego	
IV.6.2.- Para agua potable	
IV.6.3.- Para riego y agua potable	



**CAPITULO V
ESTUDIO DE AVENIDAS**

V.1.- Determinación de la avenida máxima probable	137
V.1.1.- Obtención de la precipitación máxima probable	137
V.1.1.1.- Precipitación máxima en 24 horas	137
V.1.1.2.- Estimación de la precipitación máxima probable	137
V.1.2.- Estimación de la avenida máxima probable	141
V.1.2.1.- Métodos hidrológicos	141
V.1.3.- Obtención del hidrograma de la avenida	163
V.2.- Tránsito de la avenida máxima probable por el embalse	170
CONCLUSIONES	191
BIBLIOGRAFÍA	195

AGRADECIMIENTOS

A MIS PADRES ROSA Y PEDRO QUE ME DIERON
LA EXISTENCIA Y QUIENES ME HAN GUIADO Y
APOYADO EN TODO MOMENTO DE MI VIDA.

A MIS HERMANOS MÓNICA Y ANTONIO CON
LOS QUE HE COMPARTIDO MUCHOS MOMENTOS
DE MI VIDA Y QUIENES ME DIERON A DOS
PRECIOSAS SOBRINAS VANIA Y FRIDA.

A MI HERMANO Y AMIGO DE TODA LA VIDA
LIC. GASPAR PAULIN QUE CON SU APOYO Y
CONSEJOS HE PODIDO PRESENTAR ESTE
TRABAJO.

A LOURDES Y ALÁN QUIENES DEVOLVIERON A
MI VIDA LA LUZ Y UNA NUEVA ILUSIÓN A
ELLOS QUE LA HAN LLENADO NUEVAMENTE
DE ALEGRÍA.

AL ING. FRANCISCO ANZURES QUE GRACIAS A
SU PACIENCIA Y GUÍA HE PODIDO CONCLUIR EL
PRESENTE TRABAJO.

AL ING. MAURO GUTIÉRREZ QUE CON SU FORMA
DE SER Y OPTIMISMO ANTE LA VIDA ME HA
ENSEÑADO A ENFRENTAR A ESTA CON
CARÁCTER.

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

El aumento considerable de la población y por ende de sus necesidades, ha hecho que los proyectos de aprovechamiento del agua sean prioritarios, por lo que el proceso de realización de estos es de suma importancia para cubrir dichas necesidades en forma eficaz..

Uno de los procedimientos básicos en un estudio hidrológico es la determinación del escurrimiento que generará la corriente sobre la cual se pretende ubicar el embalse, es tal su importancia, que es un elemento que puede repercutir en la viabilidad de la realización del proyecto así como en el dimensionamiento de la presa y como consecuencia en el costo del mismo.

El presente trabajo pretende mostrar la metodología empleada en la realización de un proyecto de aprovechamiento; para lo cual para fines de ejemplificar el procedimiento se recurrió a utilizar el proyecto de la presa “los Zapotes”, en el Edo. de Puebla.

Dicho proyecto se encuentra localizado en la Región de Petlalcingo sobre el río Grande, el estudio surgió de la necesidad de aprovechar las 1605 hectáreas de tierras aptas para siembra, además, de poder cubrir la demanda de agua potable de las poblaciones aledañas.

Por lo general en la República Mexicana se encuentran aforadas las cuencas con grandes volúmenes de escurrimiento, no así las pequeñas cuencas, por lo que al carecer de registros hidrométricos se tiene que recurrir a diferentes métodos que nos lleven a la obtención del escurrimiento generado, estos procedimientos se hacen indispensables en casos como el tratado por lo que hay que resaltar su importancia.

El trabajo se encuentra estructurado en cinco capítulos; el primero comprende la localización del sitio de proyecto así como las características fisiográficas del mismo; el segundo capítulo contiene la recopilación de datos climatológicos e hidrométricos de las estaciones localizadas en las cercanías del sitio en estudio, así como el análisis de diferentes métodos para determinar el escurrimiento generado por la cuenca; el tercer capítulo contempla el régimen de demandas a que

será sometida la presa, para lo cual se obtuvieron las necesidades de agua de los cultivos característicos de la región así como la demanda de agua potable de las poblaciones circunvecinas; en el cuarto capítulo se hace una simulación del vaso para diferentes capacidades, conforme a las entradas y salidas a este, para el caso de las entradas se emplearon diferentes escurrimientos calculados por diferentes métodos, obteniéndose la capacidad de la obra necesaria para cubrir las demandas de agua solicitadas; el quinto capítulo comprende el análisis de la avenida máxima probable a la que se vera sometida la obra de control, el vertedor de demasías.

El contenido de esta investigación pretende mostrar la importancia de cada uno de los procesos que de forma individual y en conjunto conforman el estudio hidrológico para el dimensionamiento de una presa.

CAPITULO I
GENERALIDADES

I.1.- Antecedentes

En la región de Petlalcingo se localizan 1605 ha aptas para el aprovechamiento agrícola que actualmente no se aprovechan en forma eficaz por las limitaciones de la lluvia y por la imposibilidad que existe de emplear en el riego de la misma los escurrimientos del río "Grande", dentro de esta zona no se utilizan debidamente el suelo y el agua disponibles, debido a la falta de obras de captación, regularización y distribución de los escurrimientos superficiales.

De acuerdo a estudios realizados los factores que dificultan el desarrollo de la región son:

1. La falta de infraestructura hidráulica.
2. La deficiencia en la distribución de la precipitación en la zona.
3. No contar con la tecnología adecuada.
4. La forma de explotación de la tierra.
5. La falta de recursos económicos.
6. Siembras con producciones raquíticas.

El proyecto surgió por solicitud de campesinos del Municipio de Petlalcingo, principalmente de Tepejillo por medio de sus autoridades municipales y ejidales, la solicitud se hizo en julio de 1970 a las autoridades de la S.A.R.H.

Para el año de 1995 se realizó una revisión al estudio de dicho proyecto, complementándose la información existente y con esto determinar la factibilidad de construcción de la presa.

Entre los factores que alientan el desarrollo de la zona figuran:

1. La disponibilidad de 1605 ha de buenas tierras para el cultivo.
2. Los escurrimientos del río "Grande" aún poco aprovechados.
3. La no existencia de perturbaciones climatológicas.
4. La topografía que permite ubicar adecuadamente vaso y boquilla.
5. Infraestructura de caminos que faciliten la comercialización.

I.1.1.- Objetivo

Consiste en aprovechar los escurrimientos del río "Grande" mediante la construcción de una presa de almacenamiento sobre el mismo, en el sitio denominado "Los Zapotes", para implementar una área de siembra bajo la modalidad de riego y satisfacer los requerimientos de agua potable para determinadas poblaciones.

La zona por beneficiar para el uso agrícola comprende los ejidos de Tepejillo y el Mezquital, terrenos comunales de la Magdalena Tetaltepec, Petlalcingo y Guadalupe VI Sección, pequeña propiedad de Petlalcingo y el Rosario Micaltepec.

La dotación de agua potable para las poblaciones de Rosario Micaltepec, Ixtapan, Guadalupe VI Sección, Tepejillo y el Mezquital.

1.2.- Aspectos Generales

1.2.1.- Localización del sitio del proyecto

El sitio del proyecto se localiza en la porción sureste del estado de Puebla en la zona denominada "La Mixteca Poblana", en los límites del estado de Puebla con el estado de Oaxaca.

Geográficamente el proyecto se localiza en el municipio de Petlalcingo, limitando al norte con los municipios de Xayacatlán y Totoltepec; al sur con el municipio de Chila de las flores y el estado de Oaxaca; al oriente con el municipio de Ixtlán y el estado de Oaxaca y al poniente con los municipios de Acatlán de Osorio y Yeloixtlahuaca.

El sitio del proyecto se localiza en la carta Detenal E-14-B-84 denominada Petlalcingo con las siguientes coordenadas geográficas:

18° 02' 30'' de latitud norte
97° 50' 20'' de longitud oeste
1450 m.s.n.m.

1.2.2.- Hidrografía

La corriente por aprovechar es el río Grande que es del tipo intermitente; este nace al sureste del sitio de proyecto a una altitud de 2200 m.s.n.m., siguiendo en dirección hacia el suroeste donde es alimentado por varios arroyos, entre ellos Barranca "El Tejón"; a una distancia aproximada de 6 km cruza cercas del poblado de Ixtlán y más adelante por el de San Miguel Ixtlán; en su trayecto es alimentado por Barranca "Las Minas" y Barranca "Los Cuajilotes", habiendo recorrido aproximadamente 9 km y a una altitud de 1600 m.s.n.m. cambia de dirección hacia el noroeste donde es alimentado por Barranca "El Te", el Arroyo "El Yondoco" y Barranca "El Carrizal", a 14 km de su trayecto cruza por el poblado de Magdalena y continuando con este a una distancia de 8 km y a una altitud de 1450 m.s.n.m. se encuentra el sitio de proyecto, cerca del poblado de Tepejillo.

La zona de estudio se encuentra localizada en la región hidrológica NUM. 18 en la parte del Alto Balsas. Se puede observar en la fig. No. 1 el sitio del proyecto. Debido a que la cuenca no cuenta con registros hidrométricos fue necesario recurrir a los gastos registrados en una cuenca vecina, la cual tiene características físicas semejantes a la del proyecto, en el capítulo II se abarcara más sobre esto. En la figura No. 3 se puede observar dicha cuenca.

I.2.3.- Fisiografía

1. **Cuenca Hidrológica.** Es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios.

Para poder delimitar la cuenca del sitio de proyecto se hizo uso de las cartas topográficas de DETENAL, ESCALA 1:50,000 con equidistancia vertical a cada 20 metros; las cartas utilizadas fueron:

E-14-B-84 PETLALCINGO

E-14-D-14 HUAJUAPAN DE LEON

Observándose que la cuenca trazada es de forma irregular, con escurrimiento de sur a norte y de este a oeste.

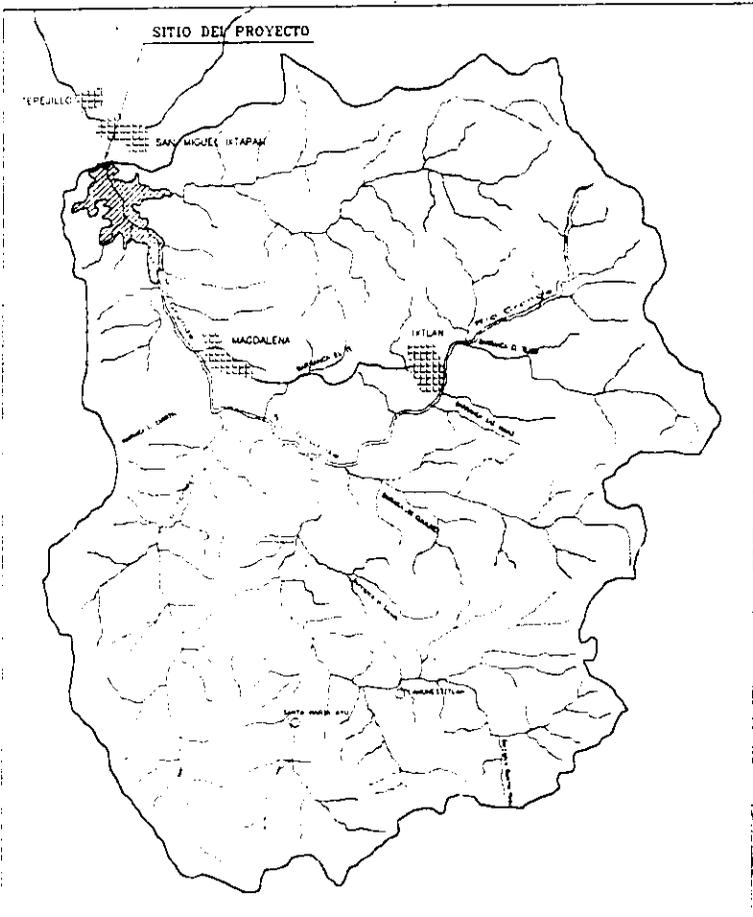
Posteriormente se obtuvieron las características fisiográficas de la cuenca en estudio, siendo las siguientes:

2. **Area.** El área de una cuenca es el área plana en proyección horizontal, encerrada por su parteaguas. Usualmente el área es determinada con un *planímetro*, este procedimiento es útil, especialmente cuando la superficie que se necesita determinar está limitado por un perímetro irregular. El área se determinó en base a este procedimiento, obteniéndose 205 kilómetros cuadrados.

3. **Longitud del cauce principal.** La longitud del cauce ó colector principal es también una magnitud característica útil y de efecto importante en la respuesta hidrológica, ya que en un río corto los efectos de la precipitación en la cuenca se hace sentir más rápidamente que en un río largo. La longitud del cauce principal se obtuvo de las cartas topográficas de DETENAL por medio del *curvimetro*, siendo este un instrumento que mide longitudes curvas, dando como resultado 22 kilómetros de longitud.

4. **Perfil del cauce principal.** El perfil de un río se obtiene llevando a una gráfica los valores de sus recorridos horizontales (abscisas), contra sus cambios de elevaciones respectivas (ordenadas).

Las altitudes máximas de 2200 m.s.n.m. se localizan al sur y este con un desnivel máximo de 750 metros con respecto al sitio de proyecto. En la figura No. 2 se observa el perfil del cauce principal.



- SIMBOLOGIA**
- CARRTERAS _____
 - PARTEAGUAS _____
 - RIO _____
 - POBLADOS _____

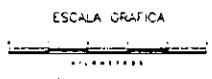
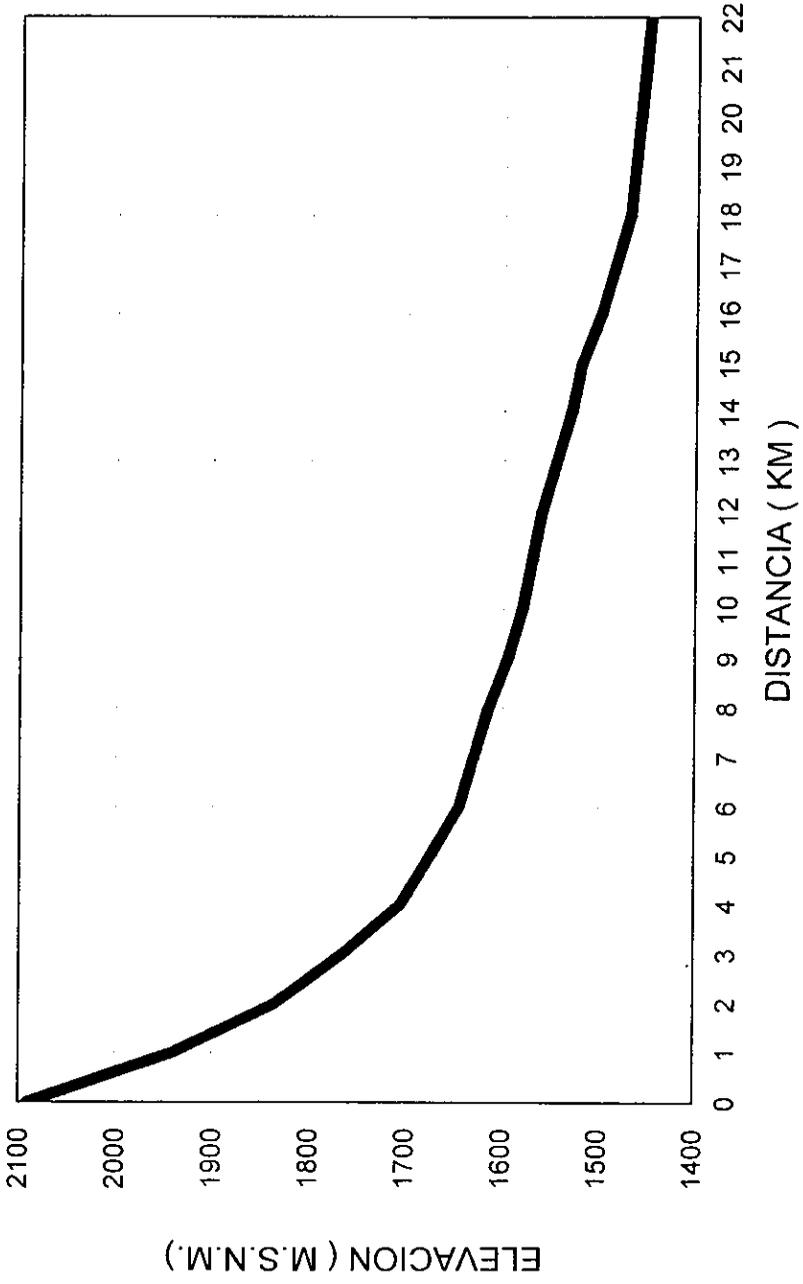


FIGURA No. 1 LOCALIZACION DEL SITIO DEL PROYECTO		
Proyecto PRESA "LOS ZAJONTES" Puebla, PLANO TOPOGRAFICO		
MEXICO D.F.	NOV. 1967	JULIA ENICA

PERFIL DEL CAUCE PRINCIPAL RIO GRANDE, PUEBLA

Fig. No. 2



5. **Pendiente del cauce principal.** La pendiente es la cuesta o declive que presenta el cauce principal, esta se calculó por medio de la fórmula de A.B Taylor y H.E. Schwarz.

Estos autores desarrollaron una fórmula que permite obtener la pendiente promedio del cauce principal, como la pendiente de un canal uniforme que tiene igual longitud y tiempo de viaje, que el colector principal de la cuenca. Habiendo obtenido la siguiente ecuación:

$$S = \left[m / \left[(1 / \sqrt{S_1}) + (1 / \sqrt{S_2}) + (1 / \sqrt{S_3}) + \dots + (1 / \sqrt{S_m}) \right] \right]^2$$

en donde :

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, igual a h_i / l

En la tabla No. 1 se determina la pendiente del cauce principal.

Tabla No. 1 DETERMINACION DE LA PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL
METODO DE TAYLOR Y SCHWARZ

DISTANCIA km	ELEVACION m.s.n.m	S _i	√S _i	1 / √S _i
0	2090			
1	1940	0.1500	0.3873	2.5820
2	1835	0.1050	0.3240	3.0861
3	1765	0.0700	0.2646	3.7796
4	1705	0.0600	0.2449	4.0825
5	1675	0.0300	0.1732	5.7735
6	1645	0.0300	0.1732	5.7735
7	1630	0.0150	0.1225	8.1650
8	1615	0.0150	0.1225	8.1650
9	1595	0.0200	0.1414	7.0711
10	1580	0.0150	0.1225	8.1650
11	1570	0.0100	0.1000	10.0000
12	1560	0.0100	0.1000	10.0000
13	1545	0.0150	0.1225	8.1650
14	1530	0.0150	0.1225	8.1650
15	1520	0.0100	0.1000	10.0000
16	1500	0.0200	0.1414	7.0711
17	1485	0.0150	0.1225	8.1650
18	1470	0.0150	0.1225	8.1650
19	1465	0.0050	0.0707	14.1421
20	1460	0.0050	0.0707	14.1421
21	1455	0.0050	0.0707	14.1421
22	1450	0.0050	0.0707	14.1421
SUMA				182.94

$$S = (22 / 182.94)^2 = 1.45 \%$$

6. Complejo hidrológico suelo - cobertura. Las propiedades hidrológicas de un suelo o grupo de suelos son un factor esencial en el proceso de generación del escurrimiento a partir de la lluvia y por lo tanto, deben de ser clasificados de acuerdo a un parámetro hidrológico; la Velocidad de Infiltración Mínima obtenida para un suelo desnudo (sin vegetación) después de estar mojado suficiente tiempo.

Además, se toman en cuenta dos velocidades, estas son: Velocidad de Infiltración, que es la velocidad con la cual el agua entra en un suelo por su superficie. Velocidad de Transmisión, es la velocidad con la cual el agua se desplaza en el suelo.

El parámetro velocidad de infiltración descrito es un indicador del potencial de escurrimiento del suelo y es la base de clasificación de los suelos con fines hidrológicos por el U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE, en los cuatro GRUPOS A, B C y D, siguientes:

- **GRUPO A:** (Bajo potencial de escurrimiento). Suelos que tienen altas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de arenas y gravas profundas y bien graduadas: Estos suelos tienen altas velocidades de transmisión.
- **GRUPO B:** Suelos con moderadas velocidades de infiltración cuando están mojados, consisten principalmente de suelos arenosos menos profundos que los del grupo A y con drenaje medio, conteniendo valores intermedios de texturas finas a gruesas.
- **GRUPO C:** Suelos que tiene bajas velocidades de infiltración cuando están mojados, consisten principalmente de suelos que tienen un estrato que impide el flujo del agua, son suelos con texturas finas. Estos suelos tienen bajas velocidades de transmisión.
- **GRUPO D:** (Alto potencial de escurrimiento). Suelos que tienen muy bajas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de suelos arcillosos con alto potencial de hinchamiento, suelos con estratos arcillosos cerca de su superficie o bien sobre un estrato impermeable.

Números de la curva de escurrimiento (N) de los complejos hidrológicos suelo - cobertura

El valor de N es un parámetro hidrológico de una cuenca o zona determinada e indica el potencial para generar escurrimiento cuando los suelos no están congelados, de manera que un alto valor de N producirá gran escurrimiento y viceversa.

Estos valores se pueden obtener de la tabla No. 2 base al tipo y uso de suelo.

Para este caso se clasificó la zona de estudio en el grupo hidrológico de suelo tipo "B" y condición hidrológica pobre, el valor obtenido de N para la condición media de humedad fue de 68.

I.2.4.- Geología

La región en estudio se localiza en la provincia fisiográfica denominada Tlaxiaco. Las rocas predominantes en la zona se encuentran representadas por rocas metamórficas, cuerpos ígneos intrusivos y rocas sedimentarias.

Las primeras constituidas por esquistos y las últimas por conglomerados continentales y depósitos de toba lacustre.

El proyecto se localiza en la "Zona Sísmica del País" con siete movimientos ocurridos de 1927 a 1959 con intensidades de 6.5 a 7.7 grados en la escala de Richter.

Tabla No. 2 NUMEROS DE LA CURVA DE ESCURRIMIENTO PARA LOS COMPLEJOS HIDROLOGICOS SUELO-COBERTURA

C O B E R T U R A			GRUPO HIDROLOGICO DE SUELOS			
USO DEL TERRENO	TRATAMIENTO O PRACTICA	CONDICION HIDROLOGICA	A	B	C	D
BARBECHO	Surco recto	Pobre	77	86	91	94
CULTIVOS EN SURCO	Surco recto	Pobre	72	81	88	91
	Surco recto	Buena	67	78	85	89
	Surco a nivel	Pobre	70	79	84	88
	Surco a nivel	Buena	65	75	82	86
	Surco a nivel y terraza	Pobre	66	74	80	82
	Surco a nivel y terraza	Buena	62	71	78	81
CEREALES FINOS	Surco recto	Pobre	65	76	84	88
	Surco recto	Buena	63	75	82	85
	Surco a nivel	Pobre	63	74	82	85
	Surco a nivel	Buena	61	73	81	84
	Surco a nivel y terraza	Pobre	61	72	79	82
	Surco a nivel y terraza	Buena	59	70	78	81
LEGUMBRES (SEMBRADAS CON MAQUINARIA O AL VOLTEO) O ROTACION DE PRADERA	Surco recto	Pobre	66	77	85	89
	Surco recto	Buena	58	72	81	85
	Surco a nivel	Pobre	64	75	83	85
	Surco a nivel	Buena	55	69	78	83
	Surco a nivel y terraza	Pobre	63	73	80	83
	Surco a nivel y terraza	Buena	51	67	76	80
PREDERA NATURAL Y PASTIZAL		Pobre	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Surco a nivel	Pobre	47	67	81	88
	Surco a nivel	Regular	25	59	75	83
	Surco a nivel	Buena	6	35	70	79
PRADERA PERMANENTE		Buena	30	58	71	78
BOSQUE		Pobre	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
CASCOS DE HACIENDA			59	74	82	86
CAMINOS DE TIERRA			72	82	87	89
CAMINOS CON PAV. DUROS			74	84	90	92
SUPERFICIE IMPERMEABLE			100	100	100	100

CAPITULO II
DETERMINACIÓN DEL ESCURRIMIENTO

II.- DETERMINACION DEL ESCURRIMIENTO

II.1.- Análisis Climatológico

II.1.1.- Temperatura Media

Los dos elementos de que depende la temperatura del aire son la insolación y el calor de radiación que procede de la tierra.

La temperatura es uno de los caracteres más sensibles del clima, entre los factores que la determinan se encuentran los siguientes:

- a) Latitud. La radiación solar es tanto mayor cuanto más perpendiculares inciden los rayos solares sobre la superficie terrestre, por lo que la forma de la tierra determina fuertes diferencias en la radiación que reciben las distintas zonas del planeta.
- b) Altitud, debido a un gradiente medio de $0.6\text{ }^{\circ}\text{C}$ por cada 100 metros, la altitud del lugar influye en su temperatura.
- c) Características de la superficie terrestre (suelo, roca, vegetación, agua, etc.).
- d) Circulación general de la atmósfera, la cual provoca la modificación constante de la temperatura de un sitio específico.

Medición de la Temperatura.

La temperatura del aire es uno de los datos de mayor importancia para la meteorología por lo que es indispensable el conocerla, para lo cual se utiliza el termómetro.

El termómetro consiste en un tubo de vidrio de diámetro muy pequeño que contiene mercurio o alcohol. Estos líquidos se dilatan o se contraen, según sea alta o baja respectivamente, la temperatura de la atmósfera.

Los termómetros se gradúan en escala. La escala de uso universal es la centesimal, también llamada centígrada. Pero en los países de habla inglesa se emplea la Fahrenheit.

Existen termómetros registradores que reciben el nombre de termógrafos. Los termógrafos trazan un registro gráfico continuo de la temperatura durante un día o una semana. Cuando se quieren conocer las temperaturas más alta y la más baja ocurridas durante el día también se puede emplear los termómetros de máximas y mínimas.

La temperatura en las estaciones meteorológicas se obtiene empleando los termómetros de máxima y mínima, estos se encuentran protegidos de la acción directa de los rayos solares dentro de las llamadas Garitas Meteorológicas.

La Temperatura Media Diaria se puede calcular por varios métodos, el más práctico y preciso consiste en tomar el promedio de las temperaturas horarias, o en su defecto cada 3 ó 6 horas.

La Temperatura Media Diaria Mensual se obtiene promediando las temperaturas medias diarias.

La Temperatura Media Anual es el promedio de las temperaturas medias mensuales de ese año.

Para expresar las temperaturas medias anuales ó medias mensuales de una manera más representativa se hace uso de un plano ya sea del sitio del proyecto, de una región específica o por Estado, para lo cual se trazan sobre dicho plano las llamadas Curvas Isotermas, por el procedimiento ordinario de las curvas de nivel, uniendo puntos de la misma temperatura, de tal manera que queden a un mismo lado todos los puntos cuya temperatura sea más elevada y al otro lado los de temperatura más baja.

En la tabla No. 3 se presentan los registros de temperatura de la estación climatológica Acatlán, Puebla.

TABLA. No. 3 TEMPERATURAS MEDIAS MENSUALES EN °C.
ESTACION CLIMATOLOGICA ACATLAN,PUE.

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
1945	22.8	24.6	25.6	27.6	27.8	28.2	26.7	20.9	26.4	25.0	23.6	23.0	25.2
1946	23.9	22.7	26.3	27.5	28.5	25.4	26.2	26.2	26.4	25.3	24.2	22.4	25.4
1947	22.0	24.1	26.1	28.2	26.7	26.2	28.5	25.3	13.8	25.3	23.6	21.6	24.3
1948	21.6	24.4	27.5	26.2	28.1	28.2	24.1	24.4	25.1	25.1	24.8	22.5	25.2
1949	21.2	23.7	26.2	27.0	27.6	25.2	25.6	25.8	25.6	25.7	20.5	21.2	24.6
1950	21.8	23.2	25.3	27.0	27.2	26.8	25.1	27.0	25.5	23.9	21.3	19.6	24.5
1951	21.0	22.0	24.8	27.4	26.7	26.8	25.4	26.1	25.9	24.1	25.1	22.6	24.8
1952	21.6	22.9	25.8	26.4	26.5	26.1	25.6	26.1	25.6	22.8	21.3	23.4	24.5
1953	20.7	23.4	25.5	27.0	28.3	27.4	26.2	26.8	25.5	25.8	22.5	21.8	25.1
1954	21.9	23.4	25.7	27.0	26.6	26.6	25.3	25.9	25.8	23.9	22.4	19.9	24.5
1955	20.4	21.5	25.0	27.7	28.2	26.9	24.9	25.2	24.1	22.8	22.5	20.6	24.2
1956	18.6	22.8	25.0	27.0	25.1	25.0	24.9	25.2	24.8	24.0	22.2	21.4	23.8
1957	21.1	23.1	24.0	26.2	27.3	26.9	25.7	25.9	25.1	24.6	24.5	20.5	24.6
1958	18.8	20.6	24.9	27.9	27.4	26.1	25.5	25.4	24.7	24.9	22.9	22.0	24.3
1959	21.1	23.5	25.1	26.1	26.7	25.5	25.1	24.7	25.0	24.8	22.2	19.9	24.1
1960	21.5	20.8	24.7	25.8	27.5	27.9	25.5	25.8	24.8	25.2	23.1	21.2	24.5
1961	21.5	21.8	24.8	27.4	28.1	26.5	25.1	25.9	24.7	25.0	22.4	20.9	24.5
1962	20.8	23.5	25.4	25.7	27.0	26.9	26.4	26.6	25.1	25.1	22.4	22.2	24.8
1963	21.6	21.2	25.7	27.7	27.2	27.1	25.1	24.6	24.7	23.4	21.3	20.3	24.2
1964	21.1	22.4	24.6	26.8	27.4	24.8	24.6	25.0	24.3	22.2	21.3	19.7	23.7
1965	19.1	20.5	23.2	25.6	27.0	25.5	24.8	24.0	24.1	22.6	20.8	20.2	23.1
1966	18.8	20.4	23.1	25.8	27.2	26.8	24.7	24.0	24.4	22.9	19.2	21.9	23.3
1967	19.2	21.3	24.9	26.5	27.0	27.3	26.0	26.2	25.0	24.4	22.1	20.7	24.2
1968	20.6	20.5	21.0	22.7	23.0	23.1	23.1	23.0	23.0	23.0	23.0	23.0	22.4
1969	23.0	23.0	23.0	24.8		25.6	25.8	23.9	23.3	25.5	23.0	20.6	23.8
1970	19.5	20.4	21.3	28.4	28.5	27.9	28.6	27.6	29.0	27.6	21.1	26.5	25.5
1971	19.8	20.6	21.5	23.9	27.3	25.2	28.0	28.7	28.5	26.1	21.5	19.4	24.2
1972	19.1	18.9	22.3	25.0	25.9	25.1	25.9	26.0	25.3	24.2	24.2	20.6	23.5
1973	20.4	22.1	24.3	26.7	27.3	25.8	23.3	23.8	23.8	23.9	21.5	18.4	23.4
1974	20.4	21.0	22.3	25.6	26.2	25.0	23.9	25.1	23.8	21.7		21.2	23.3
1975	20.6	22.7	25.4	27.0	26.1	23.6	22.9	23.8	23.1	23.5	22.5	20.3	23.5
1976	20.0	20.7	24.8	25.7	25.7	25.3	23.8	24.3	24.7	23.4	21.8	21.8	23.5
1977	21.5	23.1	25.2	24.7	26.2	24.1	25.2	24.6	24.5	20.4	22.6	21.4	23.6
1978	21.3	22.0	24.2	27.5	27.5	24.7	25.0	25.5		23.8	24.2	22.4	24.4
1979	21.3	23.4	25.2	27.3	26.8	26.1	25.0	25.1	23.5	23.2	22.6	22.0	24.3
1980	21.1	22.2	26.1	26.7	27.6	26.1	25.4	23.7	23.8	23.7	22.5	21.3	24.2
1981	19.0	23.0	24.8	25.8	26.8	23.9	23.1	24.5	24.1	24.2	21.4	21.1	23.5
1982	21.7	23.5	25.3	27.3	26.8	26.6	25.5	26.3	25.4	23.3	22.6	20.5	24.6
1983	19.8	20.7	23.0	25.9	28.5	27.5	24.6	24.4	23.6	24.0	23.4	21.8	23.9
SUMA	811.2	865.6	958.9	1032.5	1027.3	1015.7	986.1	983.3	935.8	940.3	854.1	831.8	942.8
PROM.	20.8	22.2	24.6	26.5	27.0	26.0	25.3	25.2	24.6	24.1	22.5	21.3	24.2

II.1.2.- Análisis de Precipitación

Uno de los componentes primarios del ciclo hidrológico es la precipitación. Puede calificarse de factor esencial pues constituye la materia prima del ciclo hidrológico.

La precipitación es producto de una conformación de factores como son: Procesos Adiabáticos, Ascendencias y Subsidiencias y Condensación, de las masas de aire húmedas.

- a) Proceso Adiabático: Es un proceso sin intercambio calorífico. En el aire toda compresión adiabática trae consigo un calentamiento y toda expansión adiabática un enfriamiento.
- b) Ascendencias y Subsidiencias: Son los movimientos verticales del aire en la atmósfera.
- c) Condensación: Es el paso del vapor de agua al estado líquido o sólido mediante un descenso de la temperatura.

La circulación del agua en la atmósfera comienza con la evaporación, continúa con la condensación y termina con precipitación.

El agua permanece en estado de vapor desde el momento de la evaporación. La ascendencia conduce al enfriamiento de la masa de aire posteriormente a la saturación y condensación.

Para que se realice la precipitación es necesario que la formación de gotas o de cristales de hielo sea de dimensiones y peso suficientes para caer, por gravedad, en forma de lluvia o de nieve.

Tipos de precipitación

De acuerdo con la causa que origina el ascenso de la masa de aire húmedo, pueden distinguirse tres tipos de precipitación:

- Precipitaciones Convectivas
- Precipitaciones Orográficas
- Precipitaciones Ciclónicas o de Frentes

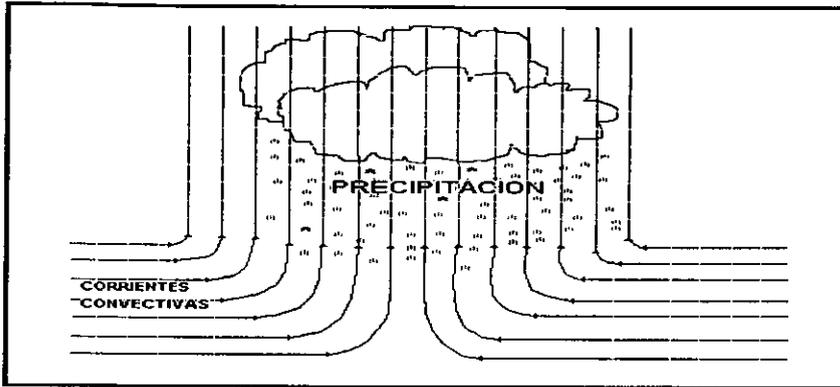
Precipitación Convectiva

Este tipo de precipitación tiene su origen en la inestabilidad de una masa de aire más caliente que el circundante. Este aire más caliente, asciende y se enfría adiabáticamente y al alcanzar su punto de condensación debido a la velocidad vertical adquirida, formándose nubosidad de tipo cumuliforme, la cual generara precipitaciones en forma de aguaceros.

Las precipitaciones convectivas se originan en tiempo cálido y pueden estar acompañadas de vientos, relámpagos, truenos y vientos, pero principalmente consisten de lluvia y ocasionalmente de granizo.

Ver fig. No. 4.

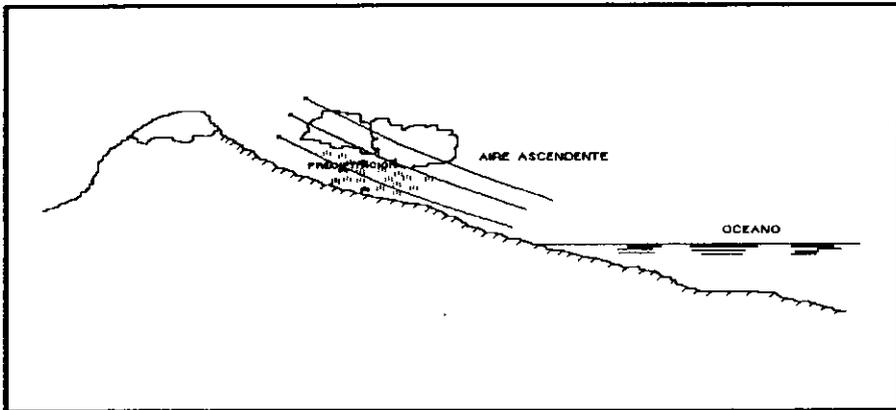
FIG. No. 4 PRECIPITACION CONVECTIVA



Precipitación Orográfica

Cuando los vientos cargados de humedad, moviéndose ordinariamente del océano a la tierra, encuentran una barrera montañosa, la masa de aire es forzada a ascender, enfriándose y originándose las precipitaciones que se presentan en forma de lluvia o nieve, siendo muy irregulares en importancia y localización. Ver la fig. siguiente:

FIG. No. 5 PRECIPITACION OROGRAFICA



Precipitación Ciclónica

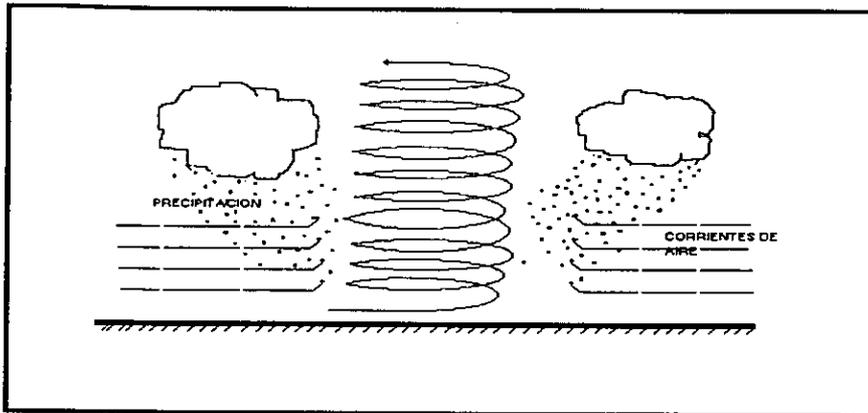
Estas precipitaciones están asociadas al paso de un ciclón y pueden corresponder a dos casos, no frontal y frontal. La precipitación no frontal puede ocurrir en cualquier depresión barométrica, resultando el ascenso debido a la convergencia de masas de aire que tienden a rellenar la zona de baja presión. La precipitación frontal puede estar asociada a un frente frío ó a un cálido.

La lluvia convectiva ocurre en forma de chubascos que en intensidad abarcan toda la gama, desde lloviznas hasta tormentas huracanadas, según estén las condiciones de temperatura y humedad ambiente.

Dada la orografía de la República Mexicana, las lluvias orográficas ocurren con frecuencia en la cercanía de las montañas y cordilleras que en el país abundan.

Debido a la posición geográfica, México se encuentra expuesto a los ciclones del mar Caribe como a los del Océano Pacífico, siendo más numerosos y peligrosos los primeros. Ver fig. No. 6.

FIG. No. 6 PRECIPITACION CICLONICA



Clases de Precipitación

Las clases de precipitación son básicamente la lluvia, la llovizna, la nieve y el granizo. En general, se puede decir que las clases de precipitación son el resultado de las características de la ascendencia y de la temperatura del aire debajo de las nubes. A continuación se resumen en la tabla No. 4 las características más importantes de las clases de precipitación.

El estudio de los registros pluviométricos indica las siguientes peculiaridades de las tormentas:

- Las tormentas de máxima intensidad generalmente son de corta duración, y abarcan superficies pequeñas.
- Las tormentas que duran varios días son de poca intensidad, y abarcan superficies grandes.
- Las lluvias intensas y de corta duración, son las que pueden dar lugar a los caudales máximos de escurrimiento superficial en una cuenca de drenaje en estudio.
- Las precipitaciones de baja intensidad, pero que duran varios días, también nos pueden dar grandes concentraciones de escurrimiento superficial en cuencas de gran extensión.

TABLA No. 4 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS PRINCIPALES CLASES DE PRECIPITACION.

CLASE DE PRECIPITACION	NUMERO DE GOTAS	TAMAÑO DE LAS GOTAS	VELOCIDAD DE CAIDA	CANTIDAD DE AGUA
LLUVIA	Grande	Mediano (0.5 mm)	Moderada	Variable
LLOVIZNA	Enorme	Pequeño (0.5 mm)	Muy lenta	Escaso
AGUACERO	Moderado	Grande	Grande	Grande
NIEVE	Son copos	Mediano	Lentísima	Pequeña
GRANIZO	Son gotas congeladas	Grande o muy grande	Muy Grande	Grande

Medición de la Precipitación

En la actualidad existe una gran variedad de instrumentos y técnicas de las diferentes fases de la precipitación. Sin embargo, los aparatos que miden la cantidad y la intensidad de la precipitación son las más importantes. Los otros tipos de instrumentos miden el tamaño y distribución de las gotas de lluvia, o bien, el comienzo y fin de la lluvia.

Estos aparatos de medición son los siguientes:

- Pluviómetro
- Pluviógrafo
- Aparatos Telemétricos
- Radar Meteorológico

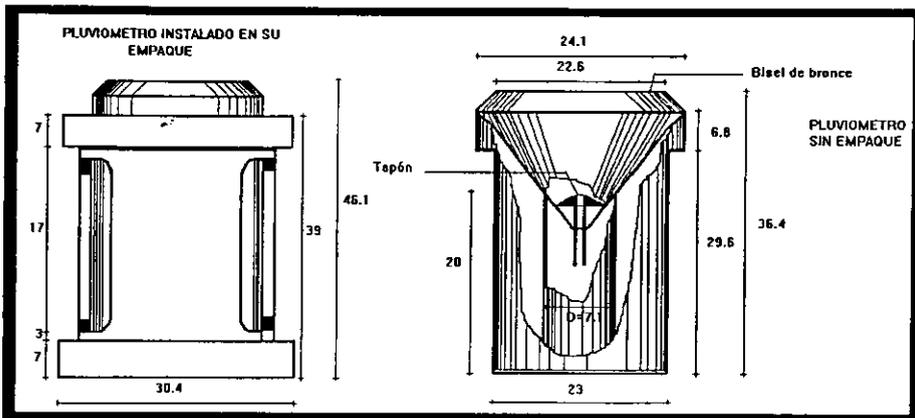
Pluviómetro

Consta esencialmente de un depósito cilíndrico de lámina galvanizada, en cuyo interior se aloja un recipiente del mismo material llamado vaso medidor, porque en él se mide la lluvia recolectada. La tapa del cilindro está formada por un embudo receptor, terminado en una arista viva, por su parte superior, y en una pequeña abertura por la parte inferior, que descarga en el vaso medidor, en el que está colocado un tapón cuyo objeto es impedir la entrada de cuerpos extraños al interior del vaso.

El empaque del pluviómetro es una caja de madera que a la vez sirve como abrigo a esté cuando se instala, con el objeto de que los rayos solares no lo calienten demasiado y se produzcan en su interior evaporaciones que originen errores en las mediciones.

El pluviómetro únicamente proporciona la altura de precipitación total en intervalos previamente establecidos, comúnmente 24 horas.
En el sistema métrico, la precipitación se mide en milímetros y décimas de milímetro. Ver fig. No. 7.

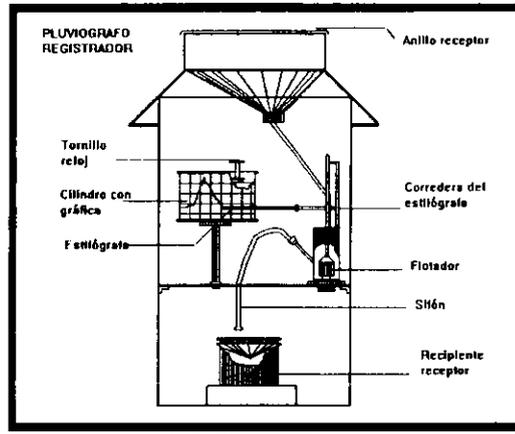
FIG. No. 7 PLUVIOMETRO



Pluviógrafo

El pluviógrafo más utilizado en la República Mexicana es el flotador, el cual el ascenso de este último es producido por el aumento de lluvia captada, hasta que el recipiente que contiene el flotador se llena y entonces se vacía automáticamente por medio de un sifón autocebante. El pluviógrafo hace sus registros con una pluma sobre la gráfica (banda pluviográfica), que va montada en un cilindro que es movido por un sistema de relojería. El mecanismo anterior se denomina Sistema Hellman y se ilustra en la figura siguiente.

FIG. No. 8 PLUVIOGRAFO



Aparatos Telemétricos

El desarrollo de la instrumentación telemétrica en cuencas rurales, es muy importante porque permite concentrar rápidamente la información de lluvias y facilita las mediciones en lugares de difícil acceso. Los principales problemas asociados con los aparatos telemétricos derivan del hecho de requerirse que operen sin mantenimiento y sin fallas durante grandes lapsos y que consuman poca energía, además de estudiarse la topografía del terreno para seleccionar las rutas de transmisión, de forma que se evite la posibilidad de interferencias.

Radar Meteorológico

La ventaja principal que se obtiene al utilizar el radar meteorológico radica en que permite contar con un panorama instantáneo de las condiciones atmosféricas y de la precipitación en una zona amplia, evitando las interpolaciones y extrapolaciones que se deben realizar al utilizar la información de los pluviómetros y pluviógrafos, los cuales miden lo que acontece en puntos aislados.

El radar meteorológico permite observar la posición y movimiento de las áreas de precipitación y determinados tipos de radares pueden proporcionar una evaluación de la intensidad de la lluvia en las zonas comprendidas dentro de su alcance; este último, puede variar de 40 a 200 km según las características del haz de antena, la potencia de salida y la sensibilidad del receptor del radar. Se define como alcance hidrológico, a la distancia máxima a la que se sigue siendo razonablemente válida la relación entre la intensidad de los ecos del radar y la intensidad de las precipitaciones.

Las precipitaciones producen una atenuación de las señales del radar, efecto que aumenta con el tamaño de las gotas de lluvia y el empleo de radares de corta longitud de onda. En cambio, el radar de onda larga no detecta ni lloviznas ni nevadas. La elección de la longitud de onda adecuada depende de las condiciones climáticas y de los propósitos de medición.

Se puede decir que el principal defecto de las mediciones efectuadas con el radar, consiste en la interpretación de la reflexión de la onda emitida por el mismo radar, pues ésta debe ser calibrada para que pueda traducirse en intensidad de lluvia.

Información de Precipitación

Los datos de precipitación que proporciona el pluviómetro, se registran y anotan diariamente obteniéndose así la llamada altura de precipitación en milímetros que la lluvia alcanza ese día.

Generalmente y por comodidad, los registros de altura pluviométricas comprenden una semana, es decir, cada semana se cambiará del tablero el registro descrito anteriormente, archivándose los registros levantados antes que el de la semana correspondiente.

Con los datos de precipitación que se acumulan en las estaciones climatológicas y haciendo uso de expresiones siguientes se puede obtener la precipitación media diaria, mensual y anual.

Precipitación Media Diaria

$$P_{md} = \sum P_{sem} / 30$$

donde: $\sum P_{sem}$. es la suma de las precipitaciones registradas por semana
30 es el número de días del mes

Precipitación Media Mensual

$$P_{mm} = \sum P_{men.} / 12$$

donde: $\sum P_{men.}$ es la suma de las precipitaciones registradas durante todos los meses del año
12 es el número de meses del año

Precipitación Media Anual

$$P_{ma} = \sum P_{anu.} / n$$

donde: $\sum P_{anu.}$ es la suma de las precipitaciones anuales
n es el número de años de registro y puede tener una variación de años según sea la importancia de la obra.

Cálculo de la Precipitación Media

La precisión con la cual la lluvia de un área puede ser estimada depende principalmente de la densidad de la red pluviométrica, del tamaño y tipo de tormenta analizada o la duración de la lluvia en estudio.

Las redes pluviométricas de poca densidad y muy dispersas, tienden a subestimar las cantidades máximas de lluvia y sus intensidades, lo mismo sucede si el registro disponible es corto.

Se tienen tres métodos para la estimación de la precipitación promedio sobre un área, los cuales son aplicables a intervalos muy diferentes como son: la duración de la tormenta, días, meses o años. Tales métodos son los siguientes:

- 1) Método del Promedio Aritmético
- 2) Método de los Polígonos de Thiessen
- 3) Método de las Isoyetas

Método del Promedio Aritmético

Para obtener la altura media de lluvia, se suman las alturas registradas en un cierto tiempo en las estaciones de la zona y se divide entre el número de ellas. Obviamente la precisión de este método dependerá del mayor número de estaciones con que se cuente y de su distribución en dicha zona, además, de que el valor captado por cada pluviómetro no varíe mucho con respecto a la media.

Método de los Polígonos de Thiessen

Este método requiere el conocimiento de la localización de las estaciones existentes en la zona bajo estudio.

Considera un área de influencia para cada estación, en la que se supone una altura media uniforme, e igual a la registrada en dicha estación.

Thiessen propone que la zona de influencia de cada estación se determine uniendo con rectas las estaciones más próximas entre sí, de tal manera que se formen triángulos cuyos vértices sean las estaciones. Se trazan las mediatrices de cada lado de los triángulos, obteniéndose así polígonos de influencia.

La precipitación promedio sobre la cuenca se evalúa con la ecuación siguiente:

$$P = \sum A_i P_i / A$$

P = precipitación promedio sobre el área o cuenca, en milímetros.

A_i = área del polígono de cada una de las estaciones i dentro del parteguas de la cuenca, en kilómetros cuadrados.

A = área total de la cuenca, en kilómetros cuadrados.

P_i = precipitación registrada en la estación i durante la tormenta analizada o durante el período de estudio, en milímetros.

Método de las Isoyetas

Este método es el más exacto, pues toma en cuenta la distribución de lluvia en la zona al utilizar, para el cálculo de la altura media de lluvia, el plano de isoyetas obtenido con los datos proporcionados por las estaciones dentro de la zona, entendiéndose por isoyeta la línea que une puntos de igual altura de precipitación.

La altura de lluvia media se calcula con la siguiente ecuación:

$$P = \sum A_i P_i / A$$

P = precipitación promedio en la cuenca, en milímetros.

A_i = área entre cada dos isoyetas dentro del parteguas de la cuenca, en kilómetros cuadrados.

A = área total de la cuenca, en kilómetros cuadrados.

P_i = precipitación media entre cada dos isoyetas, por lo general se toma el valor medio entre ellas, en milímetros.

Para el análisis climático de la cuenca del Río Grande, se procedió a identificar las principales estaciones climatológicas que tienen influencia en la zona en estudio. De entre varias estaciones se escogieron las siguientes: Zapotitlán Palmas, San Miguel Astatla y Sta. María Comatlán, en el estado de Oaxaca; San Juan Acatitlán, Santiago Acatepec, Cacaloapan, Tehuacán, Zapotitlán Salinas, San Gabriel Chilac, Santiago Chazumba y Caltepec, todas ellas en el estado de Puebla.

De la tabla No. 5 a la 13 se muestran los registros de precipitación de las estaciones climatológicas empleadas para el estudio de la zona.

En la fig. No. 9 se puede observar la ubicación de las estaciones climatológicas.

Con los datos de precipitación total anuales de cada estación, se trazaron las curvas de isoyetas medias anuales de la zona en proyecto, así como de la cuenca de captación de la estación hidrométrica Tonahuixtla, sobre el Río Acatlán, que es de la cual se emplearan los registros de aforos para trasladarlos a la cuenca en estudio, en la figura No. 10 se muestra el plano de isoyetas.

En la tabla. No. 14, se pueden observar las precipitaciones medias anuales para el sitio del proyecto y para la cuenca del Río Acatlán .

TABLA No. 5 PRECIPITACION (mm) ESTACION ACATITLAN

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964	8.0	0.0	0.0	4.0	80.0	96.0	73.0	32.0	39.0	1.0	17.0	0.0	350.0
1965	21.0	3.2	11.0	0.0	69.0	141.0	8.0	121.0	25.0	20.5	0.0	21.0	440.7
1966	0.0	0.0	15.0	47.0	97.0	60.0	98.0	71.0	147.0	96.0	0.0	0.0	631.0
1967	1.0	0.0	11.0	72.0	74.0	47.0	0.0	86.0	151.0	68.0	0.0	6.0	516.0
1968	12.0	20.0	0.0	50.0	168.0	238.0	31.0	8.0	32.0	36.0	4.0	12.0	611.0
1969	29.0	0.0	54.0	13.0	49.0	76.0	36.0	240.0	30.0	65.0	0.0	0.0	592.0
1970	0.0	4.0	0.0	0.0	49.0	104.0	110.0	92.0	62.0	14.0	0.0	0.0	435.0
1971	2.0	0.0	0.0	22.0	20.0	131.0	32.0	88.0	152.0	58.0	2.0	2.0	509.0
1972	16.0	0.0	6.0	66.0	54.0	202.0	88.0	70.0	12.0	2.0	27.0	0.0	543.0
1973	0.0	0.0	0.0	26.0	30.0	232.0	120.0	59.0	180.0	82.0	0.0	11.0	740.0
1974	0.0	0.0	22.0	0.0	72.0	268.7	63.0	0.0	162.0	2.0	5.1	0.0	594.8
1975	6.0	0.0	0.0	0.0	217.8	159.0	80.0	100.0	96.0	16.0	0.0	0.0	674.8
1976	0.0	0.0	6.0	47.0	160.0	90.0	260.0	22.0	64.0	56.0	10.0	0.0	715.0
1977	0.0	2.0	2.0	12.0	132.0	140.0	0.0	148.0	101.0	28.0	12.0	0.0	575.0
1978	0.0	6.0	18.0	32.0	50.0	144.0	16.0	22.0	62.0	10.0	5.1	0.0	365.1
1979	2.0	2.0	0.0	38.0	54.0	38.0	228.0	83.0	382.0	26.0	0.0	12.0	865.0
1980	26.0	6.0	0.0	24.0	102.0	102.0	77.7	77.6	106.1	36.3	5.1	4.3	567.1
1981	9.1	3.2	10.7	33.7	110.2	169.3	98.5	98.4	134.6	46.0	6.5	5.5	725.7
1982	4.7	1.6	5.5	17.4	56.8	87.3	50.8	50.7	69.4	23.7	3.3	2.8	374.0
1983	5.2	1.8	6.1	19.3	63.0	92.3	56.3	51.2	70.5	26.3	3.7	3.1	398.8
1984	7.1	2.5	8.3	26.2	85.4	130.9	76.3	76	103.9	35.6	5	4	561.2
SUMA	149.1	52.3	173.6	549.6	1793.2	2748.5	1602.6	1595.9	2181.5	748.4	105.8	83.7	11784.2
PROM.	7.1	2.5	8.3	26.2	85.4	130.9	76.3	76.0	103.9	35.6	5.0	4.0	561.2

TABLA No. 6 PRECIPITACION (mm) ESTACION SAN MIGUEL ASTATLA

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964	15.0	0.0	0.0	83.0	101.0	116.0	119.5	48.0	24.0	0.0	25.0	4.0	535.5
1965	15.0	0.0	12.0	12.0	32.0	131.0	20.0	102.0	16.0	59.0	0.0	0.0	399.0
1966	0.0	16.0	54.0	58.0	93.0	107.0	97.7	19.8	116.4	95.0	0.9	0.0	657.8
1967	0.0	0.0	18.0	69.0	74.1	115.1	3.0	107.0	183.0	41.0	0.0	10.0	620.2
1968	25.0	5.0	0.0	61.3	158.1	163.1	47.9	38.6	40.4	63.5	19.0	8.4	630.3
1969	18.2	0.0	74.4	12.6	57.5	76.8	72.2	378.3	73.4	45.8	45.0	0.0	854.2
1970	1.6	0.0	1.0	0.8	59.8	123.8	60.0	124.7	146.9	3.0	2.2	0.0	523.8
1971	2.5	2.2	0.7	5.1	73.3	66.3	27.6	51.7	119.3	131.3	4.4	17.8	502.2
1972	27.2	0.0	7.8	88.4	106.1	159.9	15.5	41.7	0.0	0.0	0.0	0.0	446.6
1973	0.0	0.0	0.0	54.9	34.4	169.3	154.6	28.1	140.5	32.1	0.0	0.0	613.9
1974	7.9	0.0	62.3	0.0	34.8	262.7	139.3	13.3	196.8	0.8	0.0	0.0	717.9
1975	8.7	1.2	0.0	0.0	149.8	95.8	80.6	58.8	95.0	0.0	0.0	0.0	489.9
1976	0.0	0.0	8.3	38.3	86.3	70.0	196.5	58.5	59.6	24.2	1.0	0.0	542.7
1977	0.0	0.0	0.0	11.7	50.6	82.7	0.0	79.8	67.7	17.0	5.2	0.0	314.7
1978	0.0	2.3	19.6	16.5	93.3	140.0	26.4	29.2	72.3	24.9	0.0	0.0	424.5
1979	0.0	0.0	0.0	31.0	81.2	54.3	85.1	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0	351.6
1980	0.0	0.0	11.0	33.9	57.1	114.8	65.4	80.3	122.5	0.0	2.1	0.0	487.1
1981	0.0	0.0	0.0	0.0	57.1	200.3	66.8	108.8	2.5	5.3	0.0	0.0	440.8
1982	0.0	28.4	1.6	4.5	39.7	59.4	0.0	0.0	11.6	50.4	0.0	0.0	195.6
1983	0.0	34.3	12.5	0.0	0.0	154.0	144.2	25.4	51.5	2.5	9.8	0.0	434.2
1984	6.1	4.5	14.2	29.1	72.0	123.1	71.1	74.7	77.0	29.8	5.7	2.0	509.1
SUMA	127.2	93.9	297.4	610.1	1511.2	2585.4	1493.4	1568.7	1616.4	625.6	120.3	42.2	10691.6
PROM.	6.1	4.5	14.2	29.1	72.0	123.1	71.1	74.7	77.0	29.8	5.7	2.0	509.1

TABLA No. 7 PRECIPITACION (mm) ZAPOTITLAN DE SALINAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964													
1965													
1966	0.0	0.0	0.0	23.0	122.0	74.5	25.5	48.5	128.5	71.3	0.0	0.0	493.3
1967	1.0	0.0	12.0	39.5	58.0	58.5	2.0	94.0	171.0	40.0	1.0	0.0	477.0
1968	15.0	6.5	0.0	63.0	120.0	156.0	13.5	30.0	21.5	27.0	2.0	2.5	457.0
1969	15.5	4.5	36.0	9.0	18.0	50.0	62.0	197.5	35.0	33.5	0.0	0.0	461.0
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	31.0	90.0	39.5	89.0	60.0	0.0	0.0	0.0	309.5
1971	0.0	0.0	0.0	18.0	38.0	49.0	9.0	46.0	98.0	80.0	0.0	0.0	338.0
1972	0.3	0.0	0.3	27.7	0.0	112.0	60.0	31.0	4.0	0.0	6.0	0.0	241.3
1973	0.0	0.0	0.0	14.0	38.0	170.5	90.0	16.0	100.2	25.5	1.0	0.0	455.2
1974	0.0	0.0	21.0	0.0	76.0	198.0	130.5	0.0	53.6	0.0	0.0	0.0	479.1
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	118.0	88.0	44.0	42.9	68.2	34.0	0.0	0.0	395.1
1976	0.0	11.0	0.0	23.6	42.4	55.0	92.9	19.0	33.0	70.0	0.0	0.0	346.9
1977	0.0	0.0	0.0	16.5	69.5	83.0	2.5	95.2	65.0	32.0	20.0	10.0	393.7
1978	0.0	8.5	24.0	14.5	30.0	75.0	38.0	5.5	37.9	13.0	1.0	0.0	247.4
1979	1.0	5.5	10.1	1.9	42.2	24.0	125.0	101.1	169.0	7.0	0.0	6.0	492.8
1980	17.0	3.0	0.0	53.0	85.0	51.0	58.0	77.2	172.5	0.0	3.0	0.0	519.7
1981	3.0	4.0	44.0	24.0	96.0	163.1	61.2	165.9	26.7	1.0	0.0	0.0	588.9
1982	0.0	6.0	9.4	9.0	68.5	73.3	11.2	0.0	16.5	41.6	0.0	0.0	235.5
1983	8.7	29.6	42.8	0.0	28.6	104.0	30.1	15.6	57.4	4.0	30.1	0.0	350.9
1984	3.4	4.4	199.6	18.7	60.1	93.1	49.7	59.7	73.2	26.7	3.6	1.0	404.6
SUMA	64.9	83.0	399.2	355.4	1141.3	1768.0	944.6	1134.1	1391.2	506.6	67.7	19.5	7686.9
PROM.	3.4	4.4	21.0	18.7	60.1	93.1	49.7	59.7	73.2	26.7	3.6	1.0	404.6

TABLA No. 8 PRECIPITACION (mm) ESTACIÓN CALTEPEC

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964	6.2	0.0	0.0	3.6	45.4	168.3	58.6	34.3	33.8	0.0	8.0	0.0	358.2
1965	8.7	1.7	34.1	0.0	44.7	30.0	15.4	0.0	24.8	66.1	0.3	18.5	244.3
1966	0.0	17.5	5.1	38.2	43.3	26.4	15.4	43.2	99.7	54.8	1.3	0.0	344.9
1967	0.0	0.0	6.2	60.2	30.2	54.9	0.4	40.1	155.3	28.4	0.0	1.0	377.7
1968	12.8	1.4	5.1	67.5	70.2	130.2	18.3	17.4	25.2	4.8	7.2	2.8	362.9
1969	19.5	0.0	45.2	3.5	21.7	64.5	54.2	165.1	45.9	21.4	0.0	0.0	441.0
1970	0.0	2.7	0.0	0.0	32.2	70.9	57.1	68.0	47.0	1.3	6.0	0.0	285.2
1971	0.0	0.0	0.0	16.7	6.1	78.5	13.0	18.2	100.7	82.5	2.9	3.5	322.1
1972	8.1	0.0	2.2	20.2	0.1	69.4	94.5	11.4	3.9	0.0	6.5	0.0	216.3
1973	0.3	0.0	0.0	41.3	24.8	131.8	32.3	60.4	65.3	18.2	0.0	0.0	374.4
1974	0.5	0.0	0.0	0.0	19.1	226.7	42.2	5.1	54.3	0.0	0.0	0.0	347.9
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	85.3	62.7	18.9	6.8	108.3	13.8	0.0	0.0	285.8
1976	0.0	0.0	0.0	25.0	37.8	32.0	173.3	20.3	20.3	28.9	2.1	0.0	339.7
1977	0.0	0.0	0.0	10.0	57.2	93.4	0.0	27.3	57.3	22.3	12.9	1.0	281.4
1978	0.8	11.7	0.0	19.0	41.0	68.3	55.0	17.7	22.2	0.0	0.0	0.0	235.7
1979	0.0	4.5	0.0	0.0	15.8	21.3	93.4	61.6	180.2	8.1	0.0	0.0	384.9
1980	0.0	0.0	0.0	0.0	34.0	67.5	17.6	115.0	154.5	0.0	14.0	0.0	402.6
1981	1.8	4.1	26.8	0.0	82.1	244.4	41.9	204.8	29.3	1.4	1.0	0.0	637.6
1982	0.0	5.7	9.7	13.6	83.9	47.2	0.0	0.0	19.8	8.4	0.0	0.0	188.3
1983	2.4	35.7	33.3	0.0	12.8	106.8	78.7	7.8	41.4	19.5	35.2	0.0	373.6
1984	3.1	4.3	8.4	15.9	39.4	89.8	44.0	46.2	64.5	19.0	4.9	1.3	340.7
SUMA	64.2	89.3	176.1	334.7	827.1	1885.0	924.2	970.7	1353.7	399.9	102.3	28.1	7155.2
PROM.	3.1	4.3	8.4	15.9	39.4	89.8	44.0	46.2	64.5	19.0	4.9	1.3	340.7

TABLA No. 9 PRECIPITACION (mm) ESTACIÓN CACALOAPAN

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964	1.2	1.0	0.5	10.0	76.0	64.0	85.0	70.3	21.5	26.5	28.0	0.0	384.0
1965	11.0	4.2	21.0	28.0	68.7	37.3	9.5	36.0	62.5	17.9	14.5	21.0	331.6
1966	0.0	70.8	2.5	52.7	90.0	130.5	92.5	75.5	143.5	39.5	0.0	0.9	698.4
1967	1.0	1.0	14.5	65.1	38.5	70.0	20.9	2.0	76.5	163.0	84.7	4.0	530.3
1968	14.0	4.0	30.0	58.0	182.0	209.9	25.5	81.0	27.0	7.5	3.0	12.5	654.4
1969	62.0	0.0	19.5	44.5	24.5	52.3	90.5	342.0	86.7	20.3	0.0	0.0	742.3
1970	1.0	2.0	0.0	7.0	124.6	123.0	64.5	122.7	185.0	26.0	0.0	0.0	655.8
1971	1.0	0.0	0.0	7.0	6.0	47.5	43.0	32.4	80.8	84.6	2.6	0.0	304.9
1972	10.2	0.0	6.0	41.8	77.3	126.3	49.7	43.5	17.8	2.0	28.0	1.0	403.6
1973	0.0	3.0	0.0	42.2	141.7	199.2	205.7	23.1	123.8	15.1	2.0	4.0	759.8
1974	5.0	1.0	25.3	24.0	62.8	151.3	189.0	5.0	161.4	2.0	5.0	0.0	631.8
1975	1.0	0.0	0.0	2.0	230.4	107.0	26.0	20.9	61.8	28.0	0.0	0.0	477.1
1976	0.0	12.5	0.0	60.0	52.3	70.5	136.0	32.0	63.1	92.0	2.5	0.0	520.9
1977	3.0	1.0	1.0	21.0	122.5	88.5	0.4	0.2	29.0	43.0	19.0	8.5	337.1
1978	7.0	4.0	39.5	43.0	40.0	73.0	54.5	40.0	63.9	8.2	19.0	0.0	392.1
1979	0.0	20.0	0.0	69.0	78.1	69.5	165.5	82.6	215.5	68.0	0.0	0.0	768.2
1980	17.0	0.0	1.0	29.0	81.6	69.9	87.6	200.2	183.5	29.4	32.0	0.0	731.2
1981	2.0	6.0	24.0	5.0	80.6	208.1	33.1	99.1	64.1	1.0	0.0	0.0	523.0
1982	0.0	28.0	0.0	17.0	119.2	99.5	13.6	9.2	11.0	39.2	3.0	0.0	339.7
1983	2.9	34.0	26.0	0.0	3.0	151.7	73.0	49.0	51.5	2.5	54.7	0.0	448.3
1984	7.0	9.6	10.5	31.3	85.0	107.5	72.3	72.1	90.8	31.9	10.9	2.9	531.7
SUMA	146.3	202.1	221.3	657.6	1784.8	2256.5	1518.9	1513.3	1907.2	669.3	228.2	60.8	11166.2
PROM.	7.0	9.6	10.5	31.3	85.0	107.5	72.3	72.1	90.8	31.9	10.9	2.9	531.7

TABLA No. 10 PRECIPITACIÓN (mm) ESTACIÓN ACATLAN

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964	0.0	0.0	3.5	0.0	63.0	74.0	64.5	67.0	104.4	22.0	15.0	6.0	419.4
1965	27.5	0.0	0.0	0.0	26.5	58.0	96.0	280.2	114.5	28.5	0.0	0.0	631.2
1966	0.0	1.5	15.0	36.5	105.5	32.0	212.0	119.0	87.0	78.5	0.0	0.0	687.0
1967	6.0	6.0	4.0	76.0	106.0	205.0	31.0	299.5	184.5	90.0	3.0	0.0	1011.0
1968	9.5	15.5	0.0	36.5	209.5	237.5	33.5	23.0	62.0	11.0	0.0	20.0	658.0
1969	20.0	0.0	1.0	0.0	60.2	57.0	65.0	362.0	41.5	2.0	0.0	0.0	608.7
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	140.0	165.1	55.5	83.0	44.0	0.0	0.0	492.6
1971	0.0	0.0	0.0	10.5	9.5	96.0	15.5	70.0	178.0	22.5	0.0	0.0	402.0
1972	0.0	0.0	0.0	37.0	36.5	112.0	72.0	23.5	71.0	0.0	31.5	0.0	383.5
1973	0.0	0.0	0.0	83.5	21.0	160.5	82.5	105.5	196.5	24.5	12.0	0.0	686.0
1974	1.5	0.0	9.5	62.5	49.5	140.5	83.5	32.5	158.5	7.0	10.6	0.0	555.6
1975	7.2	0.0	0.0	0.0	220.2	126.5	94.2	68.0	52.8	12.9	0.0	0.0	581.8
1976	0.0	9.3	0.0	60.4	22.2	126.2	169.0	101.5	74.0	85.7	15.2	0.0	663.5
1977	0.2	12.5	9.2	14.5	83.5	279.1	19.9	155.4	117.6	45.5	19.0	15.2	771.6
1978	3.0	8.0	13.2	0.0	12.3	121.0	81.8	31.1	129.6	19.6	12.0	0.0	431.6
1979	0.0	8.7	0.0	24.1	63.2	32.2	132.6	59.7	223.7	7.9	9.1	1.0	562.2
1980	31.5	0.1	0.0	50.3	49.8	124.4	62.4	207.9	160.3	38.1	4.1	0.0	728.9
1981	5.8	6.4	5.7	20.6	109.1	236.0	205.2	56.1	67.6	62.8	0.0	0.0	775.3
1982	0.0	17.1	13.5	13.4	73.0	41.0	2.2	26.3	79.2	57.5	0.0	0.0	323.2
1983	0.0	31.0	19.8	0.0	0.0	174.5	111.1	101.5	214.6	56.9	16.3	0.0	725.7
1984	5.6	5.8	4.7	26.3	66.3	128.7	90.0	112.3	120.0	35.8	7.4	2.1	604.9
SUMA	117.8	121.9	99.1	552.1	1391.8	2702.1	1889.0	2357.5	2520.3	752.7	155.2	44.3	12703.7
PROM.	5.6	5.8	4.7	26.3	66.3	128.7	90.0	112.3	120.0	35.8	7.4	2.1	604.9

TABLA No. 11 PRECIPITACIÓN (mm) ESTACIÓN ACATEPEC

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964	3.1	0.0	3.7	12.7	161.2	156.2	162.0	10.5	14.8	0.0	28.7	0.0	552.9
1965	28.2	4.8	16.0	0.0	47.4	53.1	0.7	141.8	52.7	28.9	0.0	16.7	390.3
1966	0.0	8.2	19.5	27.2	99.2	81.4	108.6	45.9	96.4	95.6	0.0	0.0	582.0
1967	2.5	0.0	4.3	81.6	99.5	55.0	2.5	89.2	139.6	76.3	0.0	2.3	552.8
1968	29.4	5.2	0.0	34.4	56.7	242.4	25.6	39.2	39.5	47.3	6.9	6.3	532.9
1969	5.6	6.0	56.5	28.1	73.4	41.5	38.2	279.6	54.3	44.9	0.0	0.0	628.1
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	70.2	169.9	99.3	61.1	74.6	10.8	0.0	0.0	485.9
1971	0.0	0.0	0.0	4.1	8.2	149.5	8.1	97.8	140.8	184.9	0.0	0.0	593.4
1972	2.5	0.0	1.3	35.3	32.3	290.7	94.8	36.8	3.0	0.0	16.3	0.0	513.0
1973	0.0	2.4	0.0	68.2	33.0	251.1	208.9	28.8	209.2	79.0	1.2	7.8	889.6
1974	0.0	0.0	28.7	0.0	70.3	236.3	189.9	2.7	278.3	4.3	3.1	4.7	818.3
1975	0.0	0.5	0.0	0.0	121.3	218.9	88.3	106.4	132.5	22.2	0.0	0.0	690.1
1976	1.3	8.5	6.5	39.7	100.2	110.4	156.4	106.2	82.2	44.2	4.7	0.0	660.3
1977	0.0	0.0	0.0	11.2	68.1	121.6	0.0	100.7	89.2	51.8	28.5	23.7	494.8
1978	1.2	15.5	38.3	35.9	68.7	214.7	42.7	24.0	130.4	15.7	3.9	0.0	591.0
1979	0.0	18.3	0.0	51.1	83.6	59.1	225.3	63.4	249.0	7.5	0.0	16.1	773.4
1980	37.4	6.0	4.2	188.0	72.0	110.3	49.0	326.7	213.0	0.0	11.5	0.0	1018.1
1981	19.0	8.5	37.6	43.8	167.5	297.4	108.4	173.3	18.0	2.0	0.0	0.0	875.5
1982	0.0	7.5	11.9	8.4	41.8	33.2	3.3	0.0	34.5	28.8	1.0	0.0	170.4
1983	2.0	28.0	43.9	0.0	7.2	112.8	31.7	15.5	33.5	0.0	4.2	0.0	278.8
1984	6.6	6.0	13.6	33.5	74.1	150.3	82.2	87.5	104.3	37.2	5.5	3.9	604.6
SUMA	138.8	125.4	286.0	703.2	1555.9	3155.8	1725.9	1837.1	2189.8	781.4	115.5	81.5	12696.2
PROM.	6.6	6.0	13.6	33.5	74.1	150.3	82.2	87.5	104.3	37.2	5.5	3.9	604.6

TABLA No. 12 PRECIPITACIÓN (mm) ESTACIÓN ZAPOTITLÁN PALMAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1961	0.0	0.0	9.5	4.7	50.3	169.7	165.6	11.0	170.4	96.3	47.9	7.5	732.9
1962	0.0	2.8	0.0	31.4	66.3	99.3	48.6	120.3	238.4	41.6	5.3	14.4	668.4
1963	0.0	0.0	0.0	26.6	117.2	199.1	109.2	96.9	115.4	43.2	2.8	0.0	710.4
1964	24.9	0.0	27.9	6.6	98.1	147.9	87.5	13.2	153.8	133.9	38.5	11.0	743.3
1965	27.3	0.0	19.6	0.0	26.6	208.5	92.7	295.0	118.8	52.4	0.0	6.0	846.9
1966	0.0	4.9	2.5	22.2	111.6	214.5	257.2	236.2	224.4	57.8	2.3	0.0	1133.6
1967	0.0	0.0	10.0	65.7	88.4	150.5	29.5	237.0	164.1	73.6	2.6	10.5	831.9
1968	9.5	15.7	17.2	27.0	51.0	212.1	27.6	22.3	194.4	12.1	0.0	15.7	604.6
1969	22.6	0.0	31.1	28.4	71.9	195.3	91.8	252.3	165.6	32.3	0.0	0.0	891.3
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	45.9	271.6	134.0	164.1	73.7	90.5	0.0	10.0	789.8
1971	17.0	0.0	0.0	13.4	9.8	181.4	26.3	196.4	234.9	174.3	5.2	0.0	858.7
1972	3.0	0.0	10.0	115.1	73.6	253.3	75.7	48.0	101.5	13.0	12.9	0.0	706.1
1973	0.0	0.0	0.0	24.0	25.8	240.4	114.5	123.9	150.8	32.4	13.0	7.0	731.8
1974	11.6	0.0	31.0	7.0	75.2	257.4	161.9	80.0	202.3	0.0	5.0	0.0	831.4
1975	18.0	18.0	0.0	0.0	199.8	229.0	83.3	157.0	134.6	51.0	0.0	0.0	890.7
1976	0.0	11.0	2.0	83.4	46.2	108.4	280.4	92.9	153.9	186.4	25.0	3.0	992.6
1977	0.0	3.0	3.0	17.3	102.7	249.9	35.4	121.9	214.2	76.4	16.4	16.0	856.2
1978	5.0	7.0	7.0	11.0	122.8	187.8	141.2	58.3	115.4	52.8	25.3	0.0	733.6
1979	2.0	5.0	2.0	29.8	75.5	36.0	152.5	103.7	218.5	22.3	7.0	41.0	695.3
1980	26.0	2.0	13.0	11.5	83.5	157.5	72.0	229.7	182.6	49.5	1.5	0.0	828.8
1981	9.0	9.5	8.2	13.0	111.5	409.7	130.5	117.4	99.2	79.2	7.5	0.0	894.7
1982	0.0	0.0	14.0	20.0	137.8	74.0	9.5	26.7	112.0	124.7	0.0	0.0	518.7
1983	3.0	51.7	35.5	0.0	0.0	153.4	145.9	128.3	103.0	27.0	28.0	0.0	675.8
1984	21.3	6.5	35.4	5.6	57.3	195.3	259.2	157.0	208.3	0.0	0.0	0.0	945.9
SUJMA	200.2	137.1	278.9	563.7	1848.8	4602.0	2732.0	3089.5	3850.2	1522.7	246.2	142.1	19213.4
PROM.	8.3	5.7	11.6	23.5	77.0	191.8	113.8	128.7	160.4	63.4	10.3	5.9	800.6

TABLA No. 13 PRECIPITACION (mm) ESTACION CAMOTLAN

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964	0.0	0.0	0.0	15.0	101.0	311.0	99.0	13.0	45.5	92.5	39.5	7.0	723.5
1965	28.0	6.0	13.0	14.0	75.0	127.0	64.0	126.0	158.3	117.0	0.0	13.0	741.3
1966	0.0	0.0	20.0	20.0	61.0	73.0	258.0	257.0	148.8	139.0	13.0	0.0	989.8
1967	0.0	0.0	27.0	107.0	82.0	127.0	44.0	166.0	223.0	92.0	0.0	19.0	887.0
1968	5.0	17.0	0.0	79.0	124.0	308.0	37.0	40.0	57.0	9.0	1.5	8.0	685.5
1969	11.0	0.0	24.0	28.0	68.0	178.0	65.0	624.0	104.0	101.0	0.0	0.0	1203.0
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	89.0	414.0	121.0	83.0	204.0	33.0	15.0	0.0	959.0
1971	10.0	0.0	10.0	9.0	23.0	136.0	45.0	183.0	278.0	167.0	7.0	0.0	868.0
1972	1.0	0.0	19.0	24.0	84.0	258.0	60.0	63.0	28.0	0.0	30.0	0.0	567.0
1973	0.0	0.0	0.0	23.0	11.0	162.0	311.0	400.0	264.0	53.5	5.0	22.0	1251.5
1974	0.0	0.0	33.5	16.5	167.5	289.0	172.0	27.0	214.0	6.0	0.0	0.0	925.5
1975	5.0	9.0	0.0	0.0	265.5	282.5	70.4	98.9	238.8	46.5	0.0	0.0	1016.6
1976	0.0	0.0	0.0	56.0	24.5	52.5	264.0	64.5	155.0	159.5	7.0	0.0	783.0
1977	0.0	6.0	2.0	5.0	213.5	231.0	12.0	136.0	169.5	27.0	14.0	5.0	821.0
1978	1.0	4.0	7.5	3.5	46.0	148.0	96.5	105.0	165.0	28.0	72.0	0.0	676.5
1979	0.0	10.0	0.0	30.0	66.0	59.5	211.0	86.2	237.9	35.2	6.0	7.0	748.8
1980	24.0	7.5	27.5	16.5	65.0	123.0	46.5	142.5	162.5	16.0	50.0	0.0	681.0
1981	8.4	13.0	1.5	33.2	93.5	158.9	137.5	85.8	48.0	13.0	6.3	0.0	599.1
1982	0.0	0.0	13.0	11.3	16.0	54.5	28.5	12.1	92.0	146.1	6.7	3.0	383.2
1983	0.0	50.1	35.3	0.0	1.0	104.7	86.3	61.9	173.9	45.0	46.2	5.1	609.5
SUMA	93.4	122.6	233.3	491.0	1676.5	3597.6	2228.7	2774.9	3167.2	1326.3	319.2	89.1	16119.8
PROM.	4.7	6.1	11.7	24.6	83.8	179.9	111.4	138.7	158.4	66.3	16.0	4.5	806.0

Del trazo de las curvas de isoyetas se obtuvo:

TABLA No. 14 PRECIPITACION MEDIA

PARA EL SITIO DEL PROYECTO

ISOYETAS	ALTURA DE PRECIPITACIÓN P_i (mm)	AREA ENTRE ISOYETAS A_i (km ²)	PRODUCTO $P_i A_i$
750 - 800	775	49.92	38688
700 - 750	725	74.88	54288
650 - 700	675	55.46	37435.5
600 - 650	625	24.96	15600
Σ		205.21	146011.5

$$\text{Precipitación Media} = 146011.5 / 205.21 = 711.5 \text{ mm}$$

PARA LA CUENCA DEL RIO ACATLAN

ISOYETAS	ALTURA DE PRECIPITACION P_i (mm)	AREA ENTRE ISOYETAS A_i (km ²)	PRODUCTO $P_i A_i$
550 - 600	575	788.03	453117.25
500 - 550	525	298.45	156686.25
Σ		1086.48	609803.5

$$\text{Precipitación Media} = 609803.5 / 1086.48 = 561.27 \text{ mm}$$

II.1.3.- Evaporación

Se denomina evaporación al proceso por medio del cual algunas de las moléculas de agua que existen en la precipitación, la retención, la infiltración, el almacenamiento o el escurrimiento superficial, regresan a la atmósfera en forma de vapor.

La Transpiración es otro proceso por el cual el agua de la vegetación pasa a la atmósfera en forma de vapor. Este concepto no incluye la evaporación desde el suelo.

La evaporación y la transpiración son el mismo proceso diferenciándose únicamente en el tipo de superficie desde la cual el vapor de agua pasa a la atmósfera.

La evaporación depende fundamentalmente de los siguientes factores:

- a) Contenido de humedad del aire, que depende de la temperatura del aire.
- b) Presión de saturación, que es función de la temperatura del agua.
- c) Velocidad del viento, puesto que es el que mueve la capa superficial del agua.
- d) Calidad del agua (por ejemplo, el agua salada se evapora más lentamente que la dulce).
- e) Profundidad del agua almacenada. En general un almacenamiento profundo tiene menor evaporación por unidad de superficie que un almacenamiento poco profundo, por la dificultad de calentar una mayor cantidad de agua.

Medición de la Evaporación

La cantidad de agua evaporada o transpirada constituye una pérdida directa para los almacenamientos superficiales (embalses) y los subterráneos (acuíferos), de manera que su estimación es necesaria en todos los análisis hidrológicos relativos a la distribución de las aguas y en los estudios de balance y operación de almacenamientos.

El método más empleado para conocer la evaporación, consiste en su medición directa por medio de tanques expuestos a la intemperie y establecidos en condiciones tales que la evaporación se produzca en ellas de un modo semejante a la de los depósitos o cursos de agua, como lagos, presas, ríos y canales, y que, por consiguiente, los datos obtenidos se puedan aplicar a dichas masas de agua, si se les afecta de un factor denominado coeficiente de evaporímetro.

Los tanques antes mencionados reciben el nombre de evaporímetros, y consisten en un cilindro galvanizado abierto en su parte superior y de aproximadamente 1.22 m de diámetro y 0.26 m de altura. El recipiente se llena de agua hasta cierto nivel y se mide su variación después de un intervalo de tiempo por medio de un vernier, el que se encuentra dentro de un cilindro pequeño que mantiene el mismo nivel que en el tanque, pero sin perturbaciones que afecten la lectura.

Atmómetros. Para medir las variaciones relativas del poder evaporante de la atmósfera, se utilizan esferas o placas de porcelana porosa saturada de agua, estos dispositivos llamados

atmómetros son empleados por meteorólogos y agrónomos en estudios de transpiración, los principales son:

Atmómetro Livinstone. Es una esfera hueca de porcelana porosa de unos 5 cm de diámetro y un centímetro de espesor, que se llena de agua destilada y se comunica a un frasco, el que asegura su abastecimiento debido a la presión atmosférica y permite la medición del volumen evaporado.

Atmómetro Bellani. Es similar al atmómetro Livinstone, pero la esfera es reemplazada por un disco delgado de porcelana porosa, ennegrecida y de 75 milímetros de diámetro, colocada a unos 120 centímetros del suelo.

Atmómetro Piche. Está constituido por un tubo cilíndrico de vidrio de 25 centímetros de diámetro, el tubo está graduado y cerrado por su parte superior y abierto por su parte inferior, la cual es obstruida por un papel filtro normalizado de 30 milímetros de diámetro y 0.5 milímetros de espesor. Llenado el aparato con agua destilada, ésta se evapora progresivamente a través del papel, el proceso de evaporación en este instrumento está ligado al déficit hidrométrico y toma en cuenta la influencia de la insolación, pues el atmómetro se coloca bajo abrigo y entonces tampoco es afectado por la lluvia. figura No.11.

Se obtienen registros tales como los de la estación climatológica de Camotlan, los cuales se muestran en la tabla No. 15.

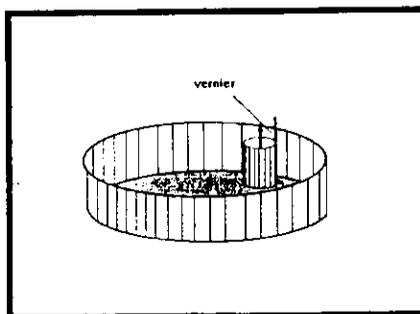


FIG. No. 11 EVAPORIMETRO

TABLA No. 15 EVAPORACIONES (mm) REGISTRADAS EN LA ESTACION CAMOTLAN

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1969	159.8	155.3	209.5	203.9	177.4	176.8	150.0	131.3	168.6	171.6	134.5	135.5	1974.2
1970	155.8	129.1	154.5	150.7	191.6	157.1	156.2	169.7	151.9	163.7	150.2	154.7	1885.2
1971	159.2	139.9	159.9	162.9	160.0	153.3	159.3	138.1	172.0	137.2	150.7	155.1	1847.6
1972	157.1	144.1	153.8	153.4	184.0	181.9	156.2	155.0	146.2	155.3	136.1	156.7	1879.8
1973	154.7	150.2		149.8	170.1	153.7	169.4	169.1	133.7	163.6	145.9	162.9	1723.1
1974	165.6	154.0	167.1	171.4	204.8	173.3	151.0	176.5	158.5	193.4	175.9	181.8	2073.1
1975	183.3	177.7	185.1										546.1
1976													0.0
1977						175.0	152.6	175.9	137.8	167.4	152.1	145.8	1106.6
1978	155.1	138.3	163.6	186.9	181.9	133.1	160.7	149.4	136.7	150.2	152.5	140.0	1850.4
1979	158.3	155.9	159.5	162.0	165.5	157.4	160.0	176.0	140.5	169.3	145.3	136.5	1886.2
1980	136.3	183.7	249.0	230.9	204.9	207.8	230.5	142.8	160.4	152.0	136.6	142.7	2179.6
1981	113.8	153.4	174.9	183.1	164.6	106.7	139.1	131.1	136.2	136.4	154.9	130.9	1731.1
1982	161.9	136.8	152.0	167.7									618.4

Clasificación del clima

Como información indispensable para el cálculo del clima, de acuerdo al segundo sistema de THORNTHWAITTE son: datos de precipitación, temperatura y duración media de la iluminación solar, que se expresan generalmente en valores medios mensuales para las estaciones meteorológicas del país.

El cálculo del clima se deberá de efectuar ordenando los datos en forma tabular con objeto de tener mayor facilidad y orden en su desarrollo.

A continuación se indica la forma de obtener cada uno de los datos:

Temperatura media mensual (TE) De la estación meteorológica correspondiente, en °C.

Precipitación mensual (PR). De la estación meteorológica correspondiente, en cm.

Índice de calor (IC). Está dado por la siguiente fórmula:

$$ICM = (TE / 5)^{1.514}$$

En donde:

ICM = Índice de calor mensual

TE = Temperatura media mensual

Los valores de está ecuación se en cuenta n tabulados en la tabla No. 16 .

La suma de los 12 valores mensuales (ICM) es igual al índice de calor anual (ICA).

Evapotranspiración potencial mensual sin corregir (EV). La evapotranspiración potencial es la cantidad de agua que transpira la cubierta vegetal, más la que se evapora de la superficie del suelo.

Está definida por la ecuación:

$$EV = 1.6 \left((10 TE) / ICA \right)^{0.000000675(ICA)^3 - 0.0000771(ICA)^2 + 0.01792(ICA) + 0.49239}$$

En donde:

EV= Evapotranspiración mensual sin corregir en cm

TE = Temperatura media mensual en °C

ICA = Índice de calor anual

Estos valores se encuentran tabulados para diferentes índices de calor anual (ICA) y de temperatura (TE). Para el caso del proyecto se hizo uso de la tabla No. 17 .

Para temperaturas mayores a 26.5 °C no hay influencia del índice de calor, por lo que la evapotranspiración potencial sin corregir, sólo es función directa de la temperatura. Se obtiene de la tabla No. 18 .

Factor de corrección por latitud (FC). Este factor se debe a los diferentes valores de iluminación que ocurren a diferentes latitudes, lo cual influye en la evapotranspiración. Se obtiene de las tablas 19 y 20 , para Latitudes Norte y Sur respectivamente, en las que existe el valor de dicho factor para cada uno de los meses del año. Para la elaboración de estas tablas, se utiliza la latitud en la que se encuentra la estación meteorológica de que se trate.

Evapotranspiración potencial mensual corregida (EP). Se obtiene multiplicando el valor de evapotranspiración potencial sin corregir (EV), por el factor de corrección por Latitud (FC), se obtiene en cm.

$$EP = EV * FC$$

TABLA. No. 16 INDICE DE CALOR MENSUAL (ICM)

T °C	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
0			0.01	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07
1	0.09	0.10	0.12	0.13	0.15	0.16	0.18	0.20	0.21	0.23
2	0.25	0.27	0.29	0.31	0.33	0.35	0.37	0.39	0.42	0.44
3	0.46	0.48	0.51	0.53	0.56	0.58	0.61	0.63	0.66	0.69
4	0.71	0.74	0.77	0.80	0.82	0.85	0.88	0.91	0.94	0.97
5	1.00	1.03	1.06	1.09	1.12	1.16	1.19	1.22	1.25	1.29
6	1.32	1.35	1.39	1.42	1.46	1.49	1.52	1.56	1.59	1.63
7	1.66	1.70	1.74	1.77	1.81	1.85	1.89	1.92	1.96	2.00
8	2.04	2.08	2.12	2.15	2.19	2.23	2.27	2.31	2.35	2.39
9	2.44	2.48	2.52	2.56	2.60	2.64	2.69	2.73	2.77	2.81
10	2.86	2.90	2.94	2.99	3.03	3.08	3.12	3.16	3.21	3.25
11	3.30	3.34	3.39	3.44	3.48	3.53	3.58	3.62	3.67	3.72
12	3.76	3.81	3.86	3.91	3.96	4.00	4.05	4.10	4.15	4.20
13	4.25	4.30	4.35	4.40	4.45	4.50	4.55	4.60	4.65	4.70
14	4.75	4.81	4.86	4.91	4.96	5.01	5.07	5.12	5.17	5.22
15	5.28	5.33	5.38	5.44	5.49	5.55	5.60	5.65	5.71	5.76
16	5.82	5.87	5.93	5.98	6.04	6.10	6.15	6.21	6.26	6.32
17	6.38	6.44	6.49	6.55	6.61	6.66	6.72	6.78	6.84	6.90
18	6.95	7.10	7.07	7.13	7.19	7.25	7.31	7.37	7.43	7.49
19	7.55	7.61	7.67	7.73	7.79	7.85	7.91	7.97	8.03	8.10
20	8.16	8.22	8.28	8.34	8.41	8.47	8.53	8.59	8.66	8.72
21	8.78	8.85	8.91	8.97	9.04	9.10	9.17	9.23	9.29	9.36
22	9.42	9.49	9.55	9.62	9.68	9.75	9.82	9.88	9.95	10.01
23	10.08	10.15	10.21	10.28	10.35	10.41	10.48	10.55	10.62	10.68
24	10.75	10.82	10.89	10.95	11.02	11.09	11.16	11.23	11.30	11.37
25	11.44	11.50	11.57	11.64	11.71	11.79	11.85	11.92	11.99	12.06
26	12.13	12.21	12.28	12.35	12.42	12.49	12.56	12.63	12.70	12.78
27	12.85	12.92	12.99	13.07	13.17	13.21	13.28	13.36	13.43	13.50
28	13.58	13.65	13.72	13.80	13.87	13.94	14.02	14.09	14.17	14.24
29	14.32	14.39	14.47	14.54	14.62	14.69	14.77	14.84	14.92	14.99
30	15.07	15.15	15.22	15.30	15.38	15.45	15.53	15.61	15.68	15.76
31	15.84	15.92	15.99	16.07	16.15	16.23	16.30	16.38	16.40	16.54
32	16.62	16.70	16.78	16.85	16.93	17.01	17.09	17.17	17.25	17.33
33	17.41	17.49	17.57	17.65	17.73	17.81	17.89	17.97	18.05	18.13
34	18.22	18.30	18.38	18.45	18.54	18.62	18.70	18.79	18.87	18.95
35	19.03	19.11	19.20	19.20	19.36	19.45	19.53	19.61	19.69	19.78
36	19.86	19.95	20.05	20.11	20.20	20.28	20.36	20.45	20.53	20.62
37	20.70	20.79	20.87	20.96	21.04	21.13	21.21	21.30	21.38	21.46
38	21.56	21.64	21.73	21.81	21.90	21.99	22.07	22.16	22.25	22.23
39	22.42	22.51	22.59	22.68	22.77	22.86	22.95	23.03	23.12	23.21
40	23.30									

TABLA No. 17 EVAPOTRANSPIRACION MENSUAL EN CM

T °C	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02
1	0.02	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.07	0.07
2	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17
3	0.18	0.20	0.21	0.22	0.23	0.25	0.26	0.28	0.29	0.31
4	0.32	0.34	0.36	0.37	0.39	0.41	0.43	0.44	0.46	0.48
5	0.50	0.52	0.54	0.56	0.58	0.61	0.63	0.65	0.67	0.70
6	0.72	0.74	0.77	0.79	0.82	0.84	0.87	0.89	0.92	0.95
7	0.97	1.00	1.03	1.06	1.09	1.12	1.15	1.18	1.21	1.24
8	1.27	1.30	1.33	1.36	1.40	1.43	1.46	1.50	1.53	1.57
9	1.60	1.64	1.67	1.71	1.74	1.78	1.82	1.85	1.89	1.93
10	1.97	2.01	2.05	2.09	2.13	2.17	2.21	2.25	2.29	2.33
11	2.38	2.42	2.46	2.51	2.55	2.59	2.64	2.68	2.73	2.78
12	2.82	2.87	2.92	2.96	3.01	3.06	3.11	3.16	3.21	3.26
13	3.30	3.36	3.41	3.46	3.51	3.56	3.61	3.67	3.72	3.77
14	3.83	3.88	3.93	3.99	4.04	4.10	4.16	4.21	4.27	4.33
15	4.38	4.44	4.50	4.56	4.62	4.68	4.74	4.80	4.86	4.92
16	4.98	5.04	5.10	5.16	5.23	5.29	5.35	5.42	5.48	5.55
17	5.61	5.68	5.74	5.81	5.87	5.94	6.01	6.08	6.14	6.21
18	6.28	6.35	6.42	6.49	6.56	6.63	6.70	6.77	6.84	6.91
19	6.99	7.06	7.13	7.21	7.28	7.35	7.43	7.50	7.58	7.66
20	7.73	7.81	7.88	7.96	8.04	8.12	8.20	8.27	8.35	8.43
21	8.51	8.59	8.67	8.75	8.84	8.92	9.00	9.08	9.16	9.25
22	9.33	9.41	9.50	9.58	9.67	9.75	9.84	9.93	10.01	10.10
23	10.19	10.27	10.36	10.45	10.54	10.63	10.72	10.81	10.90	10.99
24	11.08	11.17	11.26	11.35	11.44	11.54	11.63	11.72	11.82	11.91
25	12.01	12.10	12.20	12.29	12.39	12.49	12.58	12.68	12.78	12.87
26	12.97	13.07	13.17	13.27	13.37	13.47	13.57	13.67	13.77	13.87

TABLA No. 18 PARA TEMPERATURAS MAYORES A 26.5 °C

T °C	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
26						13.50	13.59	13.68	13.77	13.86
27	13.95	14.03	14.12	14.20	14.29	14.37	14.45	14.53	14.62	14.70
28	14.78	14.86	14.94	15.01	15.09	15.17	15.24	15.32	15.39	15.47
29	15.54	15.61	15.68	15.75	15.82	15.89	15.95	16.02	16.08	16.15
30	16.21	16.27	16.33	16.40	16.46	16.52	16.58	16.63	16.69	16.74
31	16.80	16.85	16.91	16.96	17.02	17.07	17.12	17.17	17.21	17.26
32	17.31	17.35	17.40	17.44	17.49	17.53	17.57	17.61	17.64	17.68
33	17.72	17.76	17.79	17.83	17.86	17.90	17.93	17.96	17.99	18.02
34	18.08	18.08	18.10	18.13	18.15	18.18	18.20	18.22	18.25	18.27
35	18.29	18.31	18.32	18.34	18.35	18.37	18.38	18.39	18.41	18.42
36	18.43	18.44	18.45	18.45	18.46	18.47	18.47	18.48	18.48	18.49
37	18.49	18.49	18.49	18.50	18.50	18.50				
38	18.50									

TABLA No. 19 FACTOR DE CORRECCION (FC) POR LATTITUD (LATTITUD NORTE)

T °C	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
0	1.04	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04
1	1.04	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04
2	1.04	0.94	1.04	1.01	1.05	1.02	1.04	1.04	1.01	1.04	1.00	1.03
3	1.03	0.94	1.03	1.01	1.05	1.02	1.05	1.04	1.01	1.04	1.00	1.03
4	1.03	0.93	1.03	1.02	1.06	1.03	1.05	1.05	1.01	1.03	1.00	1.02
5	1.02	0.93	1.03	1.02	1.06	1.03	1.06	1.05	1.01	1.03	0.99	1.02
6	1.02	0.93	1.03	1.02	1.06	1.04	1.06	1.05	1.01	1.03	0.99	1.01
7	1.01	0.92	1.03	1.02	1.07	1.04	1.07	1.06	1.01	1.03	0.99	1.01
8	1.01	0.92	1.03	1.03	1.07	1.05	1.07	1.06	1.01	1.02	0.98	1.00
9	1.00	0.92	1.03	1.03	1.08	1.05	1.08	1.06	1.02	1.02	0.98	1.00
10	1.00	0.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99
11	0.99	0.91	1.03	1.03	1.09	1.06	1.09	1.07	1.02	1.02	0.97	0.99
12	0.99	0.91	1.03	1.04	1.09	1.07	1.10	1.07	1.02	1.01	0.97	0.98
13	0.98	0.91	1.03	1.04	1.10	1.07	1.10	1.08	1.02	1.01	0.96	0.98
14	0.98	0.91	1.03	1.04	1.10	1.08	1.11	1.08	1.02	1.01	0.96	0.97
15	0.97	0.91	1.03	1.04	1.11	1.08	1.12	1.08	1.02	1.01	0.96	0.97
16	0.97	0.91	1.03	1.04	1.11	1.09	1.12	1.09	1.02	1.01	0.95	0.96
17	0.96	0.91	1.03	1.05	1.12	1.09	1.13	1.09	1.02	1.00	0.94	0.96
18	0.96	0.90	1.03	1.05	1.12	1.10	1.13	1.10	1.02	1.00	0.94	0.95
19	0.95	0.90	1.03	1.05	1.13	1.10	1.14	1.10	1.02	1.00	0.93	0.95
20	0.95	0.90	1.03	1.05	1.13	1.11	1.14	1.11	1.02	1.00	0.93	0.94
21	0.94	0.89	1.03	1.05	1.13	1.11	1.15	1.11	1.02	1.00	0.92	0.94
22	0.94	0.89	1.03	1.06	1.14	1.12	1.15	1.11	1.02	0.99	0.92	0.93
23	0.93	0.89	1.03	1.06	1.14	1.13	1.16	1.12	1.02	0.99	0.92	0.92
24	0.93	0.89	1.03	1.06	1.15	1.14	1.16	1.12	1.02	0.99	0.91	0.92
25	0.93	0.88	1.03	1.06	1.15	1.14	1.17	1.12	1.02	0.99	0.91	0.91
26	0.92	0.88	1.03	1.07	1.16	1.15	1.17	1.12	1.02	0.99	0.91	0.91
27	0.92	0.88	1.03	1.07	1.16	1.15	1.18	1.13	1.02	0.99	0.90	0.90
28	0.91	0.87	1.03	1.07	1.17	1.15	1.18	1.13	1.03	0.99	0.90	0.90
29	0.91	0.87	1.03	1.07	1.17	1.15	1.19	1.13	1.03	0.98	0.89	0.89
30	0.90	0.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88
31	0.90	0.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	0.98	0.88	0.88
32	0.89	0.86	1.03	1.08	1.19	1.18	1.21	1.15	1.03	0.98	0.88	0.87
33	0.88	0.86	1.03	1.09	1.19	1.19	1.20	1.15	1.03	0.98	0.87	0.86
34	0.88	0.86	1.03	1.09	1.20	1.20	1.22	1.16	1.03	0.97	0.87	0.86
35	0.87	0.85	1.03	1.09	1.21	1.21	1.23	1.16	1.03	0.97	0.86	0.85
36	0.87	0.85	1.03	1.10	1.21	1.22	1.24	1.16	1.03	0.97	0.86	0.84
37	0.86	0.85	1.03	1.10	1.22	1.23	1.25	1.17	1.04	0.97	0.85	0.83
38	0.85	0.84	1.03	1.10	1.23	1.24	1.25	1.17	1.04	0.97	0.84	0.83
39	0.85	0.84	1.03	1.11	1.23	1.24	1.26	1.18	1.04	0.96	0.84	0.82
40	0.84	0.83	1.03	1.11	1.24	1.25	1.27	1.18	1.04	0.96	0.83	0.81
41	0.83	0.83	1.03	1.11	1.25	1.22	1.27	1.19	1.04	0.96	0.82	0.80
42	0.82	0.82	1.03	1.12	1.26	1.27	1.28	1.19	1.04	0.96	0.82	0.79
43	0.81	0.82	1.02	1.12	1.26	1.28	1.29	1.20	1.04	0.95	0.81	0.77
44	0.81	0.81	1.02	1.12	1.27	1.29	1.30	1.20	1.04	0.95	0.80	0.76
45	0.80	0.81	1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	0.95	0.79	0.75
46	0.79	0.80	1.02	1.13	1.29	1.30	1.32	1.22	1.04	0.94	0.79	0.74
47	0.77	0.80	1.02	1.14	1.30	1.32	1.33	1.22	1.05	0.94	0.78	0.73
48	0.76	0.79	1.02	1.14	1.31	1.33	1.34	1.23	1.05	0.93	0.77	0.72
49	0.75	0.79	1.02	1.15	1.32	1.34	1.35	1.24	1.05	0.92	0.76	0.71
50	0.74	0.78	1.02	1.15	1.33	1.36	1.36	1.25	1.06	0.92	0.76	0.70

TABLA No. 20 FACTOR DE CORRECCIÓN (FC) POR LATITUD (LATITUD SUR).

T °C	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
15	1.12	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.97	1.00	1.00	1.07	1.07	1.12
16	1.12	0.99	1.05	0.98	0.98	0.93	0.97	1.00	1.00	1.07	1.07	1.13
17	1.13	0.99	1.05	0.98	0.97	0.93	0.96	0.99	1.00	1.07	1.07	1.13
18	1.13	0.99	1.05	0.97	0.97	0.92	0.95	0.99	1.00	1.08	1.08	1.14
19	1.14	1.00	1.05	0.97	0.96	0.92	0.95	0.99	1.00	1.08	1.08	1.14
20	1.14	1.00	1.05	0.97	0.96	0.91	0.94	0.98	1.00	1.08	1.09	1.15
21	1.15	1.00	1.05	0.97	0.96	0.91	0.94	0.98	1.00	1.08	1.09	1.15
22	1.15	1.01	1.05	0.96	0.95	0.90	0.93	0.98	1.00	1.09	1.09	1.16
23	1.16	1.01	1.05	0.96	0.95	0.89	0.93	0.98	1.00	1.09	1.00	1.17
24	1.17	1.01	1.05	0.96	0.94	0.89	0.93	0.97	1.00	1.09	1.00	1.17

Movimiento de humedad en el suelo (MH). Se refiere a la cantidad de agua que pasa a formar parte o es obtenida de la humedad almacenada en el suelo, se obtiene en cm.

El cálculo de este concepto se lleva a cabo en forma similar al del funcionamiento de un vaso de almacenamiento. Se tiene un ingreso cuando la precipitación es mayor a la evapotranspiración, y un egreso, si la primera no es suficiente para satisfacer las necesidades de las plantas, utilizándose la humedad almacenada en el suelo hasta agotarla. Más adelante se describirá con detalle la humedad en el suelo.

Su cálculo debe iniciarse en el mes en que la precipitación (PR) supere a la evapotranspiración (EP), pudiéndose presentar los siguientes casos:

- 1) $HA = 0$ y $PR < EP$ entonces: $MH = 0$
- 2) $HA = 0$
 $HA < 10$ y $PR > EP$ entonces: $MH = PR - EP$ (hasta un máximo de 10 cm)
- 3) $HA > 0$ y $PR < EP$ entonces: $MH^* = EP - PR$ (hasta utilizar toda la reserva de agua en el suelo).

* A este movimiento de agua del suelo hacia la atmósfera, se le conoce como aprovechamiento de la humedad almacenada en el suelo.

Humedad almacenada en el suelo (HA). Es el valor del contenido de agua en el suelo, al final de cada mes, se obtiene en cm.

Es igual al valor de la humedad almacenada (HA) en el mes anterior, más la suma algebraica del movimiento de humedad en el suelo (MH) del mes de que se trate. Como se especificó con anterioridad, se ha adoptado un valor medio de 10 cm como capacidad de almacenamiento de agua en el suelo.

Demasía de agua (DA). Es la diferencia positiva que existe entre la precipitación (PR) y la evapotranspiración (EP), restándole la cantidad que pasa a formar parte de la reserva de agua en el suelo, o sea el valor absoluto del movimiento de humedad, que en este caso signo positivo. La suma de los valores mensuales da la demasía anual (DAA), se obtiene en cm.

Evapotranspiración real (ER). Es la evapotranspiración que se presenta en un área determinada, en función del agua disponible total.

La evapotranspiración real, puede presentar los siguientes casos:

- Cuando la precipitación (PR) es igual o mayor que la evapotranspiración potencial (EP).

Cuando esto sucede, no hay limitante de agua y por lo tanto se evapotranspira todo lo que señala el valor de evapotranspiración potencial.

Si $PR \geq EP$, $ER = EP$

- Cuando la precipitación (PR) es menor que la evapotranspiración potencial mensual corregida (EP).

En este caso se evapotranspira sólo lo que aporta la lluvia más el movimiento de humedad en el suelo.

Si $PR < EP$, $ER = PR + MH$

Deficiencia de agua (DE). Es una función directa de la evapotranspiración potencial (EP) y la evapotranspiración real (ER). La diferencia da por resultado el valor de la deficiencia y la suma de los valores mensuales, da la deficiencia anual (DEA), se obtiene en cm.

Escurrimiento (ES). Para el análisis del escurrimiento se hacen las siguientes consideraciones:

- En forma general, las cuencas permiten escurrir sólo el 50% de las demasías habidas en ese mes.
- Del 50% restante, la mitad escurrirá en el mes siguiente y la otra mitad se infiltra o se evapora.

En base a lo anterior, el valor del escurrimiento para un mes determinado, será igual al 50% del valor de la demasía de ese mismo mes, más la mitad de lo que dejó de escurrir el mes anterior.

El valor mínimo práctico de escurrimiento a tomar en cuenta es de 1 cm, y se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$ES = DAN/4 + DAC/2$$

En donde:

DAC = demasía del mes en curso

DAN = demasía del mes anterior

Relación pluvial (RP). Se calcula con base en la fórmula:

$$RP = (PR - EP) / EP$$

En donde:

PR = precipitación mensual en cm

EP = evapotranspiración mensual en cm.

La utilidad de estos valores radica en facilitar el análisis directo de la relación entre los valores de la precipitación y la evapotranspiración. A continuación se explica esta relación:

CUANDO:

INDICA:

$$RP = 0 \quad \text{_____} \quad PR = EP$$

$$RP > 0 \quad \text{_____} \quad PR > EP$$

$$RP < 0 \quad \text{_____} \quad PR < EP$$

Indice de humedad (IH). Se obtiene en % a partir de la fórmula:

$$IH = (100 DAA) / EPA$$

En donde:

DAA = demasía anual de agua en cm

EPA = evapotranspiración potencial anual corregida en cm.

Indice de aridez (IA). Se obtiene en % empleando la siguiente fórmula:

$$IA = (100 DEA) / EPA$$

En donde:

DEA = deficiencia anual de agua en cm.

Indice pluvial (IP). Es una función de la demasía, la deficiencia de agua y la evapotranspiración anual, se obtiene en %.

$$IP = (100 DAA - 60 DEA) / EPA$$

Como: $DAA = (IH * EPA) / 100$ y $DEA = (IA * EPA) / 100$

$$IP = IH - 0.6 IA$$

Concentración térmica en el verano (CT). Se obtiene en % aplicando la siguiente fórmula:

$$CT = (100 * \Sigma EPN) / EPA$$

En donde:

EPN = suma de las EP de los tres meses consecutivos con temperatura media más alta.

Fórmula del clima. Con los valores de los índices anteriores, se procede a determinar la fórmula del clima, de acuerdo a los siguientes conceptos:

CATEGORIA DE HUMEDAD	INDICE PLUVIAL (IP)
REGIMEN DE HUMEDAD	INDICE DE ARIDEZ (IA) INDICE DE HUMEDAD (IH)
CATEGORIA DE TEMPERATURA	EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL ANUAL (EPA)
REGIMEN DE TEMPERATURA	CONCENTRACION TERMICA DE VERANO (CT)

El tipo de clima se determina con base en los parámetros que se indican en los siguientes cuadros:

Categoría de humedad

SIMBOLO	CARACTER	INDICE PLUVIAL (IP) %	
		de:	a:
PA	SUPER HUMEDO	>	100
PB	MUY HUMEDO	80	100
PC	HUMEDO	60	80
PD	SEMIHUMEDO	40	60
PE	MODERADAMENTE	20	40
PF	HUMEDO	0	20
PG	LIGERAMENTE HUMEDO	-20	0
PH	SEMISECO	-40	-20
PI	SECO	-60	-40
	ARIDO		
	$IP = IH - 0.6 IA$		

Régimen de humedad.

SIMBOLO	CARACTER	INDICE EN % DE ARIDEZ (IA)
	CLIMAS HUMEDOS (PA al PF)	
HA	Pequeña o nula deficiencia de agua	0 - 16.7
HB	Moderada deficiencia de agua estival	16.7 - 33.3
HC	Moderada deficiencia de agua	16.7 - 33.3
HD	invernal	> - 33.3
HE	Gran deficiencia de agua estival	> - 33.3
	Gran deficiencia de agua invernal	
	$IA = (100 DEA) / EPA$	
	CLIMAS SECOS (PG al PI)	DE HUMEDAD (IH)
SA	Pequeña o nula demasía de agua	
SB	Moderada demasía de agua estival	0 - 10
SC	Moderada demasía de agua invernal	10 - 20
SD	Gran demasía de agua estival	10 - 20
SE	Gran demasía de agua invernal	> - 20
		> - 20
	$IH = (100 DAA) / EPA$	

En el régimen de humedad, para los mismos valores de índices, tanto en climas húmedos como en climas secos, existen diferentes conceptos. Para la determinación del que

corresponda, se debe analizar la tabla de cálculo del clima, para saber en cuál estación del año ocurre la demasía o deficiencia de agua.

Categoría de temperatura.

SIMBOLO	CARACTER	EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL ANUAL (EPA) EN CM
TA	Cálido	> 114.0
TB	Semi - cálido	99.7 - 114.0
TC	Templado - cálido	85.5 - 99.7
TD	Templado - frío	71.2 - 85.5
TE	Semi - frío	57.0 - 71.2
TF	Frío	42.7 - 57.0
TG	Muy frío	28.5 - 42.7
TH	Extremadamente frío	14.2 - 28.5
TI	Glacial	< 14.2

Régimen de temperatura.

TIPO DE CONCENTRACIÓN DE VERANO	CONCENTRACIÓN TERMICA DE VERANO EN % (CT)
VA	< 48.0
VB	48.0 - 51.9
VC	51.9 - 56.3
VD	56.3 - 61.6
VE	61.6 - 68.0
VF	68.0 - 76.3
VG	76.3 - 88.0
VH	> 88.0

Si el tipo de concentración de verano coincide con su correspondiente categoría de temperatura, es decir, la misma letra que se anota en segundo término en ambas claves, será un régimen normal de calor para ese clima. Si esto no sucede, se describirá como un tipo de concentración más alto o más bajo que el que corresponde al clima, según ocurra.

Para la determinación del tipo de clima en la zona de el estudio se hizo uso de los registros de precipitación y temperatura de la estación climatológica de Acatlán Puebla, ya que se

consideraron representativos de la zona y contar con un número de años de registros considerable. El periodo de registros utilizados es de 1951 - 1983.
De la secuencia de cálculo antes descrita se obtuvieron los resultados que resumen en la tabla No 21.

TABLA No. 21 DETERMINACION DEL CLIMA POR THORNTHWAITE

ESTACION: ACATLAN		LATITUD: 18°02'30" NORTE										
PER. OBS.: 1951 - 1983		LONGITUD: 97°50'20" OESTE										
PROYECTO: LOS ZAPOTES, PUE.		ALTITUD: 1450.00 m.s.n.m.										
CONCEPTO	ENE DIC	FEB C	MAR ANUAL	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	
TE (°C)	20.50	21.90	24.30	26.30	26.90	25.90	25.10	25.30	24.80	23.90	22.40	21.30
PR (cm)	TEA	24.18										
IC	0.62	0.46	0.30	2.34	6.04	12.61	10.42	11.00	12.46	3.91	1.04	0.33
EV (cm)	PRA	61.52										
FC	9.55	9.55	11.15	12.47	12.87	12.16	11.63	11.58	11.18	10.83	9.74	8.99
EP (cm)	ICA	130.81										
MH (cm)	6.52	7.93	10.82	13.52	13.98	12.87	11.76	11.67	10.87	10.20	8.25	7.03
HA (cm)	0.96	0.90	1.03	1.05	1.12	1.10	1.13	1.10	1.02	1.00	0.94	0.95
DA (cm)	6.24	7.16	11.14	14.17	15.67	14.14	13.32	12.79	11.08	10.23	7.75	6.70
DE (cm)	EPA	130.39										
ER (cm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.37	-1.37	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.37	0.00	0.00	0.00
	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										
	5.63	6.71	10.84	11.83	9.63	1.52	2.90	1.79	0.00	4.95	6.71	6.36
	DEA	68.87										
	0.62	0.46	0.30	2.34	6.04	12.61	10.42	11.00	11.08	5.28	1.04	0.33
IH = 0	%											
IA = 52.817230	%											
IP = -31.690338	%											
CT = 38.954490	%											

De lo anterior se deduce las siguientes características sobre el clima de la región:

CONCEPTO

DESCRIPCION

Categoría de humedad

PH Seco

Régimen de humedad

SA Pequeña o nula demasía de agua

Categoría de temperatura

TA Cálido

Régimen de temperatura

VA Concentración normal de calor en verano

Climograma.

El climograma es una representación gráfica de algunos factores climáticos y tiene por objeto esquematizar las condiciones del balance de agua de una zona determinada.

El climograma se forma de los siguientes datos: precipitación media mensual (PR), evapotranspiración potencial mensual corregida (EP), humedad almacenada en el suelo (HA), deficiencia de agua (DE), demasía de agua (DA) y el aprovechamiento de la humedad almacenada.

La base del climograma está dada por la graficación de los datos de la evapotranspiración potencial mensual corregida (EP) y de la precipitación media mensual (PR), de las cuales derivan otras dos: evapotranspiración potencial (EP) más diez centímetros (EP + 10) y la precipitación más la humedad almacenada en el suelo (PR + HA), cuya suma coincide con la precipitación (PR), cuando no se tiene humedad almacenada en el suelo (PR + HA) = PR. La HA corresponde a la del mes inmediato anterior, o sea el agua que ya se encuentra almacenada en el suelo.

Las superficies que se encuentran sobre EP , limitadas por EP y (EP + 10), corresponden a la humedad almacenada en el suelo (HA) que tiene un valor máximo de 10 cm.

Las áreas comprendidas sobre (EP + 10) son las demasías de agua (DA), las cuales están limitadas por (PR + HA).

II.2.- Análisis de Escurrimiento

II.2.1.- El Escurrimiento

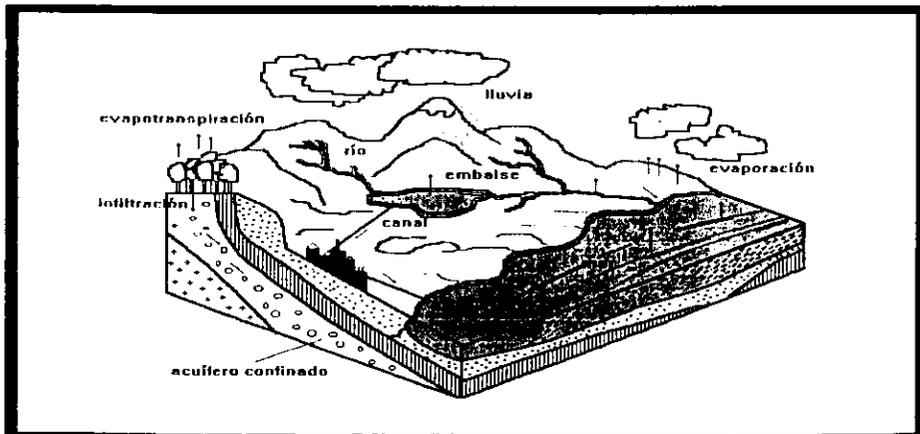
El escurrimiento es la parte de la lluvia que es drenada por las corrientes hacia la salida de una cuenca. Puede dividirse en escurrimiento directo, que es el producido por la lluvia no infiltrada y que escurre por la superficie; y en escurrimiento base, que es el producido por la aportación de los mantos acuíferos y en escurrimiento subsuperficial que se produce dentro del suelo sin haber alcanzado el nivel freático.

El escurrimiento superficial se ve afectado por dos tipos de factores: meteorológicos y fisiográficos. Dentro de los meteorológicos se pueden mencionar el tipo, la duración y la intensidad de la lluvia, la dirección, velocidad y distribución de la misma en la cuenca. Entre los fisiográficos están las características físicas de la cuenca, como son: superficie, pendiente, tipo y uso de suelo y humedad del mismo, etc.

Proceso del Escurrimiento

Al producirse la lluvia, una parte del agua es interceptada por objetos y vegetación existentes en la zona que impiden su llegada al suelo, por lo que se le denomina interceptada. Otra parte se infiltra, dependiendo de la capacidad de infiltración del terreno, que se define como la cantidad máxima de agua que es capaz de absorber en la unidad de tiempo, y de la cual se hablara más adelante. Por último, otra parte de esa lluvia puede quedarse sobre la superficie, llenando las depresiones del terreno, constituyendo lo que se conoce como almacenaje por depresión, que no origina escurrimiento superficial debido a que se evapora o es absorbida por la vegetación o se infiltra simplemente, todo lo anterior conforma un ciclo hidrológico. Ver figura siguiente.

FIG. No. 13 EL CICLO HIDROLOGICO



Lluvia en Exceso

La parte de la lluvia que produce escurrimiento directo se llama lluvia en exceso y su intensidad es igual a la diferencia entre la intensidad de la precipitación y la capacidad de infiltración, una vez que las depresiones del terreno han sido llenadas totalmente.

Por lo que la diferencia entre el volumen de agua que llueve en una cuenca y el que escurre por su salida, recibe el nombre de pérdidas.

En general las pérdidas están constituidas por la intercepción en el follaje de las plantas, la retención en depresiones, la evaporación y la infiltración.

Lo anterior pone de manifiesto la importancia de conocer que parte o porcentaje de las precipitaciones llegan a producir finalmente escurrimiento directo, es decir, lluvia en exceso.

Si P es la precipitación total que ocurre en la cuenca durante una tormenta, la ecuación de balance hídrico será:

$$P = L + E + Sd + F + Pex$$

en la cual:

L = altura de lluvia detenida por la intercepción, es decir, retenida por la vegetación, la que retornará a la atmósfera por evaporación durante o después de la tormenta.

E = altura de agua retenida por evaporación del suelo y superficies de agua. Este término puede, por lo general, ser despreciado debido a su reducido valor comparado con Sd y F .

Sd = lámina de agua correspondiente al almacenaje en las depresiones superficiales.

F = altura de agua absorbida por el suelo (infiltración)

Pex = altura de lluvia en exceso, es la porción de la precipitación total que llega a la salida de la cuenca como escurrimiento superficial directo.

Infiltración

Es el movimiento del agua a través de la superficie del suelo y hacia adentro del mismo, producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares.

La infiltración juega un papel importante en la relación lluvia-escurrimiento y por lo tanto en las problemas de diseño y predicción asociados a la dimensión y operación de obras hidráulicas.

Durante el proceso de infiltración, el agua primero satisface la deficiencia de humedad del suelo y el excedente pasa a formar parte del agua subterránea.

A la rapidez con que el agua permite el ingreso del agua al subsuelo, en una condición dada, se le llama capacidad de infiltración. Experiencias y observaciones han demostrado que dicha capacidad decrece exponencialmente con el tiempo hasta un valor prácticamente constante.

Factores que afectan la capacidad de infiltración.

- a) Estructura del suelo. La estructura del suelo, varía a medida que se va saturando; inicialmente cuando está seco o poco húmedo, presenta alta capacidad de infiltración, conforme aumenta la humedad los materiales finos se expanden, las grietas se cierran gradualmente y por lo tanto, decrece la conductividad hidráulica.
- b) Fuerzas capilares y aire atrapado en el suelo. Estos elementos producen efectos contrarios al de la estructura del suelo, esto es, la resistencia inicial que ambos factores presentan al avance de agua infiltrada, se va traduciendo con el tiempo.
- c) Cobertura vegetal. Esta favorece la infiltración al proteger al suelo del impacto directo de la lluvia que compacta la superficie del mismo e introduce partículas finas en las grietas y poros mayores. Las raíces de las plantas mantienen abierta la estructura del suelo.
- d) Temperatura y viscosidad del flujo. La temperatura del agua afecta su viscosidad y por ello se han obtenido para el mismo suelo, velocidades de infiltración menores en invierno que en verano.

Medición de la infiltración.

Los infiltrómetros permiten determinar la capacidad de infiltración en pequeñas áreas cerradas, aplicando artificialmente el agua al terreno. Sus medidas son locales por lo que deben tomarse con ciertas reservas, los resultados pueden aplicarse a cuencas pequeñas homogéneas. Cuando la cuenca es grande y no homogénea en cuanto al suelo y vegetación, deberá de subdividirse en áreas parciales que aproximadamente lo sean y utilizar los infiltrómetros en cada una de ellas. Existen diferentes tipos de infiltrómetros, pero para fines descriptivos se ilustrará el funcionamiento del infiltrómetro de cilindros concéntricos:

Consiste de dos cilindros abiertos por sus dos bases, con una altura de unos 15cm y unidos entre sí para mantenerse concéntricos al hincarlos parcialmente en el suelo a una profundidad del orden de 5 a 10 centímetros. El diámetro del cilindro interior es de unos 20 cm y el del exterior de 40 cm.

Al llenar los cilindros con agua, se debe procurar conservar el mismo nivel en ambos, pues el objeto del anillo exterior es evitar que el agua dentro del aro inferior se expanda lateralmente en una área mayor.

El procedimiento de la prueba consiste en añadir en el cilindro interior una cantidad conocida de agua (cm^3), hasta cubrir del orden de 10 mm la marca correspondiente a una

lámina de 5 mm, sobre el terreno. Transcurrido un cierto tiempo, que debe medirse, el agua alcanzará la marca y se repite la operación añadiendo una cantidad conocida de agua. Al dividir los volúmenes agregados de agua entre el área del cilindro interior, se obtienen las láminas infiltradas mismas que al ser divididas entre los intervalos medidos se obtienen las capacidades de infiltración, en mm / hr.

La construcción de la curva de capacidad de infiltración se realiza llevando a las ordenadas los valores calculados de la velocidad de infiltración (mm / hr) y en el eje de las abscisas los tiempos acumulados, en horas o minutos.

II.2.1.1.- Medición del Escurrimiento

Las estaciones de aforos son los lugares en los cuales se practican, sistemáticamente, observaciones para conocer el régimen de una corriente.

Existen diversos procedimientos para aforar una corriente, los que se pueden agrupar como sigue:

- a) Método de la sección de control
- b) Método de la sección y pendiente
- c) Método de la sección y velocidad

Método de la sección de control.

Es necesaria la existencia de una sección donde la energía específica sea mínima; esto puede tenerse natural o artificialmente, sea que exista un levantamiento en el fondo del cauce, un estrechamiento de la sección o una combinación de ambos, o bien que se construya una obra para provocar el tirante crítico en la sección.

Método de la sección y pendiente.

La aplicación de este criterio requiere del conocimiento topográfico del tramo del río donde se quiere conocer el gasto y el nivel del agua para ese gasto en las secciones inicial y final del tramo. Partiendo de las fórmulas de Manning y de Continuidad, se calcula el gasto en una sección del tramo como:

$$Q = (A/n) r^{2/3} s^{1/2}$$

donde:

$$A = (A_1 + A_2) / 2 \quad \text{promedio de áreas de las secciones inicial y final}$$

$$r = (r_1 + r_2) / 2 \quad \text{promedio del radio hidráulico de las secciones inicial y final}$$

$$s = (h_2 - h_1) / L \quad \text{pendiente del gradiente de energía}$$

Método de la sección y velocidad.

Es el criterio más aplicable en los ríos y está basado en el principio de continuidad.

$$Q = VA$$

donde:

Q = gasto que pasa por una sección en m^3/s

V = velocidad media de la corriente en m/s

A = área de la sección en m^2

Es necesario conocer la sección para valorar su área a diferentes elevaciones del agua. El método se reduce a medir en la sección la elevación y velocidad media del agua para calcular el gasto. El área también se puede obtener dividiendo la sección en franjas verticales, midiendo la velocidad media en cada una de ellas, por lo que el gasto sería.

$$Q = \sum A_i V_i$$

donde:

A_i = área de las franjas verticales, en m^2

V_i = velocidad de cada una de las franjas, en m/s

Para la obtención del gasto en una sección de aforos es necesario conocer la elevación del agua, el área hidráulica para diferentes tirantes y la velocidad media de la corriente.

Medición de elevaciones. La elevación del agua se obtiene por medio de aparatos manuales o automáticos. Los manuales reciben el nombre de limnómetros; el más usual consiste en una regla graduada que se introduce en la corriente, tiene el inconveniente de que la información está sujeta al número de lecturas que se hagan en el día; la lectura máxima puede registrarse por medio de pintura soluble en el agua que se añade a la regla, pero sin conocerse la hora ni duración de la misma.

Los aparatos automáticos miden elevaciones del agua con respecto al tiempo y se les denomina limnógrafos. Consisten en un flotador ligado a una aguja que marca en un papel de registro que está montado sobre un cilindro, el cual funciona por medio de un mecanismo de relojería. El registro de un limnógrafo permite conocer la elevación máxima y la hora exacta en que se presenta.

Medición del área hidráulica. Para obtener una mayor exactitud en la medición de un gasto, el área hidráulica de la sección se puede dividir en fajas verticales.

Si la sección casi no varía, es posible obtener su contorno en época de estiaje, lo cual permite calcular el área de las fajas verticales para diferentes elevaciones del agua.

Por el contrario, si la sección varía constantemente, es necesario medir la profundidad de cada faja vertical, para lo cual se utiliza un escandallo, que es un peso de plomo de forma aerodinámica suspendido por un cable de acero.

Medición de velocidades. Es necesario conocer la velocidad media en cada una de las fajas en que se haya dividido la sección, debido a que la velocidad de la corriente varía a lo largo de la sección.

Se considera que la distribución de la velocidad en una vertical tiene la forma de una parábola como la de la figura siguiente.

La velocidad media de una franja vertical se puede obtener por cualquiera de los tres criterios siguientes:

- Considerando el promedio de las velocidades que se midan al 20 y 80 por ciento del tirante, a partir del nivel de la superficie del agua.
- Cuando los tirantes son pequeños, la velocidad media se considera como la medida al 60 por ciento del tirante.
- La velocidad media se puede considerar como el promedio de las velocidades medidas al 20, 60 y 80 por ciento del tirante.

El aparato que se utiliza comúnmente para medir las velocidades del agua a diferentes profundidades es un molinete, que consiste en una hélice que gira sobre un eje montado sobre un depósito de suspensión, transmitiendo su movimiento a un sistema registrador que permite conocer el número de revoluciones. La relación entre la velocidad de la corriente y las revoluciones del molinete se determina en laboratorio.

Generalmente al hacer una medición al molinete se liga al escandallo, a una distancia conveniente arriba del plomo.

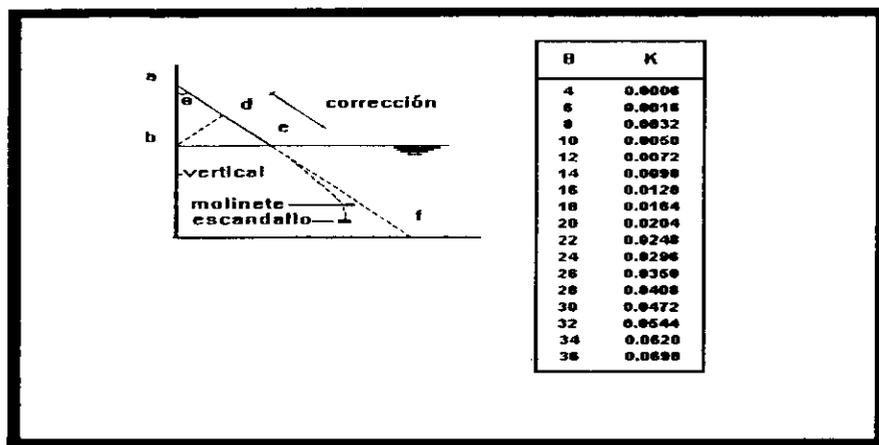
Debido a que el cable no permanece vertical al introducirlo en la corriente, es necesario hacer una corrección en la longitud para tener el valor exacto de la profundidad. Dicha corrección se hace por medio de la fórmula:

$$bc = (1 - K) ef$$

donde:

K = Es un coeficiente que depende del ángulo θ

FIG. No. 14 DETERMINACION DEL COEFICIENTE K



Curva de Elevaciones-Gastos. Conociendo los gastos para diferentes elevaciones, se puede dibujar una curva continua que relacione los parámetros anteriores, cuando la sección sea constante y el régimen establecido. En la mayoría de los casos, la curva de gastos de una sección, es parabólica, sin embargo, puede mostrar algunas irregularidades si el control cambia entre gastos bajos y altos, o si la sección transversal es irregular.

La utilidad básica de la curva de gastos, consiste en permitir inferir rápidamente el gasto de un instante, con sólo conocer la elevación de la superficie.

II.2.2.- Estimación del escurrimiento en base a la información climatológica del sitio del proyecto

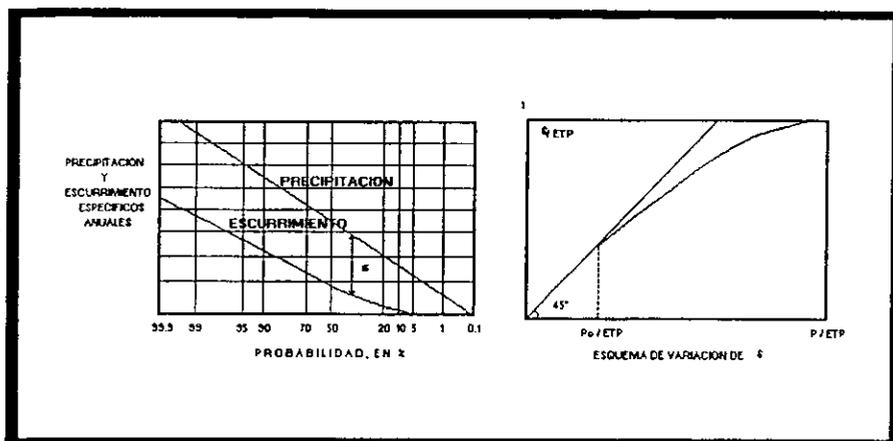
Generalmente sobre los arroyos o corrientes de poca importancia no se cuenta con registros hidrométricos que proporcionen la información necesaria para la estimación y posible aprovechamiento del escurrimiento, por lo que se hace necesario inferir este mediante otras metodologías.

Para estimar los volúmenes escurridos anuales de una corriente se puede hacer uso de la información meteorológica disponible, principalmente los valores de precipitación y temperatura media anual, para esto se cuenta con diferentes metodologías que se tratarán a continuación.

II.2.2.1.- Método de Temez

J.R. Temez (1973) contrastó las funciones de distribución de probabilidades de precipitaciones y escurrimientos específicos de numerosas cuencas con aforos, encontrando que los valores de ambas magnitudes corresponden a una misma probabilidad, ligando a estas por una relación esquematizada a continuación en la figura No. 15.

FIG. No. 15 ESQUEMA DEL PLANTEAMIENTO TEORICO



Tal relación está definida por la ecuación siguiente:

$$V' = 0 \text{ para } P \leq 0$$

y para $P > P_o$:

$$V' = ((P - P_o)^2) / (P + ETP + -2 P_o)$$

en donde:

V' = volumen específico anual, en milímetros.

P = precipitación anual en la cuenca, en milímetros.

P_o = precipitación anual que no produce escurrimiento, en milímetros.

ETP =evapotranspiración potencial en la cuenca, en milímetros.

El escurrimiento específico anual se obtiene empleando la siguiente ecuación:

$$V'_a = V_a / (1000 A)$$

siendo, V_a el volumen escurrido anual en m^3 y A el área de cuenca en Km^2 .

Lluvia mínima eficaz.

Temez denomina a la precipitación anual que no produce escurrimiento (P_o) como 'lluvia mínima eficaz' e indica este que la información hidrométrica disponible en la zona se pueda emplear para su obtención, después de haber estimado su valor en las cuencas con aforos.

A continuación se describe la forma de determinar la precipitación anual que no produce escurrimiento (P_o):

- obtener los registros de precipitación de la estación pluviométrica base
- obtener los registros de los escurrimientos anuales de la cuenca con aforos
- se construye un diagrama de dispersión entre el escurrimiento específico anual y la precipitación anual de la cuenca
- se determina el grado de correlación
- se obtiene la ecuación de regresión correspondiente con la cual se determina el valor de la lluvia anual que no produce escurrimiento (P_o) en milímetros y que equivale a la ordenada al origen, cuando los escurrimientos específicos anuales se llevaron al eje de las abscisas.

Evapotranspiración potencial.

La evapotranspiración potencial es la cantidad de agua que será consumida por una superficie completamente cubierta de vegetación, cuando existe suficiente agua en el suelo.

C.W. Thornthwaite correlacionó la temperatura mensual con la evapotranspiración determinada por medio de balances hídricos en diversos sitios en donde encontró la siguiente relación:

$$ETP' = 16 (10 T / I)^a$$

en la cual:

ETP' = evapotranspiración potencial mensual, en milímetros, para meses teóricos de 30 días con 12 horas diarias de insolación. También se conoce como evapotranspiración potencial sin corregir.

T = temperatura media mensual del aire, en °C.

I = índice de calor anual, igual a la suma de los doce índices mensuales del año

en análisis:

$$I = \sum_{i=1}^{12} i$$

siendo i , igual a:

$$i = (T / 5)^{1.514}$$

a = exponente, cuya expresión es:

$$a = 6.75 \cdot 10^{-7} I^3 - 7.71 \cdot 10^{-5} I^2 + 1.792 \cdot 10^{-2} I + 0.49239$$

Al tener en cuenta la duración real del mes (d) y el número máximo de horas de sol (N) según la latitud del lugar, se obtiene la evapotranspiración potencial corregida, la cual se calcula con la ecuación siguiente:

$$ETP = ETP' (d / 30)(N / 12)$$

Cuando la temperatura media mensual es superior a 26.5 °C, la ETP' se obtiene directamente de la tabla No. 18.

DETERMINACION DE LA LLUVIA ANUAL QUE NO PRODUCE ESCURRIMIENTO (P₀)

RECTA DE REGRESION

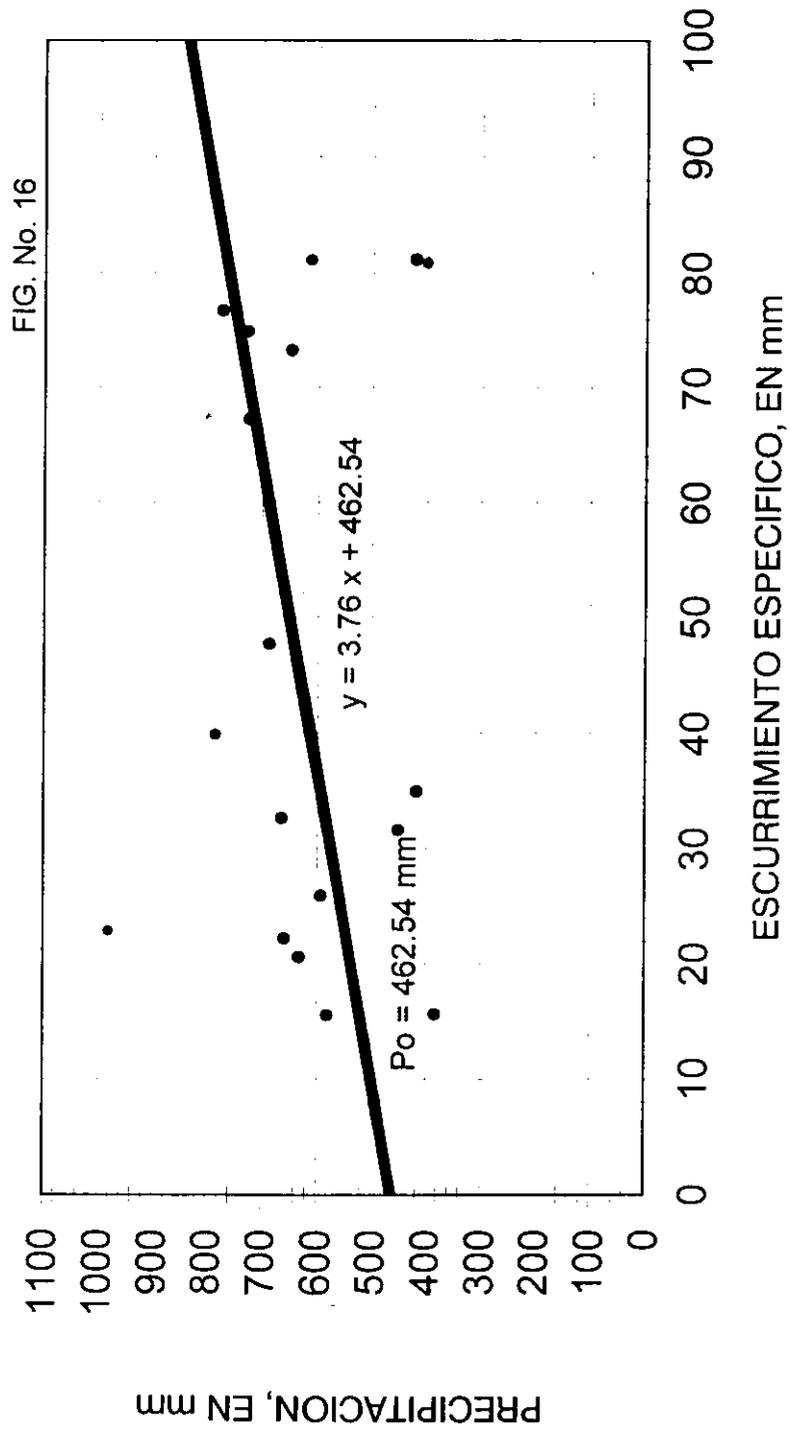


TABLA No. 22 ESCURRIMIENTOS REGISTRADOS EN LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA TONAHUJTLA (miles de m3)

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964	35	61	58	321	200	11223	8928	3481	11254	1879	75	0	37515
1965	0	0	0	0	4237	3483	0	10047	1977	2181	93	46	22064
1966	41	40	49	233	2466	3499	7318	15602	10398	10350	807	302	51105
1967	162	90	53	934	763	2139	73	2750	8721	3212	361	185	194443
1968	267	166	100	835	3030	12219	1071	476	5657	0	0	0	23821
1969	0	0	0	0	0	992	817	6453	16651	2022	683	193	27811
1970	172	0	0	0	0	1226	2504	2760	806	774	189	133	8564
1971	0	0	0	0	0	5234	1186	2462	5851	19090	95	0	33918
1972	0	0	0	2230	2576	8827	573	977	1072	75	309	100	16739
1973	0	0	0	0	0	2432	1487	3218	4111	849	421	432	12950
1974	195	111	594	0	0	39575	24256	5180	14869	1500	110	0	86390
1975	0	0	0	0	0	0	3830	3182	8437	721	238	210	16618
1976	318	458	269	489	997	994	21516	3061	2888	3374	431	240	35035
1977	308	220	65	514	4244	14763	312	8459	8709	3500	1090	164	42348
1978	72	101	54	1009	4750	24707	20970	8959	29924	5225	200	0	95971
1979	124	165	137	878	4631	22436	19938	7891	35148	6419	408	0	98173
1980	98	235	83	628	4535	21238	17836	7412	24039	4138	124	0	80366
1981	83	165	92	533	3950	17725	19625	6417	28741	4875	73	0	82279
1982	112	328	139	579	4479	29202	22153	9873	26611	3840	194	0	97510
1983	158	252	210	575	4487	21246	15116	4469	20829	4556	198	0	72096
SUMA	2145	2392	1903	9758	45345	243160	189507	113129	266693	78580	6099	2005	960716
PROM.	107.3	119.6	95.2	487.9	2267.3	12158.0	9475.4	5656.5	13334.7	3929.0	305.0	100.3	48035.8

TABLA No. 23 DURACION PROMEDIO MAXIMA DIARIA DE HORAS DE INSOLACION (N).

LAT. NORTE	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
0°	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1
5°	11.9	12.0	12.1	12.2	12.4	12.4	12.3	12.3	12.1	12.0	11.9	11.8
10°	11.6	11.8	12.1	12.3	12.6	12.7	12.6	12.4	12.2	11.9	11.7	11.5
15°	11.4	11.6	12.1	12.4	12.8	13.0	12.9	12.6	12.2	11.8	11.4	11.2
20°	11.1	11.4	12.0	12.6	13.1	13.3	13.2	12.8	12.3	11.7	11.2	10.9
25°	10.8	11.3	12.0	12.8	13.4	13.7	13.6	13.0	12.3	11.6	10.9	10.6
30°	10.5	11.1	12.0	12.9	13.7	14.1	13.9	13.2	12.4	11.5	10.7	10.2
35°	10.2	10.9	12.0	13.1	14.1	14.6	14.3	13.5	12.4	11.3	10.3	9.8
40°	9.7	10.6	12.0	13.3	14.4	15.0	14.7	13.7	12.5	11.2	10.0	9.4
45°	9.2	10.4	11.9	13.6	14.9	15.6	15.3	14.1	12.5	11.0	9.5	8.8
50°	8.6	10.1	11.9	13.8	15.5	16.3	15.9	14.5	12.6	10.8	9.1	8.1
55°	7.7	9.6	11.8	14.2	16.4	17.5	17.0	15.1	12.7	10.4	8.4	7.2
60°	6.8	9.1	11.8	14.6	17.2	18.7	18.0	15.6	12.7	10.1	7.6	6.3

Para la determinación de la precipitación anual que no produce escurrimiento, se utilizaron los registros de escurrimiento de la estación hidrométrica Tonahuixtla que se encuentra sobre el río Acatlán que es la más cercana a la del sitio del proyecto, y se consideraron los registros de precipitación de la estación pluviométrica Acatlán en el estado de Puebla para el período de 1965 - 1983, tales registros se correlacionaron para obtener la recta de regresión y obtener con esto la precipitación que no produce escurrimiento (P_o). En la figura No. 16 se puede observar la obtención de la (P_o).

Para ilustrar los cálculos necesarios de la aplicación del método, se realizara el procedimiento para el año de 1952, los años restantes se encuentran tabulados en la tabla No. 24.

AÑO: 1952

MES	T (°C)	P (mm)	MES	T (°C)	P (mm)	MES	T (°C)	P (mm)
ENE.	21.60	0.00	MAY.	26.50	114.60	SEP.	25.60	205.30
FEB.	22.90	0.00	JUN.	26.10	112.70	OCT.	22.8	0.00
MAR.	25.80	0.00	JUL.	25.60	65.50	NOV.	21.30	0.00
ABR.	26.40	40.50	AGO.	26.10	138.00	DIC.	23.40	22.50

$= (T / 5)^{1.514}$	$ETP' = 16 (10 T / I)^2$ (mm)	$ETP = ETP' (d / 30)(N / 12)$ (mm)
9.16	71.60	66.95
10.01	85.89	82.17
11.99	124.49	124.49
12.41	133.73	139.30
12.48	135.31	145.46
12.20	129.06	140.89
11.85	121.51	131.64
12.20	129.06	136.58
11.85	121.51	124.05
9.94	84.73	82.96
8.97	68.55	64.55
10.34	91.87	84.21

$I = \sum i = 133.46$
 $a = 6.75 \cdot 10^{-7} I^3 - 7.71 \cdot 10^{-5} I^2 + 1.792 \cdot 10^{-2} I + 0.49239 = 3.11$
 $P = 699.10 \text{ mm}$
 $Po = 462.54 \text{ mm}$
 $\sum ETP = 1323.31 \text{ mm}$
 $V' = ((P - Po)^2) / (P + ETP + -2 Po) = 50.99 \text{ mm}$

TABLA No. 24 ESCURRIMIENTOS ESPECIFICOS MEDIANTE TEMEZ

AÑO	TEMPERATURA (°C)	PRECIPITACION (mm)	ETP (mm)	V' (mm)
1951	24.83	549.7	1370.16	0.00
1952	24.51	699.1	1323.31	50.99
1953	25.08	479.0	1425.64	0.28
1954	24.53	546.3	1335.72	7.33
1955	24.15	743.9	1299.82	70.76
1956	23.83	619.2	1335.87	23.82
1957	24.58	587.5	1338.60	15.59
1958	24.56	1057.0	1313.09	244.50
1959	24.14	866.0	1276.56	133.00
1960	24.48	505.3	1334.60	1.99
1961	24.51	621.5	1338.30	24.43
1962	24.76	418.5	1363.53	0.00
1963	24.16	536.8	1297.70	6.06
1964	23.68	419.4	1229.40	0.00
1965	23.12	631.2	1170.60	33.44
1966	23.27	687.0	1194.84	52.65
1967	24.22	1011.0	1310.80	215.33
1968	22.42	658.0	1068.50	47.67
1969	23.77	594.0	1253.77	18.78
1970	25.53	492.6	1569.89	0.79
1971	24.21	452.0	1343.34	0.00
1972	23.54	383.5	1219.17	0.00
1973	23.44	686.0	1206.27	51.64
1974	23.29	607.8	1166.90	24.87
1975	23.46	581.8	1189.63	16.80
1976	23.50	663.5	1196.40	43.20
1977	23.63	772.6	1206.21	91.23
1978	24.37	317.1	1307.59	0.00
1979	24.29	562.2	1292.97	10.67
1980	24.18	728.9	1286.39	65.09
1981	23.48	775.3	1196.06	93.49
1982	24.57	323.2	1340.36	0.00
1983	23.93	725.7	1267.10	64.86

II.2.2.2.- Métodos basados en el déficit de escurrimiento

Fórmulas de Turc y Coutagne.

Los criterios de M. Turc y M. Coutagne para estimar el escurrimiento anual en una cuenca, se basan en las ecuaciones relativas al balance hídrico en una cuenca.

Para una cuenca cualquiera la ecuación de balance hídrico para un intervalo determinado, será igual a:

$$P = ETR + Q + \Delta R$$

siendo:

P = precipitación, en milímetros

ETR= evapotranspiración real, en milímetros

Q = excedentes de agua, escurrimientos e infiltraciones, en milímetros

ΔR = incremento o decremento en la reserva de agua utilizable por la vegetación en milímetros

Si se considera que el valor de las reservas al comienzo y al final del período considerado es igual o despreciable en comparación con los valores de P y Q (en un intervalo de gran duración, por ejemplo, un año)

se tiene que:

$$ETR = P - Q$$

El término ETR se conoce como Déficit de Escurrimiento, y su interés práctico reside en que su valor medio anual varía relativamente poco, si se consideran cuencas extensas fuera de las zonas montañosas.

Por lo que la ecuación anterior se puede considerar como:

$$E = P - ETR$$

en donde:

E = escurrimiento específico anual, en milímetros

Evapotranspiración real. Para la estimación de la evapotranspiración real de un área, se tienen tres parámetros que influyen y estos son: la temperatura, la precipitación y la radiación.

Coutagne propuso una fórmula que está en función de la temperatura (T) y la precipitación (P) medias anuales. Esta se basa en el hecho que si la precipitación anual (P) es reducida no existe escurrimiento y la evapotranspiración real es igual a tal precipitación. En cambio, si P es muy grande el déficit de escurrimiento desciende a un valor límite correspondiente a la saturación, por lo que para interpolar entre estos dos casos extremos se emplean expresiones exponenciales de la precipitación. A continuación se presenta tal ecuación:

$$ETR = P - \lambda P^2$$

$$\text{en donde: } \lambda = 1 / (0.80 + 0.14 T)$$

La fórmula sólo es aplicable para valores de la precipitación media anual (P) comprendidas entre $1 / 8\lambda$ y $1 / 2\lambda$, estando ETR y P en metros y T en °C.

Si P es menor que $1 / 8\lambda$ la ETR es igual a la precipitación, es decir, no existe escurrimiento; si la P es mayor que $1 / 2\lambda$ la ETR es prácticamente independiente de P y su valor está dado por la ecuación siguiente:

$$ETR = 0.20 + 0.035T$$

Turc a partir de observaciones realizadas en diversas cuencas distribuidas por todos los climas del mundo, encontró otra relación para la estimación de la evapotranspiración real, siendo esta:

$$ETR = P / \sqrt{0.90 + (P^2 / L^2)}$$

siendo:

$$L = 300 + 25T + 0.05 T^3$$

estando ETR y P en milímetros y T en °C.

La limitación de esta fórmula es que para $P < 0.31L$ daría una ETR mayor que la precipitación, por lo tanto, en tales casos habrá que considerar a $ETR = P$.

Se describirá el procedimiento de cálculo para el año de 1951 y en la tabla No. 25 se resumen los resultados de los siguientes años.

Fórmula de Coutagne:

Para una temperatura $T = 24.83$ °C y una precipitación $P = 549.7$ mm medias anuales se tiene:

$$\lambda = 1 / (0.80 + 0.14 * (24.83)) = 0.23385$$

por lo que: $1 / 8\lambda = 0.5345$ y $1 / 2\lambda = 2.1381$

ya que: $P = 549.7 \text{ mm} \Rightarrow 0.5497 \text{ m}$

como: $1 / 8\lambda < P < 1 / 2\lambda$ se tiene

$ETR = 0.54977 - (0.23385)(0.5497)^2 = 0.4790 \text{ m}$

y se obtiene un escurrimiento específico de

$E = 549.7 - 479.0 = 70.66 \text{ mm}$

Fórmula de Turc:

Para una $T = 24.83 \text{ }^\circ\text{C}$ y una $P = 549.7 \text{ mm}$ se tiene:

$L = 300 + 25(24.83) + 0.05(24.83)^3 = 1686.17$

se obtiene:

$ETR = 549.7 / \sqrt{(0.9 + (549.7^2 / 1686.17^2))} = 547.98 \text{ mm}$

por lo que el escurrimiento específico será:

$E = 549.77 - 547.48 = 1.71 \text{ mm}$

TABLA No. 25 ESCURRIMIENTOS ESPECIFICOS (E) CON LOS CRITERIOS DE COUTAGNE Y
TURC.

AÑO	TEMPERATURA (°C)	PRECIPITACION (mm)	C O U T A G N E		T U R C	
			ETR (mm) (mm)	E	ETR (mm) (mm)	E
1951	24.83	549.7	479.0	70.66	547.98	1.71
1952	24.51	699.1	583.6	115.50	672.79	26.31
1953	25.08	479.0	425.8		484.37	
1954	24.53	546.3	475.8	70.48	543.73	2.56
1955	24.15	743.9	611.5	132.36	704.80	39.10
1956	23.83	619.2	526.5	92.69	602.82	16.38
1957	24.58	587.5	506.1	81.38	580.09	7.41
1958	24.56	1057.0	793.4	163.60	924.19	132.80
1959	24.14	866.0	686.5	179.43	793.71	72.29
1960	24.48	505.3	444.9		506.75	
1961	24.51	621.5	530.2	91.28	608.83	12.67
1962	24.76	418.5	377.4		426.64	
1963	24.16	536.8	467.9	68.89	533.79	3.00
1964	23.68	419.4	376.6		425.25	
1965	23.12	631.2	532.5	98.69	607.92	23.28
1966	23.27	687.0	570.6	116.31	653.09	33.90
1967	24.22	1011.0	767.1	243.89	889.63	121.36
1968	22.42	658.0	580.0	109.92	623.56	34.44
1969	23.77	594.0	508.5	85.47	581.37	12.63
1970	25.53	492.6	437.1		498.25	
1971	24.21	452.0	403.2		456.97	
1972	23.54	383.5	347.5		391.00	
1973	23.44	686.0	570.7	115.29	653.76	32.24
1974	23.29	607.8	516.8	90.98	590.02	17.78
1975	23.46	581.8	498.9	82.87	569.35	12.45
1976	23.50	663.5	555.8	107.64	636.54	26.96
1977	23.63	772.6	627.3	145.29	720.98	51.61
1978	24.37	317.1	293.2		327.46	
1979	24.29	562.2	486.9	75.24	556.69	5.50
1980	24.18	728.9	601.9	126.94	693.52	35.38
1981	23.48	775.3	628.2	146.11	721.29	54.00
1982	24.57	323.2	298.5		333.69	
1983	23.93	725.7	598.8	126.89	688.78	36.91

II.2.2.3.- Método de Langbein

En 1962 W.B. Langbein propuso un método que esta basado en una relación única entre:

$$P / Ft \text{ y } V / Ft$$

en donde:

P = precipitación anual

V = escurrimiento específico anual

Ft = factor de temperatura

Cuando P y V se toman en milímetros y T, la temperatura media del año se expresa en °C, Ft se obtiene con la siguiente ecuación:

$$Ft = 10^{(0.027 T + 1.886)}$$

La relación entre P / Ft y V / Ft está dada en la tabla No. 26.

TABLA No. 26 RELACION P/Ft - V/Ft

P / Ft	V / Ft						
0	0.009	3	0.200	6	1.9	10	5.0
1	0.026	4	0.475	7	2.7	12	7.0
2	0.075	5	1.000	8	3.4	14	9.0

Aunque los estudios realizados por Langbein se realizaron para zonas de los E.U. La Organización Meteorológica Mundial considera que trabajando con el método a nivel mundial se obtienen resultados confiables.

Se calculará para fines descriptivos el año de 1951 el escurrimiento específico y los resultados restantes se resumen en la tabla No. 27.

Tomando la temperatura media anual de 1951 como T = 24.83 °C se tiene:

$$Ft = 10^{(0.027 \cdot 24.83 + 1.886)} = 360.09$$

por lo que para P = 549.7 mm

$$P / Ft = 549.7 / 360.09 = 1.52$$

ahora interpolando la relación en la tabla anterior se tiene.

para P / Ft = 1.52 , V / Ft = 0.047

por lo que el escurrimiento específico será:

$$V = 0.047 (360.09) = 16.92 \text{ mm}$$

TABLA No. 27 ESCURRIMIENTOS ESPECIFICOS (V) POR EL METODO DE
LANGBEIN.

AÑO	TEMPERATURA (°C)	PRECIPITACION (mm)	P / Ft	V / Ft	V (mm)
1951	24.83	549.7	1.52	0.047	16.92
1952	24.51	699.1	1.98	0.073	25.77
1953	25.08	479.0	1.31	0.037	13.53
1954	24.53	546.3	1.54	0.048	16.96
1955	24.15	743.9	2.16	0.095	32.79
1956	23.83	619.2	1.83	0.064	21.66
1957	24.58	587.5	1.66	0.055	19.49
1958	24.56	1057.0	2.98	0.197	69.75
1959	24.14	866.0	2.51	0.139	47.95
1960	24.48	505.3	1.43	0.043	15.15
1961	24.51	621.5	1.76	0.060	21.18
1962	24.76	418.5	1.17	0.032	11.47
1963	24.16	536.8	1.55	0.049	16.92
1964	23.68	419.4	1.25	0.035	11.73
1965	23.12	631.2	1.95	0.071	22.98
1966	23.27	687.0	2.10	0.087	28.53
1967	24.22	1011.0	2.92	0.190	65.87
1968	22.42	658.0	2.12	0.090	27.89
1969	23.77	594.0	1.76	0.60	20.23
1970	25.53	492.6	1.31	0.038	14.29
1971	24.21	452.0	1.30	0.037	12.82
1972	23.54	383.5	1.15	0.031	10.30
1973	23.44	686.0	2.08	0.085	28.07
1974	23.29	607.8	1.86	0.066	21.59
1975	23.46	581.8	1.76	0.060	19.84
1976	23.50	663.5	2.00	0.075	24.86
1977	23.63	772.6	2.31	0.114	39.09
1978	24.37	317.1	0.91	0.023	8.04
1979	24.29	562.2	1.61	0.032	18.11
1980	24.18	728.9	2.10	0.087	30.09
1981	23.48	775.3	2.35	0.119	39.40
1982	24.57	323.2	0.91	0.023	8.15
1983	23.93	725.7	2.13	0.091	30.98

II.2.2.4.- Método de Smith

R.L. Smith examinó los datos de aproximadamente 250 cuencas en los E.U. y Puerto Rico, encontrando una relación empírica entre el coeficiente de escurrimiento y el llamado Índice Climático de la cuenca (BCI), dicha relación se muestra en la figura No. 17.

El BCI está definido por la expresión siguiente:

$$BCI = 40.9 \sum_{1}^{12} (P_i / (18 T_i + 220))^{1.11}$$

en donde:

BCI = índice climático de la cuenca, adimensional

P_i = precipitación mensual, en milímetros

T_i = temperatura media mensual, en °C

A continuación se calculara el escurrimiento específico para el año de 1951, los resultados de los siguientes años se resumen en la tabla No. 28.

MES	T	P	MES	T	P	MES	T	P
ENE.	21.0	6.18	MAY.	26.7	60.38	SEP.	25.9	86.00
FEB.	22.0	4.55	JUN.	26.8	126.15	OCT.	24.1	2.50
MAR.	24.8	3.03	JUL.	25.4	107.10	NOV.	25.1	4.50
ABR.	27.4	23.38	AGO.	26.1	126.00	DIC.	22.6	0.00

12

$$\sum_{1}^{12} (P_i / (18 T_i + 200))^{1.11} = 0.63636$$

1

por lo que el índice climático de la cuenca será:

$$BCI = 40.9 (0.63636) = 26.03$$

de la figura No. 17 se obtiene: C = 0.012

por lo que el volumen específico será:

$$V = 0.012 (549.70) = 6.59 \text{ mm}$$

RELACION ENTRE EL INDICE CLIMATICO DE LA CUENCA Y EL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

FIG. No. 17

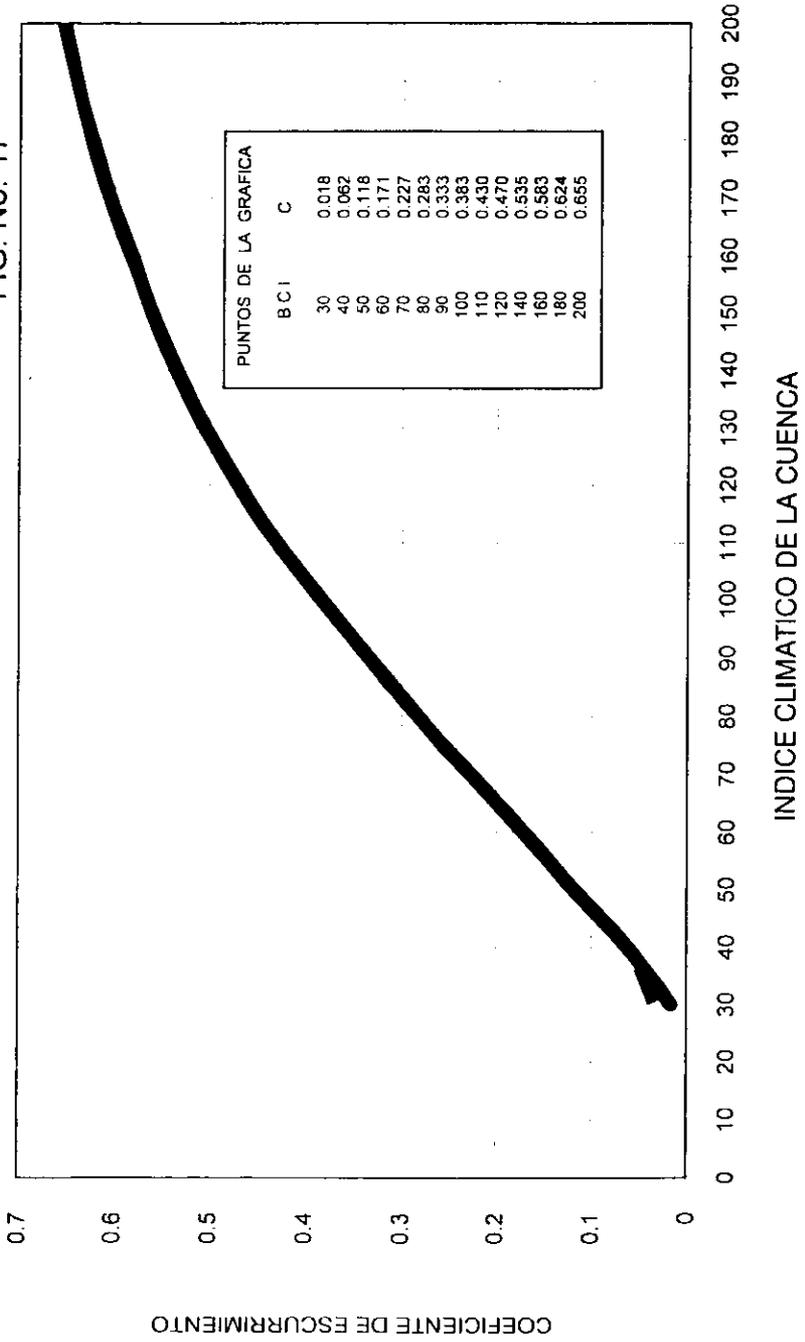


TABLA No. 28 ESCURRIMIENTOS ESPECIFICOS (V) CON EL CRITERIO DE SMITH.

AÑO	TEMPERATURA (°C)	PRECIPITACION (mm)	BCI	C	V (mm)
1951	24.83	549.7	26.03	0.012	6.59
1952	24.51	699.1	34.43	0.036	25.16
1953	25.08	479.0	22.52	0.010	4.79
1954	24.53	546.3	26.91	0.013	7.10
1955	24.15	743.9	38.73	0.056	41.65
1956	23.83	619.2	31.74	0.024	14.86
1957	24.58	587.5	27.84	0.014	8.23
1958	24.56	1057.0	57.91	0.159	168.06
1959	24.14	866.0	44.55	0.087	75.34
1960	24.48	505.3	24.90	0.012	6.06
1961	24.51	621.5	30.87	0.020	12.43
1962	24.76	418.5	20.25	0.008	3.35
1963	24.16	536.8	26.09	0.013	6.98
1964	23.68	419.4	19.96	0.008	3.35
1965	23.12	631.2	33.18	0.031	19.57
1966	23.27	687.0	34.58	0.037	25.42
1967	24.22	1011.0	51.24	0.124	125.36
1968	22.42	658.0	35.57	0.042	27.63
1969	23.77	594.0	37.01	0.048	28.51
1970	25.53	492.6	22.40	0.010	4.93
1971	24.21	452.0	20.89	0.008	3.62
1972	23.54	383.5	17.89	0.005	1.92
1973	23.44	686.0	34.99	0.039	26.75
1974	23.29	607.8	31.62	0.023	13.98
1975	23.46	581.8	29.94	0.022	12.79
1976	23.50	663.5	33.41	0.032	21.23
1977	23.63	772.6	40.26	0.063	48.67
1978	24.37	317.1	16.31	0.004	1.27
1979	24.29	562.2	28.43	0.015	8.43
1980	24.18	728.9	37.09	0.049	35.72
1981	23.48	775.3	40.63	0.064	49.61
1982	24.57	323.2	14.58	0.002	0.65
1983	23.93	725.7	37.21	0.049	35.56

ESTAS PAGES NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

II.2.2.5.- Coeficiente de escurrimiento

Para la evaluación del coeficiente de escurrimiento anual la Dirección General de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural de la S.A.R.H., se apoyo en la clasificación de tipos de suelos y coberturas o usos del mismo del U.S. Soil Conservation Service.

El S.C.S. establece que las propiedades hidrológicas de un suelo o grupo de suelos son un factor esencial en el proceso de generación del escurrimiento a partir de la precipitación por lo que se hará uso del parámetro hidrológico: velocidad de infiltración descrito en el apartado II.2.1.1.

El parámetro velocidad de infiltración indicador del potencial de escurrimiento del suelo y base de la clasificación de los suelos con fines hidrológicos por el S.C.S. en los cuatro Grupos A, B, C y D descritos en el apartado I.2.3.

Según las experiencias de la Dirección General de Obras Hidráulicas el coeficiente de escurrimiento (C) se evalúa con las fórmulas siguientes:

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

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

en donde:

C = coeficiente de escurrimiento, adimensional

P = precipitación anual, en milímetros

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

TABLA No. 29 PARAMETRO k DE LA FORMULA DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ANUAL, EN FUNCION DEL TIPO DE SUELO Y COBERTURA VEGETAL

CUBIERTA (O USO) DEL SUELO	TIPO DE SUELO		
	A	B	C
BARBECHO, AREAS INCULTAS Y DESNUDAS	0.26	0.28	0.30
CULTIVOS:	0.24	0.27	0.30
en hilera	0.24	0.27	0.30
legumbres o rotación de pradera	0.24	0.27	0.30
granos pequeños			
PASTIZAL:			
% del suelo cubierto y pastoreo			
más del 75 % ---- Poco	0.14	0.20	0.28
del 50 al 75 % ---- Regular	0.20	0.24	0.30
menos del 50 % ---- Excesivo	0.24	0.28	0.30
BOSQUE:			
cubierta más del 75 %	0.07	0.16	0.24
cubierta del 50 al 75 %	0.12	0.22	0.26
cubierta del 25 al 50 %	0.17	0.26	0.28
cubierta menos del 25 %	0.22	0.28	0.30
cascos y zonas con edificaciones	0.26	0.29	0.32
caminos, incluyendo derechos de vía	0.27	0.30	0.33
pradera permanente	0.18	0.24	0.30

Para la cuenca en estudio se encontró que el tipo de suelo es B y con una cobertura de pastizal que cubre el 62.57 % de la superficie de la misma.

Obteniendo de la tabla No. 29.

$$k = 0.24$$

Ya que $k > 0.15$ se empleara la segunda fórmula

$$C = 0.24 \left(\frac{P - 250}{2000} \right) + \left(\frac{0.24 - 0.15}{1.5} \right)$$

$$\Rightarrow C = 1.2 \cdot 10^{-4} (P - 250) + 0.06$$

entonces para el año de 1951 con una $P = 549.7$ mm se tiene:

$$C = 1.2 \cdot 10^{-4} (549.7 - 250) + 0.06 = 0.095964$$

finalmente se tiene un escurrimiento especifico de:

$$V = 0.095964 (549.7) = 52.75 \text{ mm}$$

TABLA No. 30 ESCURRIMIENTO ESPECIFICO (V), MEDIANTE EL
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.

AÑO	TEMPERATURA (°C)	PRECIPITACION (mm)	C	V (mm)
1951	24.83	549.7	0.0959	52.75
1952	24.51	699.1	0.1139	79.62
1953	25.08	479.0	0.0875	41.90
1954	24.53	546.3	0.9555	52.20
1955	24.15	743.9	0.1193	88.72
1956	23.83	619.2	0.1043	64.58
1957	24.58	587.5	0.1005	59.04
1958	24.56	1057.0	0.1568	165.77
1959	24.14	866.0	0.1339	115.97
1960	24.48	505.3	0.0906	45.79
1961	24.51	621.5	0.1046	64.99
1962	24.76	418.5	0.8022	33.57
1963	24.16	536.8	0.0944	50.68
1964	23.68	419.4	0.0803	33.68
1965	23.12	631.2	0.1057	66.74
1966	23.27	687.0	0.1124	77.24
1967	24.22	1011.0	0.1513	152.98
1968	22.42	658.0	0.1089	71.69
1969	23.77	594.0	0.1013	60.16
1970	25.53	492.6	0.0891	43.89
1971	24.21	452.0	0.0842	38.07
1972	23.54	383.5	0.0760	29.15
1973	23.44	686.0	0.1123	77.05
1974	23.29	607.8	0.1029	62.56
1975	23.46	581.8	0.0998	58.07
1976	23.50	663.5	0.1096	72.73
1977	23.63	772.6	0.1227	94.80
1978	24.37	317.1	0.0680	21.58
1979	24.29	562.2	0.0974	54.79
1980	24.18	728.9	0.1174	85.62
1981	23.48	775.3	0.1230	95.38
1982	24.57	323.2	0.0688	22.23
1983	23.93	725.7	0.1171	84.97

II.2.3.- Estimación del escurrimiento en función de la hidrometría de una cuenca aledaña

Como ya se menciona en la mayoría de las cuencas no existe una estación hidrométrica que registre los escurrimientos que se producen en las mismas, por lo que se hace necesario recurrir a información hidrométrica disponible en cuencas aledañas o cercanas a la del sitio sin información. La transportación de información hidrométrica de una cuenca a otra se basa en la similitud de las mismas, por lo que se importante tener conocimiento de las características físicas de ambas cuencas.

El caso más simple se tiene cuando el lugar donde se requiere la información, está próximo a una estación de aforos que se ubica sobre la misma corriente. En este caso, se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$V_x = (A_x / A_d) V_d$$

en donde:

V_x = volumen anual estimado, en Hm^3

A_x = área de la cuenca sin datos, en Km^2

A_d = área de la cuenca de la estación hidrométrica, en Km^2

V_d = volumen escurrido anual en la estación hidrométrica, en Hm^3 .

Pero cuando las cuencas no son colindantes, sino que únicamente están próximas y dentro de la misma región fisiográfica es necesario tomar en cuenta la información de precipitación de la estación base de la cuenca sin registros y la información hidrométrica de la cuenca aforada, a continuación se describirá el procedimiento para este caso.

II.2.3.1.- Coeficientes de escurrimiento mensuales regionales

En la corriente del río Grande, donde se localiza el proyecto, no se cuenta con alguna estación hidrométrica que registre sus escurrimientos, la estación hidrométrica más cercana se localiza sobre el río Acatlán, siendo esta la estación Tonahuixtla, la que cifra un escurrimiento de 48.2 millones de m^3 durante el período de 1964 a 1983.

Para estimar el escurrimiento se hizo uso de la transportación de información hidrométrica, la cual se basa en las similitudes climáticas y fisiográficas entre cuencas para estimar los volúmenes anuales en una cuenca, a partir de la información registrada en otra.

Para obtener los escurrimientos hasta el sitio de proyecto se basó en la obtención de los coeficientes de escurrimiento mensual de la cuenca drenada hasta la estación Tonahuixtla, tomando en cuenta que la estación climatológica base para la cuenca es la de Acatlán, Puebla, que tiene una precipitación media anual de 561.1 mm, con la que se obtuvo un volumen llovido medio anual en la cuenca de 609.4 millones de metros cúbicos con un coeficiente de escurrimiento medio de 7.91%.

Al coeficiente de escurrimiento mensual resultante de la cuenca de la estación Tonahuixtla, se incrementó en un 30% por concepto de ajuste por tamaño de la cuenca del proyecto "Los Zapotes".

Para obtener el escurrimiento mensual hasta el sitio de proyecto, se relacionó el coeficiente de escurrimiento obtenido anteriormente, con los datos de precipitación mensual registrados en la estación Zapotitlan Palmas, el área de cuenca hasta el sitio "los Zapotes" y el factor de ajuste por precipitación de la estación base; resultando un volumen de escurrimiento en la cuenca del proyecto de 15.96 millones de metros cúbicos.

La secuencia de calculo se resume en la tabla No. 31 y los escurrimientos en la tabla No. 32.

II.3.- Presentación de resultados

Para observar los períodos de registro estimados con cada criterio y la magnitud y fluctuación de los volúmenes escurridos anuales, se presentan los resultados en la tabla No. 33 y se representan en un gráfico estos, ver figura la No. 18.

TABLA No. 31 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964	8.0	0.0	0.0	4.0	80.0	96.0	73.0	32.0	39.0	1.0	17.0	0.0	350.0
1965	21.0	3.2	11.0	0.0	69.0	141.0	8.0	121.0	25.0	20.5	0.0	21.0	440.7
1966	0.0	0.0	15.0	47.0	97.0	60.0	98.0	71.0	147.0	96.0	0.0	0.0	631.0
1967	1.0	0.0	11.0	72.0	74.0	47.0	0.0	86.0	151.0	68.0	0.0	6.0	516.0
1968	12.0	20.0	0.0	50.0	168.0	238.0	31.0	8.0	32.0	36.0	4.0	12.0	611.0
1969	29.0	0.0	54.0	13.0	49.0	76.0	36.0	240.0	30.0	65.0	0.0	0.0	592.0
1970	0.0	4.0	0.0	0.0	49.0	104.0	110.0	92.0	62.0	14.0	0.0	0.0	435.0
1971	2.0	0.0	0.0	22.0	20.0	131.0	32.0	88.0	152.0	58.0	2.0	2.0	509.0
1972	16.0	0.0	6.0	66.0	54.0	202.0	88.0	70.0	12.0	2.0	27.0	0.0	543.0
1973	0.0	0.0	0.0	26.0	30.0	232.0	120.0	59.0	180.0	82.0	0.0	11.0	740.0
1974	0.0	0.0	22.0	0.0	72.0	268.7	63.0	0.0	162.0	2.0	5.1	0.0	594.8
1975	6.0	0.0	0.0	0.0	217.8	159.0	80.0	100.0	96.0	16.0	0.0	0.0	674.8
1976	0.0	0.0	6.0	47.0	160.0	90.0	260.0	22.0	64.0	56.0	10.0	0.0	715.0
1977	0.0	2.0	0.0	12.0	132.0	140.0	0.0	148.0	101.0	28.0	12.0	0.0	575.0
1978	0.0	6.0	18.0	32.0	50.0	144.0	16.0	22.0	62.0	10.0	5.1	0.0	365.1
1979	2.0	2.0	0.0	38.0	54.0	38.0	228.0	83.0	382.0	26.0	0.0	12.0	865.0
1980	26.0	6.0	0.0	24.0	102.0	102.0	77.7	77.6	106.1	36.3	5.1	4.3	567.1
1981	9.1	3.2	10.7	33.7	110.2	169.3	98.5	98.4	134.6	46.0	6.5	5.5	725.7
1982	4.7	1.6	5.5	17.4	56.8	87.3	50.8	50.7	56.4	23.7	3.3	2.8	374.0
1983	5.2	1.8	6.1	19.3	63.0	92.3	56.3	51.2	70.0	26.3	3.7	3.1	398.8
SUMA	142.0	49.8	165.3	523.4	1707.8	2617.6	1526.3	1519.9	2077.6	712.8	100.8	79.7	11223.0
ROMEDIK	7.1	2.5	8.3	26.2	85.4	130.9	76.3	76.0	103.9	35.6	5.0	4.0	561.2
VOL LLO	7.7	2.7	9.0	28.4	92.7	142.1	82.9	82.5	112.8	38.7	5.5	4.3	609.4
VOL ESC	0.1	0.1	0.1	0.5	2.4	12.3	9.6	5.6	13.3	3.9	0.3	0.1	48.2
COEF 1/	1.297	3.698	1.114	1.759	2.588	8.654	11.383	6.785	11.789	10.076	5.481	2.311	7.909
COEF 2/	1.686	4.807	1.448	2.287	3.364	11.250	15.058	8.821	15.326	13.099	7.125	3.004	10.282

EL VOLUMEN LLOVIDO CORRESPONDE A LA CUENCA DEL RIO ACATLAN (1086 KM2)

EL VOLUMEN ESCURRIDO CORRESPONDE A LOS REGISTRADOS EN LA ESTACION

TONAHUITLA SOBRE EL RIO ACATLAN (MM3)

1/ COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO EN PORCENTAJE

2/ COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO AJUSTADO POR TAMAÑO DE CUENCA PARA EL PROYECTO LOS ZAPOTES.

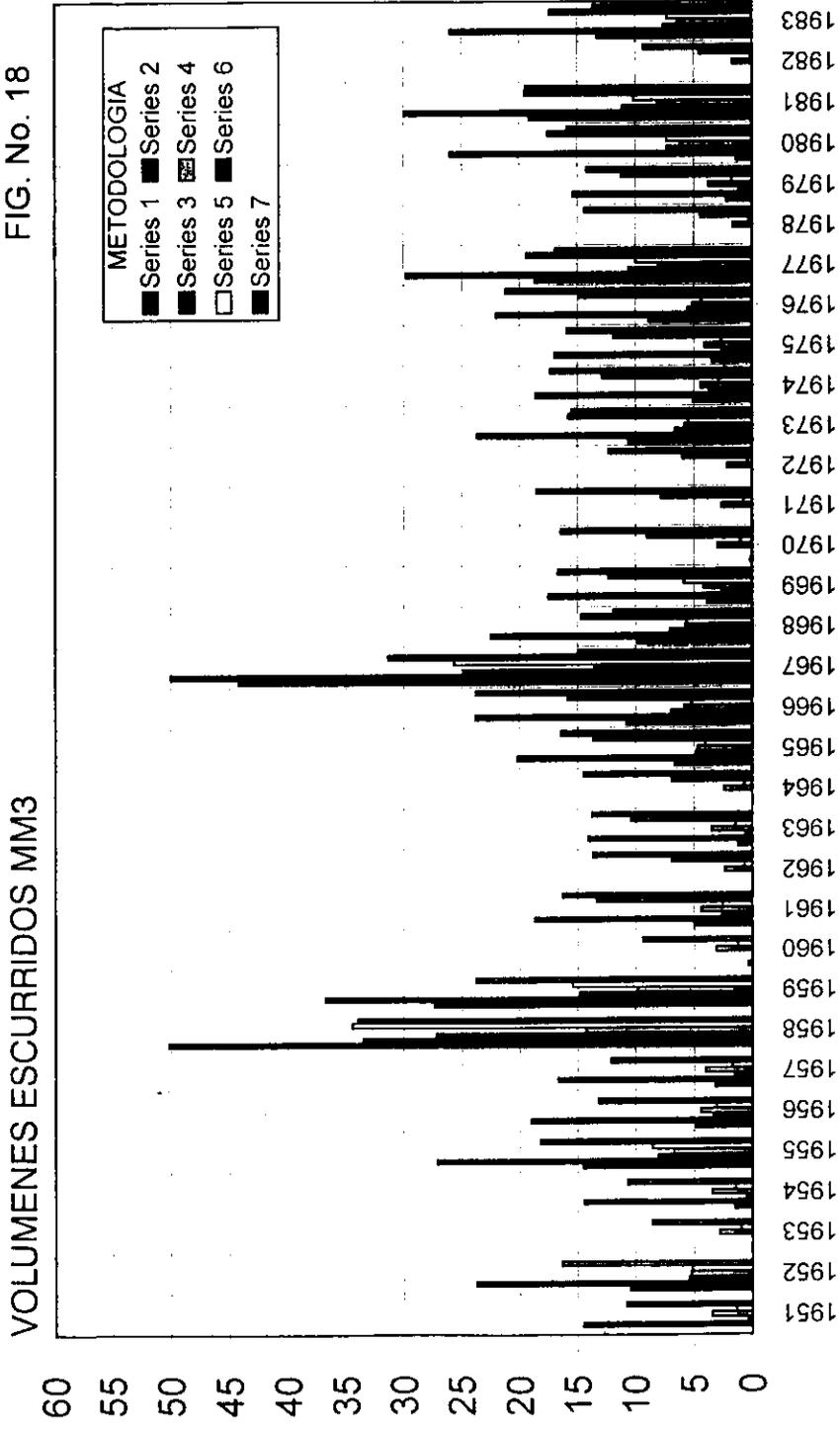
TABLA No. 32 ESCURRIMIENTOS EN EL SITIO DE PROYECTO LOS ZAPOTES (miles de m³)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL (7)
1961	0.0	0.0	25.0	19.6	308.8	3478.9	4544.1	177.0	4764.4	2300.6	621.7	41.0	16281.1
1962	0.0	24.5	0.0	130.9	407.1	2035.7	1333.6	1935.6	6665.7	993.8	68.8	78.8	13674.5
1963	0.0	0.0	0.0	110.9	719.6	4081.6	2996.4	1559.1	3226.6	1032.0	36.3	0.0	13762.6
1964	76.4	0.0	73.4	27.5	602.3	3032.0	2401.0	212.4	4300.2	3198.9	499.7	60.2	14484.0
1965	83.8	0.0	51.5	0.0	163.3	4274.3	2543.7	4746.6	3321.6	1251.8	0.0	32.8	16469.5
1966	0.0	42.9	6.6	92.6	685.2	4397.3	7057.6	3800.5	6274.2	1380.8	29.9	0.0	23767.5
1967	0.0	0.0	26.3	274.0	542.8	3085.3	809.5	3813.3	4588.2	1758.3	33.7	57.4	14988.8
1968	29.2	137.5	45.2	112.6	313.1	4348.1	757.3	358.8	5435.4	289.1	0.0	85.9	11912.2
1969	69.4	0.0	81.8	118.4	441.5	4003.7	2519.0	4059.5	4630.2	771.6	0.0	0.0	16695.0
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	281.8	5567.8	3677.0	2640.4	2060.7	2162.0	0.0	54.7	16444.4
1971	52.2	0.0	0.0	55.9	60.2	3718.7	721.7	3160.1	6567.8	4164.0	67.5	0.0	18568.0
1972	9.2	0.0	26.3	480.0	451.9	5192.7	2077.2	772.3	2837.9	310.6	167.4	0.0	12325.5
1973	0.0	0.0	0.0	100.1	158.4	4928.2	3141.9	1993.6	4216.4	774.0	168.7	38.3	15519.6
1974	35.6	0.0	81.5	29.2	461.7	5276.7	4442.5	1287.2	5656.3	0.0	64.9	0.0	17335.7
1975	55.3	157.7	0.0	0.0	1226.8	4694.5	2285.8	2526.1	3763.4	1218.4	0.0	0.0	15927.9
1976	0.0	96.4	5.3	347.8	283.7	2222.2	7694.2	1494.8	4303.0	4453.1	324.5	16.4	21241.3
1977	0.0	26.3	7.9	72.1	630.6	5123.0	971.4	1961.4	5989.0	1825.2	212.9	87.5	16907.2
1978	15.4	61.3	18.4	45.9	754.0	3849.9	3874.5	938.0	3226.6	1261.4	328.4	0.0	14373.8
1979	6.1	43.8	5.3	124.3	463.6	738.0	4184.6	1668.5	6109.3	532.7	90.9	224.3	14191.3
1980	79.8	17.5	34.2	48.0	512.7	3228.8	1975.7	3695.9	5105.5	1182.6	19.5	0.0	15900.0
1981	27.6	83.2	21.6	54.2	684.6	8398.9	3580.9	1889.0	2773.6	1892.1	97.4	0.0	19503.0
1982	0.0	0.0	36.8	83.4	846.1	1517.0	260.7	429.6	3131.5	2979.1	0.0	0.0	9284.2
1983	9.2	452.9	93.4	0.0	0.0	3144.7	4003.5	2064.3	2879.9	645.0	363.4	0.0	13656.4
1984	65.4	56.9	93.1	23.4	351.8	4003.7	7112.4	2526.1	5824.1	0.0	0.0	0.0	20056.9
SUMA	614.6	1201.0	733.5	2350.6	11351.6	94341.0	74966.1	49710.1	101827.5	36377.3	3195.7	777.3	383270.4
PROM.	25.6	50.0	30.6	97.9	473.0	3930.9	3123.6	2071.3	4427.3	1515.7	133.2	32.4	15969.6

TABLA No. 33 ESCURRIMIENTOS ESTIMADOS CON LAS DIFERENTES METODOLOGIAS (m3)

AÑO	TEMPERATURA	PRECIPITACION	TEJEZ (1)	COUTAGNE (2)	TURC (3)	LANGBEIN (4)	SMITH (5)	COEF. DE ESC. (6)
1951	24.83	549.7	0	14485300	350550	3468600	1350950	10813750
1952	24.51	699.1	10454330	23677500	5393550	5282850	5157800	16322100
1953	25.08	479.0	56699			2773650	981950	8589500
1954	24.53	546.3	1502938	14484800	524800	3476800	1455500	10701000
1955	24.15	743.9	14507360	27133800	8015500	6721950	8538250	18187600
1956	23.83	619.2	4884658	19001450	3357900	4440300	3046300	13238900
1957	24.58	587.5	3197803	16882900	1519050	3995450	1687150	12103200
1958	24.56	1057.0	50133420	33538000	27224000	14298750	34452300	33982850
1959	24.14	866.0	27408850	36783150	14819450	9829750	15444700	23773850
1960	24.48	505.3	409696			3105750	1242300	9386950
1961	24.51	621.5	5008360	18712400	2597350	4341900	2548150	13322950
1962	24.76	418.5	0			2351350	686750	6881850
1963	24.16	536.8	1243070	14122450	615000	3468600	1430900	10389400
1964	23.68	419.4	0			2404650	686750	6904400
1965	23.12	631.2	6651260	20231450	4772400	4710900	4011850	13681700
1966	23.27	687.0	10795050	23843550	6949500	5948650	5211100	15834200
1967	24.22	1011.0	44198010	49997450	24878800	13503350	25698800	31360900
1968	22.42	658.0	9772969	22533600	7060200	5717450	5664150	14696450
1969	23.77	594.0	3839592	17521350	2589150	4147150	5844550	12332800
1970	25.53	492.6	162859			2929450	1010650	8997450
1971	24.21	452.0	0			2628100	742100	7804350
1972	23.54	383.5	0			2111500	393600	5975750
1973	23.44	686.0	10586620	23634450	6609200	5754350	5483750	15795250
1974	23.29	607.8	5091035	18650900	3644900	4425950	2865900	12824800
1975	23.46	581.8	3444996	16888350	2552250	4067200	2621950	11904350
1976	23.50	663.5	8856076	22066200	5526800	5096300	4352150	14909650
1977	23.63	772.6	18703080	29784450	10580050	8013450	9977350	19434000
1978	24.37	317.1	0			1648200	260350	4423900
1979	24.29	562.2	2189113	15424200	1127500	3712550	1728150	11231950
1980	24.18	728.9	1334383	26022700	7252900	6168450	7322600	17552100
1981	23.48	775.3	19165770	29952550	11070000	8077000	10170050	19552900
1982	24.57	323.2	0			1670750	133250	4557150
1983	23.93	725.7	13296450	26012450	7566550	6350900	7289800	17418850
PROMEDIO			8390740.818	23385375	6941566.25	5046727.273	5439146.97	13784448.48

VOLUMENES ESCURRIDOS ANUALES, EN MM3 REPRESENTACION GRAFICA



CAPITULO III
REGIMÉN DE DEMANDAS

III.- REGIMEN DE DEMANDAS

III.1.- Definición del plan de cultivos

Las demandas de riego son las cantidades de agua que se requieren dar en forma controlada a los cultivos, excluyendo la lluvia aprovechable, para el desarrollo adecuado de las plantas, la evaporación en el terreno irrigado, las pérdidas por infiltración profunda y otras debidas a fallas de operación. Estas demandas deberán ser incrementadas debido a las pérdidas en la conducción hasta la parcela.

Factores que influyen en el uso consuntivo y en las demandas de riego.

La lluvia que cae durante la estación de crecimiento puede parcialmente aprovecharse y reducir las demandas de riego.

Las lluvias menores de 10 mm., prácticamente no aumentan la humedad del suelo, para aprovechamiento de las plantas y se pierden por evaporación (agua sobre el nivel freático).

Las lluvias muy intensas pueden perderse en gran parte al escurrir superficialmente.

Para la selección de los cultivos más apropiados en una zona, la temperatura es básica y es el factor más importante que interviene en el consumo de agua por los cultivos.

Las temperaturas muy bajas retardan el crecimiento de las plantas y las muy altas producen un estado latente.

La evapotranspiración se acelera cuando hay escasa humedad en el aire y se retarda cuando sucede lo contrario.

Las demandas de riego también dependen de los períodos vegetativos o de crecimiento de los cultivos, los cuales están íntimamente ligados a la temperatura y al tipo de planta.

La latitud influye considerablemente en el uso consuntivo de agua de las plantas ya que, durante el verano, debido a la inclinación del eje terrestre, las horas de luz diurna son mucho más en las latitudes norte que en el ecuador.

Los días más largos permiten que continúe la transpiración por un lapso mayor cada día y producen un efecto semejante al de prolongación del período de crecimiento.

En algunos lugares la calidad del agua afecta las demandas de riego y puede ser necesario hasta un 20% más para contrarrestar la acumulación de sales en el terreno.

Métodos para determinar el uso consuntivo de los cultivos.

a) Medición directa

Los lisímetros o evapotranspirómetros son tanques de material impermeable que aíslan una porción de suelo en el que se cultivan determinadas especies de plantas a las que se da riego necesario para su desarrollo óptimo.

Con este método se puede conocer a corto plazo y en forma muy aproximada al consumo de agua por las plantas. Entre las desventajas se encuentran que el crecimiento de las plantas está limitado por las dimensiones del lisímetro que son de aproximadamente 0.60 m a 1.00 m de diámetro y 2.00 m de profundidad, además, de que el suelo contenido en el mismo es susceptible de sufrir alteraciones.

b) Por hidrometría del suelo

Se realizan mediciones adecuadas de los volúmenes de agua distribuidos y de las pérdidas en drenes en un campo de cultivo. Permite conocer el agua distribuida durante todo el ciclo, pero no indica el consumo a corto plazo debido a la infiltración profunda, ni las cantidades contenidas en el suelo a diferentes profundidades.

c) Por agotamiento de la humedad del suelo

Consiste en determinar la humedad del suelo a diferentes profundidades, en general, se toman muestras cada 30 cm hasta 180 cm. Las muestras se pesan por aproximación de un centésimo de gramo en las condiciones iniciales y también después ser secadas durante un mínimo de 24 hrs. El contenido de agua para cada muestra se conoce por la diferencia de los pesos.

El contenido de agua en forma de lámina se obtiene dividiendo el peso de agua entre su densidad y la superficie. Estas determinaciones deben ser efectuadas antes y después de cada riego y en épocas intermedias, para conocer los agotamientos parciales de humedad y finalmente el total durante el ciclo, que equivalen a los usos consuntivos de los cultivos durante el mismo período, este método sólo es aplicable en zonas de baja precipitación.

d) Ecuaciones de evapotranspiración

Ecuación de Lowry-Johnson. Considera una relación lineal entre el calor específico y la evapotranspiración.

Ecuación de Blaney-Criddle. Esta fórmula fue elaborada correlacionando datos climatológicos y otras con los del uso consuntivo obtenidos experimentalmente. Este procedimiento será abordado con mayor profundidad en el siguiente apartado.

Patrón de cultivos.

El punto de partida para determinar el uso consuntivo y las demandas de riego para una zona en particular, es formular un plan de cultivos adecuados a las condiciones climáticas, edafológicas, mercado, etc. y para ello es gran auxiliar el estudio agroeconómico de la zona o de alguna vecina. Es necesario definir su distribución en cuanto al área que cubre cada cultivo y al calendario agrícola, para ver las posibilidades de considerar dobles cultivos.

El programa estará así pues compuesto por cultivos establecidos y cultivos repetidos en cierta proporción y distribución.

Para el sitio de proyecto se implementó un patrón de cultivos de acuerdo a la cultura agrícola de la zona, a los tipos de suelos y a la climatología imperante en la región, la cual considera cultivos en el ciclo otoño - invierno tales como jitomate, calabacita, sandía, melón, tomate y cebolla; en tanto que para el ciclo primavera - verano se consideraron los cultivos de maíz grano, frijol, sorgo grano, cebolla, cacahuete, jicama y jitomate.

Para el presente análisis se consideró la alternativa de patrón de cultivos con una superficie sembrada de 1690 ha, en la figura No. 19 se muestra el patrón de cultivos propuesto.

III.2.- Usos consuntivos

Los estudios hechos por Karl V. Morin y Harry F. Blaney en 1941-1942, indican que los datos de evaporación, evapotranspiración, temperatura media mensual, porcentaje de horas de luz diurna en un mes, periodo de crecimiento, precipitación mensual y eficiencia del riego, pueden emplearse para estimar las demandas de riego. Desarrollaron fórmulas para calcular las proporciones de evaporación y uso consuntivo con datos de temperatura, horas de luz diurna y registros de humedad.

Debido a que toma en cuenta el tipo de cultivo a analizar y la confiabilidad de los resultados se hará referencia a este método para el cálculo de el uso consuntivo y las demandas de riego.

La principal hipótesis del método consiste en considerar que la evapotranspiración potencial varía directamente con la suma de los productos de la temperatura media mensual del aire y el porcentaje promedio mensual de horas luz durante el día, cuando existe adecuada humedad en el suelo. La ecuación del método es la siguiente:

$$U.C. = K F = \sum_{1}^{m} k f$$

siendo:

U.C. = uso consuntivo en pulgadas, durante el período de desarrollo del cultivo, cuyo número de meses es "m".

K = coeficiente global de uso consuntivo

F = suma de los factores mensuales de uso consuntivo, temperatura y luminosidad, durante la época de crecimiento del cultivo, igual a:

$$F = \sum_{1}^{m} k f = \sum_{1}^{m} k (T * p / 100)$$

FIGURA No. 19 PLAN DE CULTIVOS

CULTIVO	AREAS, EN HECTAREAS												ANUAL	
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC		
JITOMATE														150
CALABACITA														250
SANDIA														100
MELON														40
TOMATE														130
CEBOLLA														200
MAIZ GRANO														220
FRIJOL														100
SORGO GRANO														150
CEBOLLA														100
CACAHUATE														100
JICAMA														50
JITOMATE														100
													TOTAL	1690

En la cual, T es la temperatura media mensual del aire, en °F y P es el porcentaje promedio de horas luz en el mes, dado en la tabla No. 34 y k es un coeficiente mensual de uso consuntivo.

La fórmula del método en sistema métrico con el U.C. en milímetros por mes y T en °C, es igual a:

$$U.C. = \sum_{1}^{m} k p (0.457 T + 8.128)$$

El U.S. Soil Conservation Service (1967) efectuó dos modificaciones a la fórmula de Blaney-Criddle, cuando ésta se aplica a zonas áridas y semiáridas; tales modificaciones consisten en sustituir el coeficiente k por dos coeficientes, uno denominado climático (kt) y otro de cultivo (kc), el primero está relacionado directamente con la temperatura media mensual del aire, por la expresión:

$$k_t = 0.03114 T + 0.2396$$

donde:

T = temperatura media mensual en °C

El coeficiente de cultivo (kc) refleja la influencia de las etapas de desarrollo del cultivo en la evapotranspiración y se calcula con la siguiente expresión:

$$k_c = (K * w) / 100$$

en donde:

K = es el coeficiente global que se obtiene de la tabla No. 35 en función del tipo de cultivo y de su precipitación media anual de la estación climatológica utilizada.

w = es un factor en porcentaje que se obtiene de la tabla No. 36, en función del tipo de cultivo y de su período vegetativo.

Por lo tanto la ecuación de Blaney-Criddle será:

$$U.C. = k_t * k_c * p (0.457 T + 8.128)$$

TABLA No. 34 PORCENTAJES (p) DE HORAS LUZ EN EL DÍA PARA CADA MES RESPECTO AL TOTAL ANUAL

LAT. N	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
15°	7.94	7.37	8.44	8.45	8.98	8.80	9.03	8.83	8.27	8.26	7.75	7.88
16°	7.93	7.35	8.44	8.46	9.01	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	7.72	7.83
17°	7.86	7.32	8.43	8.48	9.04	8.87	9.11	8.87	8.27	8.22	7.69	7.80
18°	7.83	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	9.16	8.90	8.27	8.21	7.66	7.74
19°	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20°	7.74	7.26	8.41	8.53	9.14	9.00	9.23	8.95	8.29	8.17	7.59	7.66

TABLA No. 35 COEFICIENTES GLOBALES (K)

CULTIVO	DURACION NORMAL DEL PERIODO DE DESARROLLO DE LOS CULTIVOS	COEFICIENTE (K) DE USO CONSUNTIVO LLUVIA MEDIA ANUAL EN MM					
		≤ 500	500-750	750-1000	1000-1500	1500-2000	>2000
Algodón, flores, sempasúchil.	7 meses	0.70	0.68	0.65	0.63	0.60	0.57
Arroz.	3 a 5 meses	1.10	1.08	1.05	1.03	1.00	0.97
Cacao, caté.	Año completo	0.80	0.78	0.75	0.73	0.70	0.67
Caña de azúcar.	Año completo	0.90	0.88	0.85	0.83	0.80	0.77
Cereales pequeños (alpiste, avena, trigo, cebada).	3 a 4 meses	0.85	0.83	0.80	0.78	0.75	0.72
Dátiles (palma).	Año completo	0.80	0.77	0.73	0.69	0.65	0.61
Garbanzo, habas, frijol, etc..	3 a 4 meses	0.70	0.68	0.65	0.63	0.60	0.57
Henequén, piña.	Año completo	0.70	0.69	0.68	0.67	0.65	0.63
Hortalizas (chile, ejote, melón, sandía, estropajo).	2 a 4 meses	0.70	0.68	0.65	0.63	0.60	0.57
Tomate.	4 meses	0.70	0.69	0.68	0.67	0.65	0.63
Linaza.	7 a 8 meses	0.80	0.78	0.75	0.73	0.70	0.67
Maíz.	4 meses	0.85	0.83	0.80	0.78	0.75	0.72
Camote, jicama, papa, yuca.	3 a 5 meses	0.75	0.73	0.70	0.68	0.65	0.62
Remolacha de azúcar.	6 meses	0.75	0.73	0.70	0.68	0.65	0.62
Semillas oleaginosas (ajonjolí, cacahuate, cártamo).	3 a 5 meses	0.75	0.73	0.70	0.68	0.65	0.62
Sorgo., veza.	4 a 5 meses	0.80	0.78	0.75	0.73	0.70	0.67
Tabaco.	4 meses	0.80	0.78	0.75	0.73	0.70	0.67
Vid.	5 a 7 meses	0.60	0.58	0.55	0.58	0.50	0.47
FRUTALES							
Aguacate, guayabo, higuera, hule, mamey, mango, papayo, tamarindo, guanábano.	Año completo	0.55	0.54	0.53	0.52	0.50	0.48
Chirimoya, marañón, chicozapote, anono.	Año completo	0.55	0.54	0.53	0.52	0.50	0.48
De hojas caedizas (chabacano,							

ciruelo, durazno, granado, manzano, membrillo, nuez de nogal, peral. Toronja, pomelo. Naranja, limón. Plátano.	Entre heladas	0.70	0.68	0.65	0.63	0.60	0.57
	Año completo	0.65	0.63	0.60	0.58	0.55	0.52
	Año completo	0.55	0.53	0.50	0.48	0.45	0.42
	Año completo	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75
P A S T U R A S							
Pastos, jamaica.	Entre heladas	0.85	0.83	0.80	0.78	0.75	0.72
Trébol blanco.	Entre heladas	0.85	0.84	0.83	0.82	0.80	0.78
Alfalfa, fresa.	Entre heladas	0.90	0.88	0.85	0.83	0.80	0.77

Para fines descriptivos se realizara el calculo de la evapotranspiración para el jitomate, en el periodo vegetativo octubre - febrero. Los datos climatológicos de precipitación y temperatura se obtuvieron de la estación Acatlán los cuales se consideran representativos de la zona.

Considerando que la zona tiene un cierto grado de humedad se aplicará:

$$U.C. = \sum_{1}^m k p (0.457 T + 8.128)$$

Para el mes de octubre se tendrá:

$$T = 23.9 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$p = 8.21 \text{ (tabla No. 34)}$$

$$K = 0.69 \text{ (tabla No. 35)}$$

$$w = 52 \text{ (tabla No. 36)}$$

La k mensual se obtiene:

$$k = (K w) / 100 = ((0.69)(52)) / 100 = 0.3588$$

entonces:

$$U.C. = (0.3588)(8.21)(0.457(23.9) + 8.128) = 56.11 \text{ mm} \approx 56 \text{ mm}$$

Para el mes de noviembre se tendrá:

$$T = 22.4 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$p = 7.66$$

$$K = 0.69$$

$$w = 94$$

La k mensual se obtiene será:

$$k = ((0.69)(94)) / 100 = 0.6486$$

entonces:

$$U.C. = (0.65)(7.66)(0.457(22.4) + 8.128) = 91.6 \text{ mm} \approx 92 \text{ mm}$$

Para el mes de diciembre se tendrá:

$$T = 21.3 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$p = 7.74$$

$$K = 0.69$$

$$w = 118$$

y la k mensual será:

$$k = ((0.69)(118)) / 100 = 0.8142$$

entonces:

$$U.C. = (0.814)(7.74)(0.457(21.3) + 8.128) = 112.6 \text{ mm} \approx 113 \text{ mm}$$

Para el mes de enero se tendrá:

$$T = 20.5 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$p = 7.83$$

$$K = 0.69$$

$$w = 124$$

la k mensual será:

$$k = ((0.69)(124)) / 100 = 0.8556$$

entonces:

$$U.C. = (0.8556)(7.83)(0.457(20.5) + 8.128) = 118.13 \text{ mm} \approx 118 \text{ mm}$$

Para el mes de febrero se tendrá:

$$T = 21.9 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$p = 7.30$$

$$K = 0.69$$

$$w = 112$$

la k mensual será:

$$k = ((0.69)(112)) / 100 = 0.7728$$

entonces:

$$U.C. = (0.7728)(7.30)(0.457(21.9) + 8.128) = 102.31 \text{ mm} \approx 102 \text{ mm}$$

III.2.1.- Lluvia efectiva

La lluvia efectiva es la parte de la lluvia que permanece en el suelo y contribuye al desarrollo de los cultivos.

Los principales factores que influyen en la magnitud de la lluvia efectiva son:

1. Cantidad, intensidad, probabilidad y distribución de la lluvia
2. Factores meteorológicos como temperatura, radiación, humedad relativa y velocidad del viento.
3. Topografía, pendiente y uso del terreno.
4. Profundidad, textura, estructura, densidad aparente y contenidos de sales y materia orgánica del suelo.
5. Naturaleza, fase de crecimiento de los cultivos.

Determinación de la lluvia efectiva.

Debido al número de parámetros que influyen en la magnitud de la lluvia efectiva, es difícil su estimación. Por lo que para una primera aproximación el Método Empírico de U.S. Soil Conservation Service se puede utilizar, este, se basa en la precipitación media mensual y en el valor del uso consuntivo medio mensual.

Con el siguiente procedimiento se obtiene la lluvia efectiva:

- Para cada cultivo se determina su uso consuntivo mensual y la precipitación media mensual durante sus meses de desarrollo. Con tales datos se obtiene de la tabla No. 38 la precipitación efectiva media mensual en milímetros.
- Cuando la precipitación media mensual sea menor de 12.5 mm, se debe considerar 100%.
- En la tabla No. 39 se proporciona los factores de ajuste de acuerdo a la probabilidad de ocurrencia (comúnmente se adopta un 80%) de la precipitación media mensual.

Se calculara la lluvia efectiva para el período vegetativo marzo - julio del maíz grano, con una probabilidad de ocurrencia de 80% y una precipitación media anual 604.9 mm de acuerdo a la secuencia anterior.

Los resultados de los otros cultivos se encuentran en la tabla No. 40.

TABLA No.37 USOS CONSUNTIVOS, EN mm

CULTIVO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
JITOMATE	118.0	102.0								56.0	92.0	113.0	487.4
CALABACI	52.0	110.9	150.3	98.9									412.0
SANDIA	99.2	125.4	145.9	90.2								45.2	506.0
MELON	82.0	98.2	145.7	124.5								55.6	506.0
TOMATE	88.0	108.1	137.1	131.3								49.0	513.5
CEBOLLA	133.6	107.9	93.2								69.2	116.1	520.0
MAIZ-GRANO			67.9	170.9	219.4	169.1	104.3						731.6
FRIJOL							77.6	172.7	101.5				351.8
SORGO-GRANO					56.8	167.4	214.7	161.2	88.8				688.9
CEBOLLA					91.2	148.7	174.4	139.2	91.3				644.8
CACAHUATE					71.4	114.5	161.3	170.1	127.5				644.8
JICAMA							90.8	136.9	143.1	120.9			491.7
JITOMATE						151.5	138.6						608.2
SUMAS	572.8	652.5	797.6	726.1	589.2	751.2	961.7	780.1	552.2	176.9	161.2	378.9	7106.7
%	8.1	9.2	11.2	10.2	8.3	10.6	13.5	11.0	7.8	2.5	2.3	5.4	100.0

TABLA No.38 PRECIPITACIÓN EFECTIVA MEDIA MENSUAL

LLUVIA MEDIA MENSUAL EN mm.	USO CONSUNTIVO PROMEDIO MENSUAL, EN MILIMETROS.													
	25.0	50.0	75.0	100.0	125.0	150.0	175.0	200.0	225.0	250.0	275.0	300.0	325.0	350.0
	PRECIPITACIÓN EFECTIVA MEDIA MENSUAL, EN MILIMETROS													
12.5	7.5	8.0	8.7	9.0	9.2	10.0	10.5	11.2	11.7	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
25.0	15.0	16.2	17.5	18.0	18.5	19.7	20.5	22.0	24.5	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0
37.5	22.5	24.0	26.2	27.5	28.2	29.2	30.5	33.0	36.2	37.5	37.5	37.5	37.5	37.5
50.0	25.0	32.2	34.5	35.7	36.7	39.0	40.5	43.7	47.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0
62.5	25.0	39.7	42.5	44.5	46.0	48.5	50.5	53.7	57.5	62.5	62.5	62.5	62.5	62.5
75.0	25.0	46.2	49.7	52.7	55.0	57.5	60.2	63.7	67.5	73.7	75.0	75.0	75.0	75.0
87.5	25.0	50.0	56.7	60.2	63.7	66.0	69.7	73.7	77.7	84.5	87.5	87.5	87.5	87.5
100.0	25.0	50.0	63.7	67.7	72.0	74.2	78.7	83.0	87.7	95.0	100.0	100.0	100.0	100.0
112.5	25.0	50.0	70.5	75.0	80.2	82.5	87.2	92.7	98.0	105.0	111.0	112.0	112.0	112.0
125.0	25.0	50.0	75.0	81.5	87.7	90.5	95.7	102.0	108.0	115.0	121.0	125.0	125.0	125.0
137.5	25.0	50.0	75.0	88.7	95.2	98.7	104.0	111.0	118.0	126.0	132.0	137.0	137.0	137.0
150.0	25.0	50.0	75.0	95.2	102.0	106.0	112.0	120.0	127.0	136.0	143.0	150.0	150.0	150.0

TABLA No. 39 FACTORES DE AJUSTE DE LLUVIA EFECTIVA DE ACUERDO A SU PROBABILIDAD DE OCURRENCIA

Precipitación anual cm	Frecuencia en porcentaje				
	50	60	70	80	90
40.6	0.95	0.88	0.81	0.73	0.63
45.7	0.95	0.89	0.82	0.74	0.65
50.8	0.96	0.90	0.83	0.75	0.67
55.9	0.96	0.90	0.84	0.77	0.69
61.0	0.97	0.91	0.84	0.78	0.70
66.0	0.97	0.92	0.85	0.79	0.71
71.1	0.97	0.92	0.86	0.80	0.72
76.2	0.97	0.93	0.87	0.81	0.73
88.9	0.98	0.93	0.88	0.82	0.75

CONCEPTO	marzo	abril	mayo	junio	julio
lluvia media mensual, mm	4.7	26.3	66.3	128.7	90
uso consuntivo mensual, mm	67.9	170.9	219.4	169.1	104.3
precipitación efectiva media, mm	4.7	18.4	53.45	98.16	61.7
precipitación efectiva final corregida por probabilidad de ocurrencia, mm	0.0	14.3	41.7	76.56	48.17

III.2.2.- Lámina netas

La lámina neta o demanda total neta de riego es la cantidad de agua que es necesario abastecer para satisfacer la evapotranspiración de las plantas y aquella indispensable para el lavado o lixiviación de las sales del suelo, que no puede ser suministrada por la almacenada en el suelo después de la estación de lluvia, por el agua freática y la lluvia efectiva.

La demanda neta de riego se determina con la siguiente ecuación:

TABLA No. 40 LLUVIA EFECTIVA (mm)

CULTIVO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
JITOMATE	0.0	0.0								17.9	0.0	0.0
CALABACITA	0.0	0.0	0.0	14.8								
SANDIA	0.0	0.0	0.0	14.7								0.0
MELON	0.0	0.0	0.0	15.2								0.0
TOMATE	0.0	0.0	0.0	15.5								0.0
CEBOLLA	0.0	0.0	0.0								0.0	0.0
MAIZ-GRANO			0.0	14.4	41.7	76.6	48.1					
FRUJOL							45.3	67.9	61.5			
SORGO-GRANO					32.5	76.5	62.2	65.8	61.5			
CEBOLLA					36.7	72.5	55.8	64.2	61.5			
CACAHUATE					34.8	70.1	52.8	67.9	66.1			
JICAMA							48.2	63.9	68.1	20.9		
JITOMATE			0.0	14.8	40.0	72.5	52.8					
SUMAS	0.0	0.0	0.0	89.4	185.7	368.2	365.2	329.7	318.7	38.8	0.0	0.0

TABLA No. 41 LAMINAS NETAS, EN mm

CULTIVO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
JITOMATE	118.0	102.0								50.0	92.0	113.0	480.6
CALABACITA	52.0	110.9	150.3	84.1									399.3
SANDIA	99.2	125.4	145.9	75.5								50.0	498.1
MELON	82.0	98.2	145.7	109.3								55.6	493.0
TOMATE	88.0	108.1	137.1	115.8								50.0	501.0
CEBOLLA	133.6	107.9	93.2								69.2	116.1	520.0
MAIZ-GRANO			67.9	156.6	177.7	92.5	56.2						550.0
FRIJOL							50.0	104.8	50.0				208.3
SORGO-GRANO					50.0	90.9	152.5	95.4	50.0				441.4
CEBOLLA					54.8	76.2	118.6	75.0	50.0				379.2
CACAHUATE					50.0	50.0	113.1	102.2	61.4				367.9
JICAMA							50.0	73.0	75.0	100.0			299.5
JITOMATE			57.5	95.5	110.4	79.0	85.8						432.8
SUMAS	572.8	652.5	797.6	636.8	442.9	388.6	626.2	450.4	286.4	150.0	161.2	384.7	5571.1
%	8.1	9.2	11.2	10.2	8.3	10.6	13.5	11.0	7.8	2.5	2.3	5.4	100.0

$$W_i = u + W_l - W_s - h$$

donde:

W_i = demanda neta mensual de riego, en mm.

u = uso consuntivo mensual, en mm.

W_l = demanda mensual por lavado de tierras, en mm.

W_s = lámina mensual disponible en el suelo por agua freática, en mm.

h = lluvia efectiva mensual, en mm.

En algunas ocasiones es necesario considerar en las demandas netas de riego el concepto por lavado de tierras ó lixiviación de las sales del suelo, lo cual puede o no ameritarse dependiendo de la concentración de sales. La demanda por lavado de tierras es el porcentaje de agua de riego que debe pasar a través de la zona de raíces para mantener la salinidad del suelo bajo un valor especificado.

Para el sitio en estudio no se consideraron las demandas por lavado de tierras y la aportación de mantos acuíferos, por no ser significantes.

Por lo que la ecuación anterior se reduce a:

$$W_i = u - h$$

El valor de W_i toma el valor mínimo de 50 mm ó se anula cuando es una fracción de centímetro.

En la tabla No. 41 se pueden observar las demandas netas mensuales de riego para los cultivos.

III.2.3.- Definición de la eficiencia global del sistema de riego

El agua no puede utilizarse sin cierta pérdida independientemente del método empleado, pérdidas que pueden ser por conducción hasta la zona de cultivo, por infiltración profunda en la parcela y por escurrimiento superficial debido a una mala operación o roturas de bordes y estructuras. Por lo tanto se deben tomar en consideración las eficiencias en el riego al estimar la demanda del mismo en la zona de cultivo y que deberá ser surtida desde la fuente de abastecimiento.

Las eficiencias totales en el riego para diferentes condiciones del suelo y sistemas de conducción y distribución, varían de 40 al 70 por ciento, pudiendo ser superior en los sistemas de riego por aspersión y por goteo.

La eficiencia del 40% equivale a aprovechar 40% y perder el 60% del agua empleada en el riego. Esta eficiencia en un distrito es muy baja y se tiene en aquellos sistemas con canales en tierra permeable.

La eficiencia del 70% es alta y difícilmente se puede lograr en un sistema tradicional de riego por gravedad aún con canales revestidos; puede ser superior y se logra en sistemas de riego por aspersión o por goteo.

En la tabla No. 42 se pueden apreciar las eficiencias en condiciones normales para diferentes casos.

Por experiencia de anteriores estudios y similitud de las características del distrito de riego se considera una eficiencia de 56%.

TABLA No. 42 VALORES TENTATIVOS DE EFICIENCIA PARA UN PROYECTO DE DISTRITO DE RIEGO

Características del Distrito	Eficiencias en la:		En el Distrito:	
	Conducción	Parcela	Mínima	Máxima
(a) Riego por gravedad, canales en tierra, Distrito pequeño y compacto menor de 10000 Ha.	0.75	0.60 a 0.75	0.45	0.56
(b) Riego por gravedad, canales en tierra, Distrito grande más de 10000 Ha.	0.70	0.60 a 0.75	0.42	0.53
(c) Idem. que (a) pero canales revestidos	0.85	0.65 a 0.75	0.55	0.64
(d) Idem. que (b) pero canales revestidos	0.80	0.65 a 0.75	0.52	0.60

III.2.4.- Láminas brutas

La lámina de riego bruta se obtiene teniendo en consideración la eficiencia del distrito de riego, es decir, la lámina de agua teniendo en cuenta las pérdidas por conducción y distribución.

La ecuación para obtener la lámina bruta mensual es:

$$W_b = W_i / E_t$$

donde:

W_b = demanda bruta mensual, en mm.

W_i = demanda neta mensual, en mm.

E_t = eficiencia total de riego en el distrito

En la tabla No. 43 se encuentran las láminas brutas mensuales

TABLA No. 43 LAMINAS BRUTAS. EN mm

CULTIVO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
JITOMATE	210.3	181.8								89.3	164.0	201.4	858.2
CALABACITA	92.9	198.0	268.4	149.9									713.0
SANDIA	177.2	224.0	260.6	134.6								89.3	889.4
MELON	146.4	175.3	260.3	194.8								99.3	880.4
TOMATE	157.2	193.0	244.8	206.4								89.3	894.6
CEBOLLA	238.5	192.7	166.5								123.6	207.0	928.7
MAIZ-GRANCO			121.3	279.1	316.8	164.9	100.2						982.2
FRIJOL							89.3	186.8	89.3				371.9
SORGO-GRANO					89.3	162.0	271.8	170.1	89.3				788.2
CEBOLLA					97.7	135.8	211.4	133.7	89.3				677.1
CACAHUATE					89.3	89.3	201.6	182.2	109.5				657.0
J. CAMA							89.3	130.1	133.7	178.3			534.8
JITOMATE				102.8	196.8	140.8	152.9						772.9
SUMAS	1022.5	1164.8	1424.7	1135.0	789.8	692.8	1116.5	802.9	511.1	267.6	287.6	686.3	9948.4
%	10.3	11.8	14.3	11.6	8.1	7.3	10.6	8.4	5.1	2.7	2.9	6.9	100.0

TABLA No.44 VOLUMENES BRUTOS, EN MILES DE M3

CULTIVO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
JITOMATE	319.1	281.9								133.9	246.9	305.6	1287.4
CALABACITA	232.2	494.9	671.0	384.5									1782.6
SANDIA	177.2	223.9	260.6	138.4								89.3	889.4
MELON	58.5	70.1	104.1	79.7								39.7	352.2
TOMATE	204.3	250.9	318.3	273.4								116.1	1162.9
CEBOLLA	477.1	385.4	333.0								247.2	414.7	1857.3
MAIZ-GRANO			266.9	615.3	699.4	380.7	198.5						2160.8
FRIJOL							89.3	193.4	89.3				371.9
SORGO-GRANO					133.9	255.6	395.0	263.9	133.9				1182.4
CEBOLLA					105.3	141.9	200.9	139.8	89.3				677.1
CACAHUATE					89.3	89.3	180.8	189.4	108.2				657.0
JICAMA							44.6	67.8	67.0	88.0			267.4
JITOMATE						146.3	144.7						772.9
SUMAS	1488.4	1707.1	2056.6	1664.6	1233.3	1013.8	1253.7	854.3	487.7	221.9	494.1	965.3	13421.3
%	10.3	11.8	14.3	11.6	8.1	7.3	10.6	8.4	5.1	2.7	2.9	6.9	100.0

III.2.5.- Volúmenes brutos

En la tabla No. 44 se encuentran los volúmenes brutos mensuales que fueron obtenidos con la siguiente ecuación:

$$Vb = Wi a z$$

donde:

Vb = volumen bruto mensual, en m³

Wi = lámina neta mensual, en mm.

a = área del cultivo, en m²

z = el valor de z es 1.0 si la siembra y cosecha corresponden a un mes completo y 0.5 si se comienza o se finaliza a medio mes.

III.3.- Demandas de agua potable

Se cuantificó la demanda de agua potable considerando una población a beneficiar de 7108 habitantes, distribuidos en las poblaciones de Rosario Micaltepec, Ixtápan, Guadalupe 6ª sección, Tepejillo y El Mezquital; considerando los valores especificados por la Secretaría de Recursos Hidráulicos en función del tamaño de la población y el clima existente, de la tabla No. 45 se obtuvo una dotación de 150 lt / hab / día, con lo que resulta una demanda media anual de 389.16 miles de metros cúbicos.

TABLA No. 45 DOTACION DE AGUA POTABLE EN FUNCION DEL TAMAÑO DE LA POBLACION Y EL CLIMA

POBLACION	TIPO DE CLIMA		
	CALIDO	TEMPLADO	FRIO
	lts / hab / día	lts / hab / día	lts / hab / día
DE 2500 - 15000	150	125	100
DE 15000 - 30000	200	150	125
DE 30000 - 70000	250	200	175
DE 70000 - 150000	300	250	200
DE 150000 - A MAS	350	300	250

CAPITULO IV
FUNCIONAMIENTO DEL VASO

IV FUNCIONAMIENTO DEL VASO

IV.1 Determinación de la capacidad de azolves

En todo aprovechamiento hidráulico es de suma importancia el conocimiento de los volúmenes aprovechables, la calidad, el acarreo de materia, etc. este último, suele afectar en forma considerable el funcionamiento del vaso captador.

Al perder velocidad el agua, deposita parte o la totalidad del material que tiene en suspensión, acumulándose aguas arriba de la cortina de una manera progresiva. El volumen acumulado dependerá del volumen de sedimentos acarreados por la corriente, del tiempo transcurrido y las medidas que se tomen para eliminar el azolve. Por lo tanto, la capacidad de azolves dependerá de cuatro factores: volumen de sedimento, arrastre de fondo, escurrimiento medio y vida útil de la presa.

Cálculo del factor potencial erosivo (R).

En 1977 J. Gracia S., dirigió una investigación encaminada hacia la revisión de los criterios actuales para predecir pérdida de suelo en cuencas. En tal estudio se utilizaron los datos hidrométricos de escurrimiento y transporte de sedimentos. Tomando en cuenta que existe una relación específica entre la lluvia y el escurrimiento de una cuenca, y entre este último, la aportación de sedimentos, Gracia, Magallanes y Aparicio, encontraron en base a los datos citados, que se podía relacionar el factor R y la lluvia media mensual H, acaecida en la cuenca, en milímetros, con la fórmula siguiente:

$$R = 0.005 (H)^{2.203}$$

en donde.

R = factor potencial erosivo en ton/km²/año

H = precipitación media mensual en mm

TABLA No. 46 CALCULO DEL FACTOR POTENCIAL EROSIVO (R)

MES	H (mm)	R (ton / km ² / año)
ENERO	8.35	0.54
FEBRERO	5.60	0.22
MARZO	11.70	1.13
ABRIL	23.50	5.24
MAYO	76.70	70.99
JUNIO	191.06	530.14
JULIO	113.40	163.99
AGOSTO	128.50	221.25
SEPTIEMBRE	159.80	357.64
OCTUBRE	63.40	46.66
NOVIEMBRE	9.95	0.79
DICIEMBRE	5.70	0.23
SUMA		1398.82

El período de observación de las precipitaciones medias mensuales que se tomo como base para el análisis es el correspondiente a 1964 - 1984 de la estación Zapotitlán Palmas, Oaxaca.

Factor de la longitud de la pendiente (L).

El término L o longitud de la pendiente , será para la cuenca la longitud promedio del flujo sobre el terreno.

Aplicando la fórmula de Williams y Berndt:

$$L = 500 (A / Lc)$$

en donde:

L = longitud de la pendiente, en metros

A = área de la cuenca, en kilómetros cuadrados

Lc = longitud total de todos los cauces en la cuenca, en kilómetros

teniendo:

$$A = 205 \text{ km}^2$$

$$Lc = 300.7 \text{ km.}$$

se obtiene:

$$L = 500 (205 / 300.7) = 340.87 \text{ m} \approx 341 \text{ m}$$

Factor de magnitud de la pendiente (S).

La determinación de la pendiente de la cuenca se calculó por el criterio de R.E. Horton. El primer paso de este criterio es el establecimiento de una malla de cuadrados sobre el plano de la cuenca. En seguida se mide la longitud de cada línea de la malla dentro de la cuenca y se cuentan las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel. La pendiente de la cuenca en cada dirección se evalúa con las ecuaciones siguientes:

$$S_x = N_x D / L_x$$

$$S_y = N_y D / L_y$$

en donde:

S_x, S_y = pendiente adimensional de la cuenca en cada una de las direcciones de la malla de cuadrados

N_x, N_y = número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección "x" y "y", con las curvas de nivel respectivamente.

L_x, L_y = longitud total de las líneas de la malla en la dirección "x" y "y", dentro de la cuenca, en kilómetros.

D = desnivel constante entre las curvas de nivel de la cuenca, en kilómetros.

TABLA No. 47 MÉTODO DE HORTON

No. de líneas	N_x	N_y	L_x (km)	L_y (km)
0				
1	4	10	3.45	10.00
2	8	11	5.55	14.00
3	10	13	8.95	16.15
4	10	14	11.15	16.90
5	13	24	11.20	16.80
6	19	30	10.85	17.00
7	10	22	11.60	16.55
8	15	24	12.40	15.75
9	15	29	10.70	15.85
10	24	27	11.10	16.00
11	18	35	13.55	15.10
12	20	21	12.70	10.30
13	17	10	11.85	4.25
14	26	1	12.60	1.80
15	26		12.45	
16	12		11.50	
17	5		8.10	
18	3		3.50	
19				
SUMAS	255	271	183.20	186.45

De la tabla anterior se tiene:

$$S_x = (255) (0.10) / 183.20 = 0.1391$$

$$S_y = (271) (0.10) / 186.45 = 0.1453$$

$$S = (0.1391 \times 0.1453)^{0.5} = 0.142$$

Calculo del factor topográfico del terreno (LS).

La longitud y la pendiente del terreno afectan la magnitud de la erosión del suelo por el agua, por lo que los dos efectos se consideran en forma conjunta para determinar el factor topográfico de la cuenca.

La expresión del factor LS para la cuenca es.

$$LS = L^m (0.0013905 S^2 + 0.009694 S + 0.01318)$$

donde:

L = longitud de la pendiente, en metros

S = pendiente de la cuenca, en porcentaje

m = constante que depende de la pendiente del terreno, para pendientes mayores de 5% es igual a 0.5

por lo que se tiene:

$$L_s = 341^{0.5} ((0.0013905) (14.2)^2 + (0.009694) (14.2) + 0.01318) = 7.96$$

Determinación del factor de erosionabilidad del suelo (K).

Algunos suelos son más fácilmente erosionables que otros, bajo las mismas condiciones, y esto es debido a las propiedades de cada suelo. Para calcular el factor de erosionabilidad existen varios criterios, algunos de ellos por medio de curvas, tablas, fórmulas, etc.. En la tabla No. 48 permite obtener una estimación del factor de erosionabilidad del suelo de acuerdo a la textura y permeabilidad del suelo.

TABLA No. 48 VALORES DEL FACTOR DE EROSION K

TEXTURA DE LA SUPERFICIE DEL SUELO	PERMEABILIDAD			
	MUY LENTA MODERADA	LENTA RAPIDA		
arcillosa, arcillo-limosa, arcillo-arenosa	0.37	0.32	0.28	0.24
limo-arcillosa, limo-arcillo-arenosa	0.43	0.37	0.32	0.24
limo, limo y arena muy fina	0.49	0.43	0.37	0.32
limo y arena fina, limo-arenoso	0.37	0.32	0.24	0.20
arena, areno-limo-arcillosa, areno-limosa	0.28	0.24	0.20	0.17 a 0.15

Características del suelo:

Peso volumétrico: 1400 kg / m³

Permeabilidad: moderada

Clasificación: arcillo-arenoso

Para estas características se tiene una K = 0.28

Calculo del factor de cobertura vegetal (C).

Para calcular el factor C existen varios factores que se tienen que considerar, como son: tipos de cultivo, rotaciones de estos, coberturas vegetales, pastizales, determinación del factor C global en áreas naturales, en las que se concentran efectos de cobertura vegetal, etc..

W.H. Wischmeir ha propuesto un criterio para la evaluación del factor C en áreas naturales. Según este, la influencia total o global en el factor C de la vegetación puede ser dividido en tres efectos distintos:

Tipo I

Efectos de la cobertura vegetal. La cobertura vegetal intercepta la lluvia, desde donde las gotas caen ya no con su velocidad libre de caída, por lo que la cobertura vegetal reduce la erosividad de la lluvia.

La magnitud de tal disminución depende de la altura y densidad de la cobertura.

Tipo II

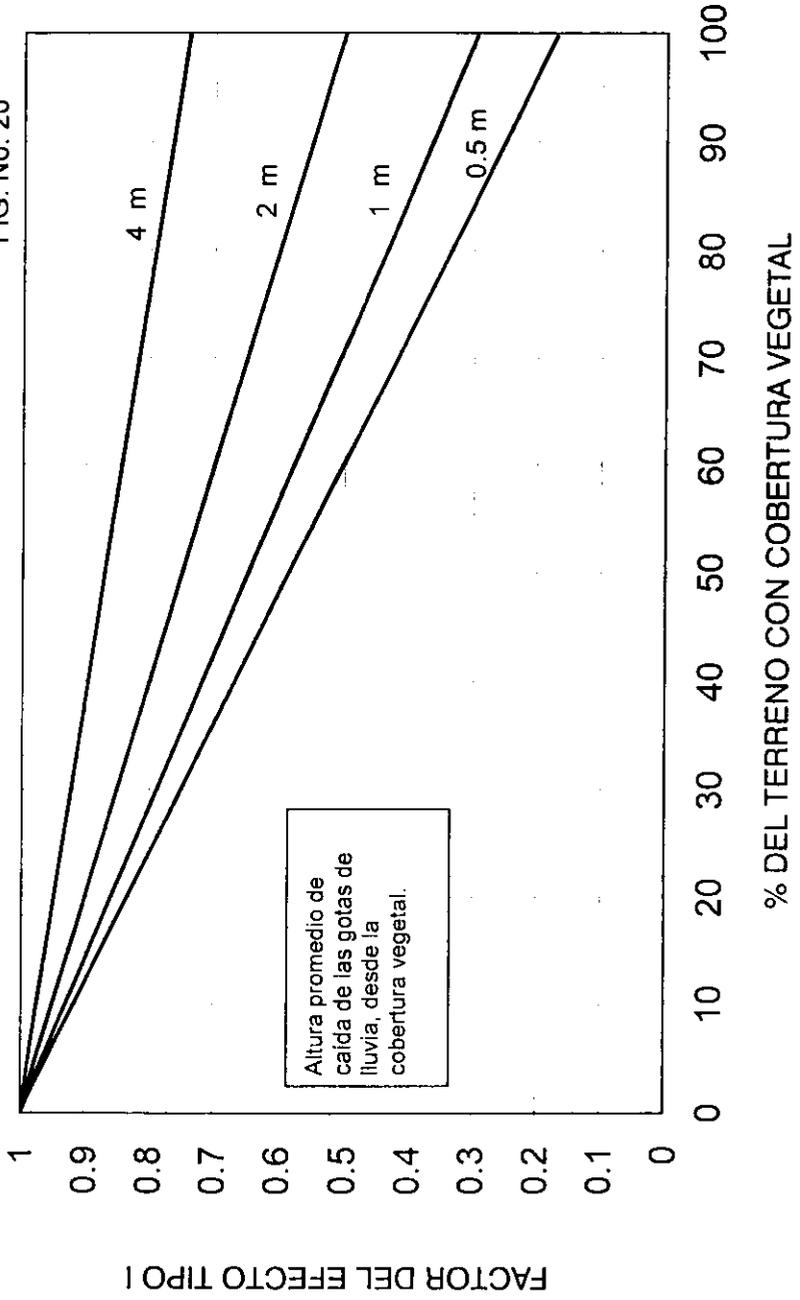
Efectos del tapiz herboso. El tapiz herboso, es decir, la vegetación que se desarrolla en contacto directo con el suelo, la acción protectora contra la erosión es más efectiva y esto se debe a que la intercepción de las gotas de lluvia es total y ya no existe una caída de agua remanente y por otra parte, el efecto de ésta cubierta en el escurrimiento, reduciendo su velocidad y por lo tanto, su potencial erosivo.

Tipo III

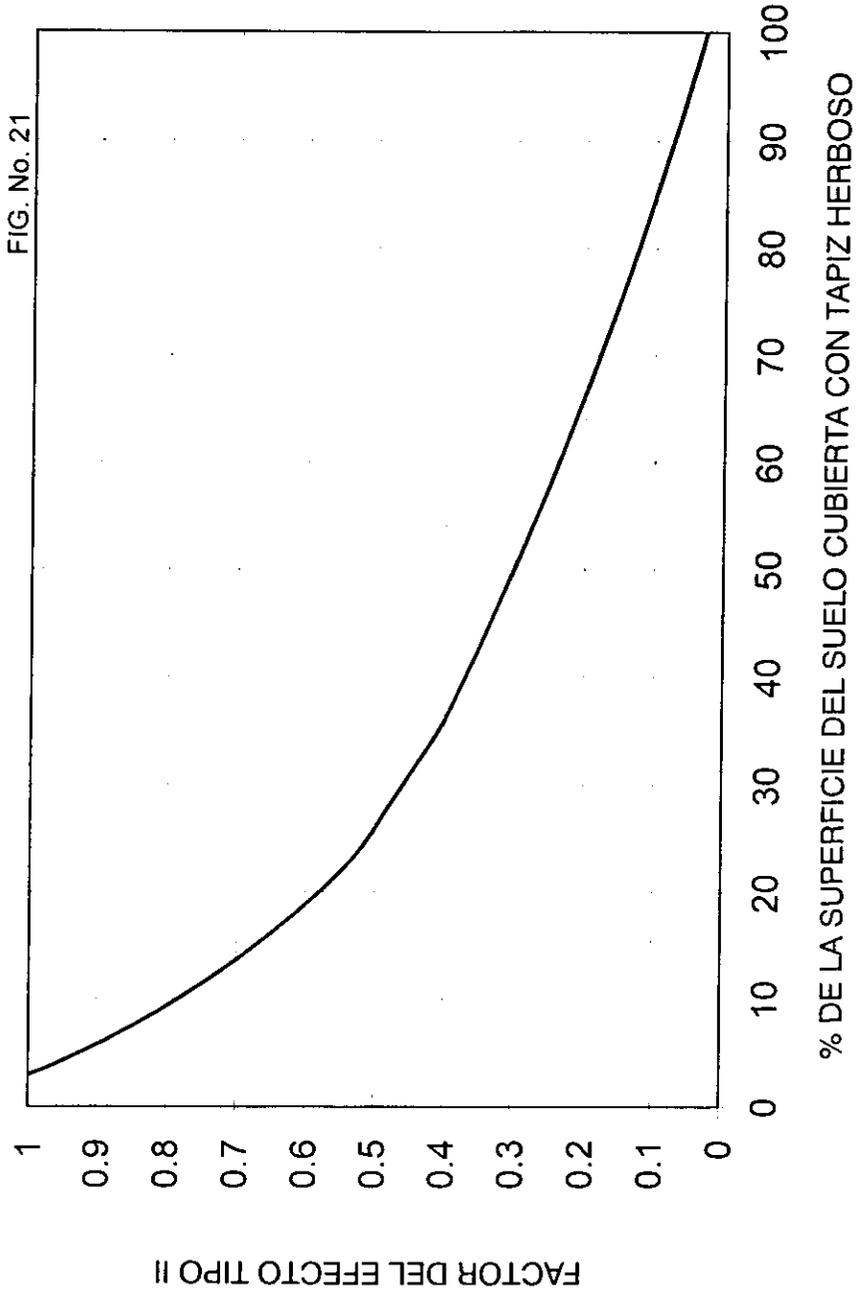
Efectos residuales del uso del terreno. Aquí se incluyen los efectos residuales en la estructura del suelo, en el contenido de materia orgánica y en la densidad del suelo, a este

FACTOR TIPO I

FIG. No. 20

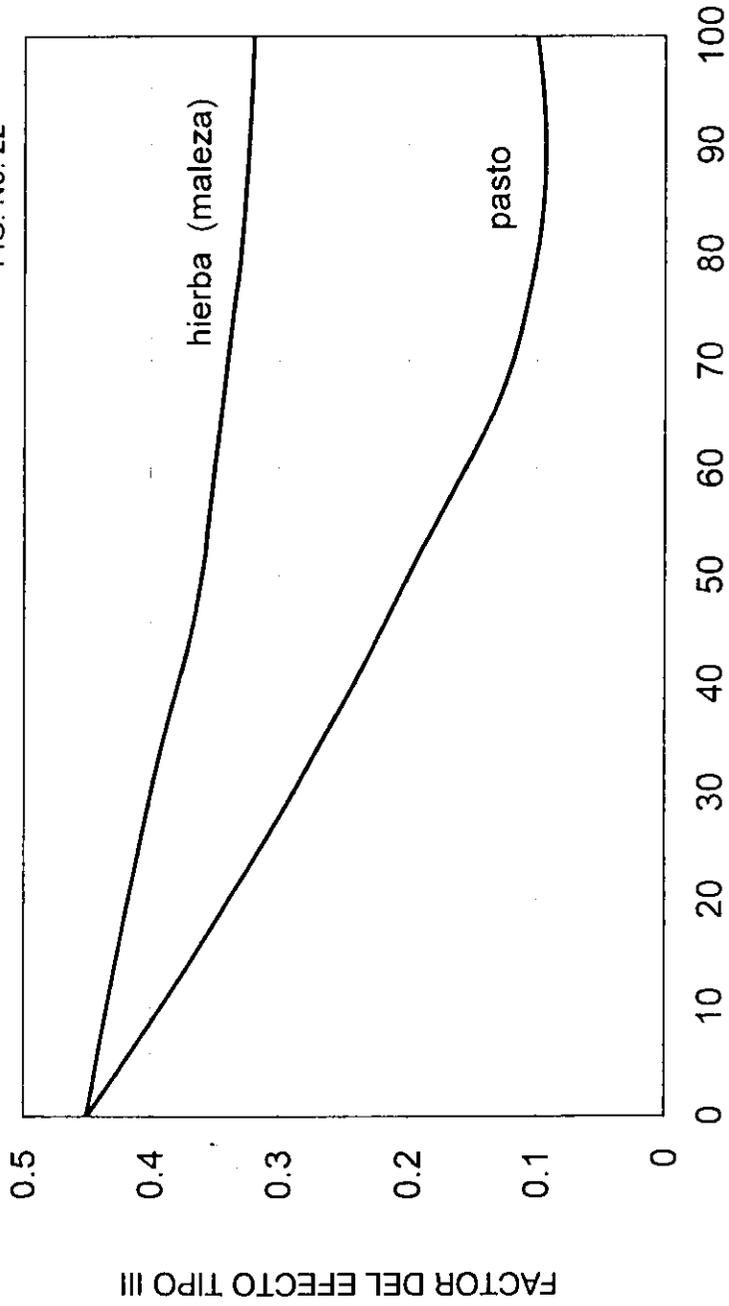


FACTOR TIPO II



TIPO III

FIG. No. 22



RED DE RAICES DE LA VEGETAL, RELATIVA A UNA BUENA ROTACION

respecto se considerarán el efecto del laboreo o la falta de ésta en la rugosidad y porosidad de la superficie del terreno, raíces y tallos.

El factor de cobertura y manejo C global para áreas naturales será igual al producto de las tres subfactores correspondientes a los efectos I, II y III.

De acuerdo a las siguientes consideraciones se calculara el factor C global.

- a) Terreno con cobertura vegetal 24.57 %
- b) Superficie del suelo cubierto con tapiz herboso 62.57 %
- c) Red de raíces en la capa vegetal, relativa a una buena rotación 12.86 %

De la figura No. 20 con un porcentaje del terreno con cobertura vegetal de 24.5 % y considerando una curva de 4 metros (altura de caída de gotas de lluvia), se obtiene: CI= 0.93

Con la figura No. 21 y un porcentaje de la superficie de suelo cubierto con tapiz herboso de 62.57 % , se determina CII= 0.23

Para la figura No. 22 y con un porcentaje de la red de raíces en la capa vegetal de 12.86 % y con la curva de pasto, se tiene un valor de CIII = 0.38

Por lo que la C global será:

$$C \text{ global} = CI \times CII \times CIII = 0.081$$

Factor de prácticas de control (P).

Donde un suelo con pendiente considerable va a ser cultivado y expuesto a las lluvias erosivas, la protección con el encespedamiento denso o próximo de los cultivos, debe ser ayudado con ciertas prácticas que harán más lenta la circulación del escurrimiento y que por lo tanto, reducirán la cantidad de suelo erosionado.

Los valores de diseño del factor P, de acuerdo a las prácticas de control utilizadas están dadas en la tabla No. 49.

TABLA No. 49 VALORES DE DISEÑO DEL FACTOR P

PENDIENTE DEL TERRENO (%)	CULTIVO A NIVEL	CULTIVO EN FAJAS DE CONTORNO	TERRAZAS	
			CON CAUCES HERBOSOS COMO DESAGÜES	CON DESAGÜES SUBTERRANEOS
1 a 2	0.60	0.30	0.12	0.05
3 a 8	0.50	0.25	0.10	0.05
9 a 12	0.60	0.30	0.12	0.05
13 a 16	0.70	0.35	0.14	0.05
17 a 20	0.80	0.40	0.16	0.06
21 a 25	0.90	0.45	0.16	0.06

Cuando en la cuenca o área de estudio no existen prácticas para controlar la erosión, el factor P es igual a la unidad.

Para una pendiente de 14.2 % y cultivo a nivel se tiene $P = 0.70$

Calculo de la pérdida de suelo (E).

El modelo de erosión , diseñado para predecir las pérdidas de suelo de una área específica, es la llamada fórmula universal de pérdida de suelo:

$$E = R \times K \times L_s \times C \times P$$

de la cual se han definido cada uno de sus componentes. Por lo que la pérdida de suelo de la cuenca en estudio será:

$$R = 1398.82 \text{ ton / km}^2 / \text{año}$$

$$K = 0.28$$

$$L_s = 7.96$$

$$C = 0.081$$

$$P = 0.70$$

$$E = (1398.82) (0.28) (7.96) (0.081) (0.70) = 176.77 \text{ ton / km}^2 / \text{año}$$

Para una vida útil de 50 años , y considerando un peso volumétrico del suelo de 1.4 ton / m³ se tiene:

$$E = [(176.77) (205) (50)] / 1.4 = 1294231 \text{ m}^3$$

Sin embargo, por la difícil valuación del peso volumétrico del suelo, por amplitud de cuenca y las diversas texturas de ella, la capacidad de azolves se considera con un 30% más:

$$\text{CAPACIDAD DE AZOLVES} = 1700000 \text{ M}^3$$

IV. 2 Evaporaciones netas

El efecto de evaporación en un vaso es de mucha importancia para el funcionamiento adecuado del mismo, debido a la gran extensión superficial que presentan, dicha importancia se acentúa más en regiones áridas donde la evaporación supera a la precipitación pluvial. Por lo anterior, los resultados obtenidos del estudio de la evaporación serán aplicables en el estudio analítico del funcionamiento del vaso.

Para la determinación de la evaporación se consideran los datos obtenidos en la estación climatológica más cercana del vaso, cuyas características sean semejantes a este. Tabla No. 50.

TABLA No. 50 EVAPORACIONES OBSERVADAS EN LA ESTACION ZAPOTITLAN PALMARE (mm)

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1961	168.7	178.4	224.9	240.0	243.6	182.3	177.1	203.3	167.1	178.3	178.0	170.2	2280.1
1962	168.7	177.7	228.2	239.2	243.7	189.3	194.9	194.0	166.3	173.0	173.0	172.7	2302.3
1963	168.7	178.4	228.4	233.3	243.7	178.4	185.7	195.9	153.9	173.0	173.0	167.7	2300.4
1964	168.2	178.4	227.7	239.9	238.4	177.5	185.1	202.6	143.5	166.8	166.8	167.2	2266.7
1965	168.1	178.4	227.8	240.1	242.5	168.0	184.1	170.4	150.5	173.4	173.4	167.4	2252.6
1966	168.7	178.1	229.1	239.5	238.8	167.8	151.9	177.1	129.5	173.2	173.2	167.7	2200.9
1967	168.7	178.4	229.0	238.2	239.6	177.1	196.4	177.0	141.5	173.1	173.1	167.3	2263.1
1968	168.5	177.5	227.9	239.3	241.4	168.1	196.8	201.0	155.5	173.4	173.4	167.0	2285.0
1969	168.2	178.4	227.6	239.3	240.5	170.6	184.3	175.5	141.2	173.4	173.4	167.3	2251.0
1970	168.7	178.4	228.2	240.4	241.6	159.4	176.0	185.4	159.5	173.4	173.4	167.3	2252.7
1971	168.5	178.4	228.2	239.7	243.2	172.6	197.1	181.7	174.4	173.0	173.0	167.9	2237.6
1972	168.0	178.4	228.0	236.7	240.4	162.1	187.4	198.7	141.0	173.0	173.0	167.7	2278.2
1973	168.7	178.4	229.2	239.4	242.5	164.0	179.8	190.0	141.0	173.0	173.0	167.4	2250.3
1974	168.4	178.4	227.3	239.3	240.4	61.5	170.5	186.0	133.9	173.0	173.0	167.7	2240.4
1975	168.0	177.5	223.2	240.1	234.9	165.6	185.9	186.0	47.4	173.0	173.0	167.7	2256.3
1976	168.7	177.8	223.1	231.1	241.6	183.3	147.4	193.0	43.5	173.0	173.0	167.5	2218.6
1977	168.7	178.3	228.1	239.0	239.1	162.6	185.3	190.2	151.5	173.0	173.0	167.0	2249.5
1978	168.0	178.0	223.1	239.8	238.3	171.7	174.6	197.6	151.2	173.0	173.0	167.7	2267.5
1979	162.7	178.1	226.1	239.0	240.3	193.8	172.4	192.3	139.7	173.0	173.0	166.1	2268.8
1980	168.1	178.3	227.9	239.8	240.0	176.1	180.1	177.8	137.8	173.0	173.0	167.7	2256.0
1981	168.5	177.8	223.0	239.7	238.8	139.2	177.3	160.7	54.4	173.0	173.0	167.7	2231.3
1982	168.7	178.4	227.3	239.7	237.6	188.3	200.0	211.1	111.0	173.0	173.0	167.7	2303.1
1983	168.0	175.2	227.5	240.0	243.6	176.7	173.7	189.5	52.9	173.0	173.0	167.7	2271.9
1984	168.2	178.0	227.5	240.0	241.1	170.6	151.5	186.2	132.7	173.0	173.0	167.7	2227.0
SUMA	4047.7	4273.5	3463.0	5710.7	5776.9	4127.9	4933.7	4552.7	3433.8	4125.4	4025.8	4025.8	50238.6
PROM	168.5	178.1	227.8	239.4	240.7	172.0	180.6	189.7	143.1	172.9	172.9	167.8	2259.9

TABLA No. 51 LAMINAS DE EXPANSION DE VENTILAS (MM)

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1861	129.9	137.4	153.8	180.2	139.0	-10.2	-4.3	146.5	-31.0	52.0	32.6	123.8	1119.8
1862	129.9	134.2	175.7	153.5	123.6	57.6	108.8	39.7	-96.9	105.9	129.0	119.0	1179.8
1863	129.9	137.4	175.7	158.3	74.4	-38.6	50.2	62.5	22.0	164.0	131.1	129.1	1136.4
1864	105.0	137.4	147.8	178.3	89.5	5.4	68.2	144.0	-15.4	111.0	95.0	116.1	1081.5
1865	102.6	137.4	156.1	184.9	161.0	-55.2	63.0	-137.8	15.0	54.0	150.5	125.1	977.9
1866	129.9	132.5	173.2	162.7	76.0	-61.2	-101.5	-79.0	-90.3	68.0	131.2	129.1	691.2
1867	129.9	137.4	165.7	119.2	99.2	2.8	126.2	-79.8	-30.0	71.5	130.9	118.6	992.9
1868	120.4	121.7	158.5	157.9	136.6	-58.8	128.1	134.9	-80.4	134.0	133.5	129.1	1220.2
1869	107.3	137.4	144.6	155.5	115.7	-42.0	63.9	-95.1	21.5	114.0	133.5	129.1	933.5
1870	129.9	137.4	175.7	184.9	141.7	-118.3	21.7	-6.9	50.4	50.0	133.5	119.1	1036.0
1871	112.9	137.4	175.7	171.5	177.8	-28.1	129.4	-39.2	-90.8	43.0	128.0	129.1	966.1
1872	126.9	137.4	155.7	69.8	114.0	-100.0	80.0	109.2	32.6	132.4	120.0	128.1	1115.7
1873	129.9	137.4	175.7	150.9	161.9	-87.1	41.2	33.3	16.0	115.0	121.0	122.1	1093.0
1874	118.3	137.4	144.7	177.9	112.4	-104.1	-6.2	77.2	-82.1	148.0	128.5	129.1	983.4
1875	111.9	119.4	175.7	184.9	-12.2	-75.7	72.4	0.2	0.0	43.0	133.5	129.1	934.5
1876	129.9	125.4	170.7	101.5	141.4	44.9	-124.7	64.3	30.0	41.0	126.0	126.1	832.2
1877	129.9	134.4	172.7	167.9	94.0	-96.6	120.3	35.3	18.0	71.0	128.0	113.1	968.5
1878	124.9	133.4	169.7	173.4	94.8	34.5	14.5	98.6	18.0	51.0	128.0	129.1	1691.2
1879	127.9	132.4	170.7	146.0	112.1	117.3	3.2	53.6	4.0	121.0	128.0	96.1	1129.5
1880	103.9	135.4	162.7	133.4	104.1	-4.2	83.7	-72.6	48.0	126.0	128.0	129.1	996.0
1881	120.9	127.3	161.5	111.8	75.3	-256.4	25.7	39.8	14.0	126.0	128.0	129.1	950.4
1882	129.9	137.4	161.7	164.9	49.8	79.3	146.2	130.5	20.0	126.0	128.0	129.1	1306.1
1883	126.9	85.7	140.2	184.9	187.6	-0.1	9.8	28.9	30.0	119.4	128.0	129.1	1148.4
1884	108.6	150.9	140.3	179.3	130.3	-42.0	-103.5	0.0	-14.0	140.4	128.0	129.1	878.3
SUMA	2917.4	3160.1	3935.5	3673.9	2651.6	-905.8	1016.3	688.0	-122.0	1111.0	1280.0	1280.0	24652.4
PR.OM.	121.6	131.7	164.0	161.4	110.9	-37.7	42.3	28.7	-25.7	80.5	128.0	123.6	1027.1

Los valores de la evaporación serán afectados por un coeficiente de reducción, debido a que dichos valores son registrados en aparatos que presentan superficies reducidas, habiéndose observado que en superficies mayores la evaporación es menor. La obtención de la lámina de evaporaciones netas se trata en el apartado IV.5, en la tabla No. 51 se muestran los resultados.

IV.3 Curva de Elevaciones - Areas - Capacidades

Para obtener la capacidad del vaso para diferentes elevaciones, en un sistema de ejes cartesianos se anotan en el eje de las ordenadas las elevaciones en metros y en el de las abscisas sus áreas correspondientes.

Mediante un planímetro se obtienen las áreas correspondientes a las elevaciones consideradas, determinándose los volúmenes parciales.

La curva de elevaciones - áreas - capacidades del vaso se obtuvo del levantamiento topográfico realizado en el sitio del vaso, la curva comprende un rango de elevaciones que van de 1448 a la 1495 m.s.n.m., con capacidades que varían de 0 a 40026 miles de metros cúbicos respectivamente.

La curva tabulada se muestra en la tabla No. 52 y su representación gráfica en la figura No. 23.

IV.4.- Políticas deficitarias

Al realizar el análisis del funcionamiento del vaso es necesario hacerlo para diferentes tamaños de presa (capacidad útil), se seleccionara aquel que cumpla con una serie de restricciones de deficiencias máximas permisibles, así como el tamaño máximo de la presa, para tal efecto se tiene una guía de las limitaciones para las deficiencias permisibles.

TABLA No. 52 ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES

ELEV. M	AREA M2	CAPACIDAD M3
1448.00	0	0
1449.00	4,730.00	2,365.00
1450.00	10,730.00	10,095.00
1451.00	25,000.00	46,340.00
1452.00	30,000.00	82,585.00
1453.00	40,000.00	118,830.00
1454.00	50,000.00	155,075.00
1455.00	61,760.00	191,320.00
1456.00	70,000.00	200,000.00
1457.00	82,000.00	250,000.00
1458.00	100,000.00	238,000.00
1459.00	125,000.00	500,000.00
1460.00	157,940.00	740,570.00
1461.00	200,000.00	900,000.00
1462.00	238,000.00	1,180,000.00
1463.00	268,000.00	1,400,000.00
1464.00	300,000.00	1,600,000.00
1464.29	311,600.00	1,700,000.00
1465.00	340,000.00	1,943,070.00
1466.00	378,000.00	2,250,000.00
1467.00	410,000.00	2,650,000.00
1468.00	442,000.00	3,100,000.00
1469.00	480,000.00	3,500,000.00
1470.00	518,248.00	4,046,340.00
1471.00	570,000.00	4,600,000.00
1472.00	630,000.00	5,300,000.00
1473.00	690,000.00	6,000,000.00
1474.00	760,000.00	6,700,000.00
1475.00	835,880.00	7,431,660.00
1476.00	890,000.00	8,200,000.00
1477.00	950,000.00	9,000,000.00
1477.50	980,000.00	9,500,000.00
1478.00	1,010,000.00	10,000,000.00
1478.42	1,032,260.00	10,500,000.00
1478.83	1,043,990.00	11,000,000.00
1479.00	1,063,000.00	11,200,000.00
1479.26	1,081,517.00	11,500,000.00
1479.69	1,112,141.00	12,000,000.00
1480.00	1,134,220.00	12,356,910.00
1481.00	1,200,000.00	13,780,000.00
1482.00	1,285,000.00	15,000,000.00
1483.00	1,380,000.00	16,200,000.00
1484.00	1,480,000.00	17,800,000.00
1485.00	1,598,000.00	19,187,460.00
1486.00	1,678,000.00	20,400,000.00
1487.00	1,760,000.00	22,000,000.00
1488.00	1,840,000.00	23,600,000.00
1489.00	1,925,000.00	25,900,000.00
1490.00	1,998,800.00	28,179,460.00
1491.00	2,100,000.00	30,400,000.00
1492.00	2,220,000.00	32,800,000.00
1493.00	2,338,000.00	35,100,000.00
1494.00	2,460,000.00	37,500,000.00
1495.00	2,635,070.00	40,026,140.00

CURVA DE ELEVACIONES - AREAS - CAPACIDADES

FIG. No. 23

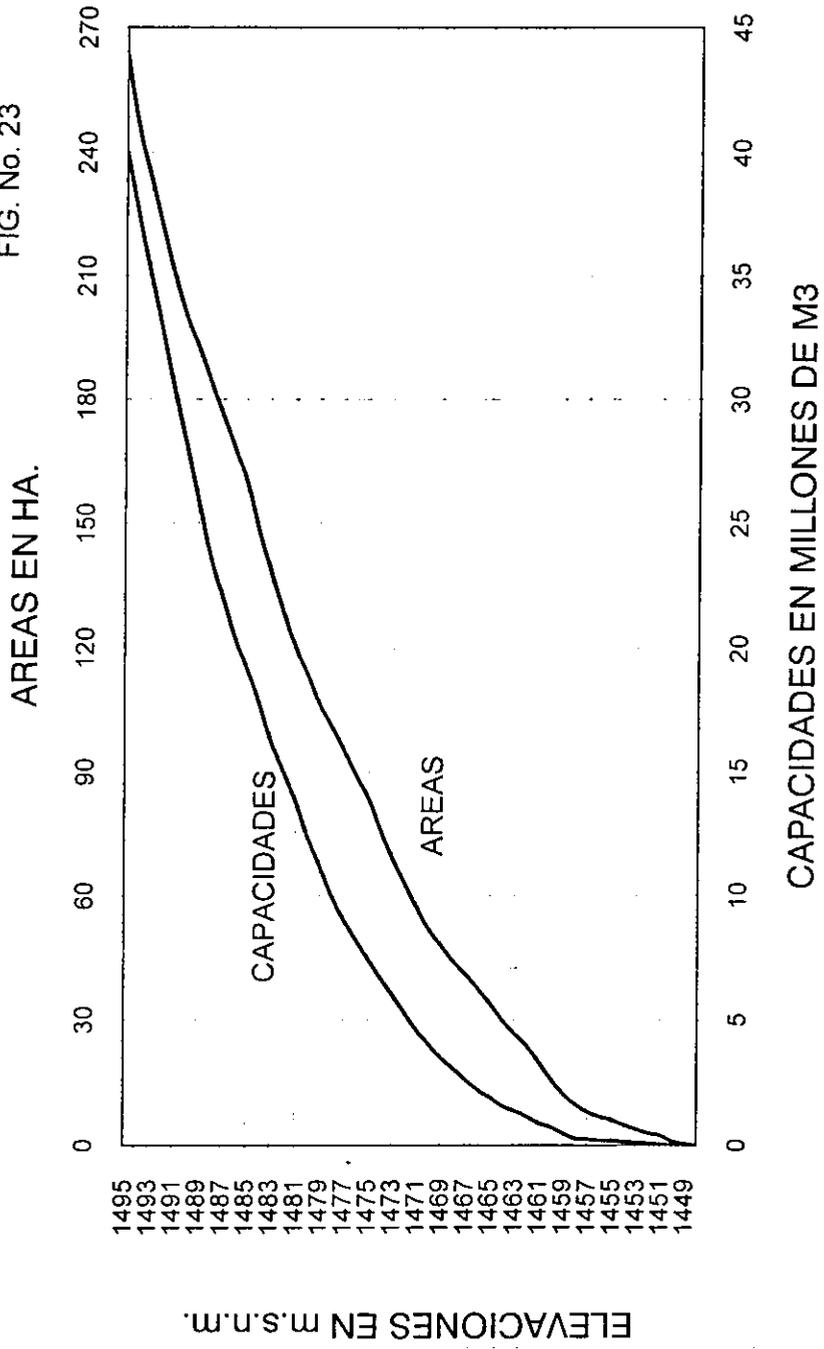


TABLA No. 53 POLÍTICAS DEFICITARIAS

CONDICION	LIMITACION (S.A.R.H.)
Faltante máximo anual (1)	60 %
Faltante máximo para dos años consecutivos, sumados (1)	90 %
Faltante máximo para tres años consecutivos, sumados (1)	110 %
Faltante medio anual máximo permisible (1)	5 %
Faltante máximo anual despreciable (1)	1 %
Faltante máximo para dos años consecutivos, el más seco (1)	55 %
Faltante máximo para tres años consecutivos, el más seco (1)	50 %
Máximo número de años con deficiencias en el período (3)	25 %
Máximo número de años consecutivos con faltante	3 años
Faltante máximo mensual (2)	100 %
(1) Los porcentos se refieren a la demanda anual	
(2) Los porcentos se refieren a la demanda mensual	
(3) Los porcentos se refieren al número de años del período estudiado	

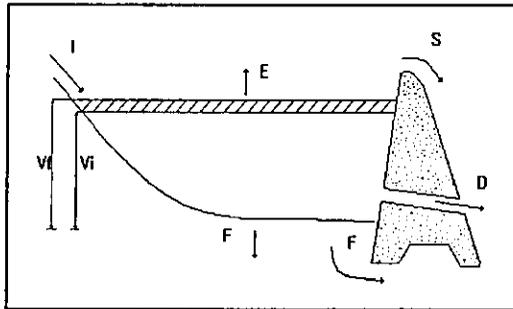
IV.5.- Simulación del funcionamiento del vaso con escurrimientos deducidos por métodos indirectos

El funcionamiento analítico de un vaso consiste en la simulación de las entradas, salidas y almacenamientos del vaso en un cierto período de tiempo, determinándose la capacidad necesaria para el riego o dotación de agua potable, o ambas.

El modelo de simulación se basa en la ecuación de continuidad que expresa el volumen.

$$\text{Vol. de entrada} = \text{vol. de salida} + \Delta \text{ almacenamiento} \quad (1)$$

FIG. No. 24



Entradas:

I.- Volúmenes escurridos por ríos u otras aportaciones.

Salidas en volúmenes de m³ :

D.- Demandados

E.- Evaporados en el vaso.

F.- Infiltrados en el vaso y boquilla. Por lo general se desprecian.

S.- Derramados por el vertedor

Vi.-De almacenamiento al inicio del Δt.

Vf.-De almacenamiento al final del Δt.

La ecuación (1) se puede escribir:

$$I = D + E + S + (V_f - V_i) \tag{2}$$

$$E = e \left((A_i + A_f) / 2 \right) \tag{3}$$

$$e = K E_p - P (1 - CE)$$

donde:

e = lámina de evaporación neta (mm)

K = Cte. de evaporímetro (0.77)

Ai= área de embalse al inicio del Δt.

E_p = Evaporación media (mm)

Af= área de embalse al final del Δt.

P = Precipitación (mm)

TABLA No. 54

ESCURRIMIENTOS GENERADOS CON COUTAGNE

FUNCIONAMIENTO DE VASO PARA CULTIVO 1964

MES	Alto inicial miles de m ³	Entradas vaso miles de m ³	Demandas miles de m ³	Exacción rea- miles de m ³	Evap. meta mm	e At / 2 miles de m ³	M1 miles de m ³	alm. final miles de m ³	e At / 2 miles de m ³	Derrames miles de m ³	Deficiencia volumen miles de m ³	%
ENE	9500	22	1468	D 1468	e 105	51	8002	7955	47	S 0	0	0
FEB	7955	38	1707	1707	137	61	6225	6175	50	0	0	0
MAR	6175	36	2057	2057	148	53	4100	4062	38	0	0	0
ABR	4062	200	1665	1665	178	45	2552	2517	35	0	0	0
MAY	2517	125	1233	925	90	17	1700	1691	9	0	308	25
JUN	1691	6996	1014	1013	5	1	7672	7670	2	0	0	0
JUL	7670	5565	1254	1253	68	29	11952	10000	34	1918	0	0
AGO	10000	2169	854	857	144	72	11242	10000	72	1171	0	0
SEP	10000	7015	488	487	-20	-9	16537	10000	-10	6547	0	0
OCT	10000	1171	222	221	13	6	10942	10000	6	937	0	0
NOV	10000	47	494	494	95	47	9505	9458	47	0	0	0
DIC	9458	0	965	965	118	57	8435	8381	54	0	0	0
		23384	13420.8	13111.7		430			384	10573	308	

VOLUMEN FINAL: 8331

RESUMEN:

VOL. APROVECHADO: 56.1 %

VOL. DERRAMADO: 45.2 %

VOL. EVAPORADO: 3.5 %

ALMC: -4.8 %

DEFIC. ANUAL: 2.3 %

DEFIC. MAXIMA MENSUAL: 100 %

Considerando (3) la ecuación (2) queda:

$$I + V_i - D - ((e A_i) / 2) = V_f + ((e A_f) / 2) + S \quad (4)$$

que es la ecuación de funcionamiento de vaso, donde los términos del primer miembro son conocidos y los del segundo, desconocidos al inicio del "t".

Esta ecuación se resuelve por tanteos suponiendo un "Vf" hasta que se cumpla la igualdad. Por lo tanto el proceso es iterativo. Se recomienda que t =1 mes por lo tanto el análisis será mensual.

El análisis de funcionamiento de vaso consiste en optimizar las dos condiciones anteriores, tomando en consideración los criterios de deficiencias máximas permisibles que normarán la decisión en cuanto al tamaño conveniente que se debe asignar a la capacidad útil.

IV.5.1.- Para riego

Para el análisis del funcionamiento del vaso se consideraron las demandas de agua para riego de la zona, la información de evaporaciones netas registradas, la información topográfica del vaso, la capacidad de azolves del vaso y los escurrimientos generados mediante los métodos indirectos de Coutagne y Coeficiente de escurrimiento, habiéndose empleado estos debido a que igualaron o superaron la demanda anual. Se consideraron varias capacidades de la presa así como se tomaron en cuenta las políticas deficitarias antes mencionadas.

El análisis de funcionamiento del vaso para el primer año se puede observar en la tabla No. 54, habiéndose analizado 20 años para cada capacidad, posteriormente el resumen del análisis para cada una de las capacidades (tabla No. 55 y 56).

TABLA No. 55

CONCEPTO	UNI.	ESCURRIMIENTOS GENERADOS CON COUTAGNE						
		4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000
cap. de conservación	mm3	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000
capacidad útil	mm3	2300	3300	4300	5300	6300	7300	8300
demanda anual	mm3	7352	8341	9293	10229	11154	11991	12771
superficie regada	ha	739.1	838.5	934.2	1028.3	1121.3	1205.4	1283.8
aprovechamiento	%	32.9	35.5	39.7	43.8	47.9	51.4	55.1
derrame	%	65.7	62.8	58.4	52.2	46.9	44.9	41.7
evaporación	%	1.5	1.7	1.9	2.2	2.5	2.8	3.5
años totales con defic.	No.	7	7	7	7	5	7	7
defic. máxima anual	%	34.0	33.0	29.0	26.0	20.0	12.0	5.0
defic. media anual	%	5.8	5.1	4.6	4.2	3.7	3.2	1.1

TABLA. No. 56

CONCEPTO	UNI.	ESCURRIMIENTOS GENERADOS CON EL COEF. DE ESC.					
		12000	13000	14000	15000	16000	17000
cap.de conservación	mm3	10300	11300	12300	13300	14300	15300
capacidad útil	mm3	10300	11300	12300	13300	14300	15300
demanda anual	mm3	11506	11731	11916	12073	12509	12959
superficie regada	ha	1156.7	1179.3	1197.9	1213.7	1257.5	1292.5
aprovechamiento	%	83.7	84.9	85.5	85.8	85.9	86.0
derrame	%	10.2	8.8	8.0	7.0	6.4	6.1
evaporación	%	5.8	6.3	9.6	7.1	7.7	7.9
años totales con defic.	No.	12	13	13	13	12	12
defic. máxima anual	%	17.0	14.0	13.0	11.0	7.0	5.0
defic. media anual	%	8.1	8.2	7.7	6.9	4.4	3.5

IV.5.2.- Para agua potable

Determinada la demanda de agua potable y habiéndose observado que esta es una cantidad poco significativa por si sola, se considero no realizar el funcionamiento de vaso para esta.

IV.5.3.- Para riego y agua potable

El funcionamiento del vaso para las demandas de agua potable y riego se realizo con la información y procedimiento antes descrito, cambiando solamente la demanda, que se vera incrementada.

A continuación el análisis del funcionamiento de vaso para las capacidades analizadas.

TABLA No. 57

CONCEPTO	UNI.	ESCURRIMIENTOS GENERADOS CON COUTAGNE						
		4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000
cap. de conservación	mm3	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000
capacidad útil	mm3	2300	3300	4300	5300	6300	7300	8300
demanda anual	mm3	7586	8583	9532	10463	11393	12240	13035
superficie regada	ha	762.6	862.8	958.2	1051.8	1145.3	1230.5	1310.3
aprovechamiento	%	32.0	36.3	40.5	44.6	49.2	52.5	56.0
derrame	%	66.3	62.1	57.7	53.2	48.8	44.7	40.8
evaporación	%	1.6	1.7	1.9	3.6	2.5	2.8	3.2
años totales con defic.	No.	8	8	7	7	7	7	7
defic. máxima anual	%	33.0	34.0	29.0	26.0	21.0	13.0	6.0
defic. media anual	%	5.8	5.0	4.5	4.1	3.7	3.0	0.8

TABLA No. 58

CONCEPTO	UNI.	ESCURRIMIENTOS GENERADOS CON EL COEF. DE ESC.					
		12000	13000	14000	15000	16000	17000
cap. de conservación	mm3	12000	13000	14000	15000	16000	17000
capacidad útil	mm3	10300	11300	12300	13300	14300	15300
demanda anual	mm3	11498	11991	12209	12391	12607	12812
superficie regada	ha	1155.8	1205.4	1227.3	1245.6	1267.3	1287.3
aprovechamiento	%	84.5	85.6	85.8	86.1	86.2	86.4
derrame	%	10.5	8.4	7.4	6.7	6.0	5.3
evaporación	%	5.8	6.3	6.8	7.2	7.7	8.3
años totales con defic.	No.	14	13	13	13	13	13
defic. máxima anual	%	20.0	15.0	13.0	11	9.0	7.0
defic. media anual	%	9.9	8.1	7.8	7	5.8	5.5

IV.6.- Simulación del funcionamiento del vaso con escurrimientos deducidos con hidrometría regional

La simulación del vaso se llevo a cabo mediante el procedimiento antes descrito, cambiando solamente las entradas al vaso ya que estas serán producidas por los escurrimientos obtenidos mediante la hidrometría de la región.

IV.6.1.- Para riego

La simulación se realizó para capacidades de conservación que varían de 4 a 9.5 millones de metros cúbicos, encontrándose para esta última una superficie regada de 1308.7 ha. que es la buscada para el proyecto.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de cada una de las capacidades analizadas.

TABLA No. 59

CONCEPTO	UNI.	ESCURRIMIENTOS GENERADOS CON LA HIDROMETRIA REGIONAL						
		4000	5000	6000	7000	8000	9000	9500
cap. de conservación	mm ³	4000	5000	6000	7000	8000	9000	9500
capacidad útil	mm ³	2300	3300	4300	5300	6300	7300	7800
demanda anual	mm ³	3666	5441	7048	8630	10227	11895	12459
superficie regada	ha	386.4	576.8	725.2	914.9	1078.5	1233.1	1308.7
aprovechamiento	%	24.9	35.9	45.1	55.5	64.7	73.1	77.5
derrame	%	75.0	62.7	53.6	43.7	33.9	24.8	20.8
evaporación	%	2.8	3.1	3.5	3.8	4.2	4.3	4.4
años totales con defic.	No.	5	6	6	5	6	6	7
defic. máxima anual	%	9.1	9.4	8.5	7.1	6.4	12.1	18.7
defic. media anual	%	1.5	1.4	1.2	1.2	1.7	1.8	2.3

IV.6.2.- Para agua potable

Como se menciono anteriormente la demanda de agua potable es pequeña para tomarla en cuenta por si sola para el funcionamiento del vaso, además, la demanda de agua potable se vera incluida en el funcionamiento del siguiente apartado.

IV.6.3.- Para riego y agua potable

Para el funcionamiento del vaso se analizaron varias capacidades de conservación que garantizaran la demanda conjunta de riego y agua potable, estas variaron de 4 a 9.5 millones de metros cúbicos, encontrándose en esta última una superficie regada de 1283 ha., la cual se considera aceptable para el proyecto. A continuación se presentan los resultados obtenidos.

TABLA No. 60

CONCEPTO	UNI.	ESCURRIMIENTOS GENERADOS CON LA HIDROMETRIA REGIONAL						
		4000	5000	6000	7000	8000	9000	9500
cap. de conservación	mm3	2300	3300	4300	5300	6300	7300	7800
capacidad útil	mm3	2300	3300	4300	5300	6300	7300	7800
demanda anual	mm3	3594	5335	6843	8420	9929	11457	12215
superficie regada	ha	377	560	718	884	1042	1203	1283
aprovechamiento	%	24.3	34.9	44.2	53.9	62.8	71.7	75.6
derrame	%	72.9	62.1	52.4	42.5	33.2	24.1	20.2
evaporación	%	2.7	3.0	3.4	3.7	3.9	4.2	4.2
años totales con defic.	No.	5	6	6	5	6	6	7
defic. máxima anual	%	9.3	9	7.1	6.4	12.1	19.5	24.1
defic. media anual	%	1.3	1.5	1.1	1.1	1.5	1.9	2.7

CAPITULO V
ESTUDIO DE AVENIDAS

V.- ESTUDIO DE AVENIDAS

V.1.- Determinación de la avenida máxima probable

V.1.1.- Obtención de la precipitación máxima probable

V.1.1.1.- Precipitación máxima en 24 horas

Las cuencas pequeñas, cuyo límite superior se puede ubicar en 250 km², por lo general no cuentan con información hidrométrica como se había mencionado anteriormente; por lo que la estimación de la avenida máxima que se genera en una cuenca pequeña, se debe basar en el análisis de la información disponible sobre lluvias máximas de la zona y en las características físicas de tal cuenca.

Dentro de los registros de tormentas máximas, los que tienen mayor extensión y densidad son los de lluvia máxima en 24 horas. En la tabla No. 61 se pueden apreciar las precipitaciones máximas en 24 horas registradas en la estación Camotlan.

V.1.1.2.- Estimación de la precipitación máxima probable

Se puede definir la precipitación máxima probable como la magnitud de lluvia que ocurre sobre una cuenca particular, en la cual generará un gasto de avenida, resultado de las condiciones meteorológicas más críticas.

Por lo anterior es de suma importancia la determinación de la máxima probable sobre la cuenca en estudio.

Período de retorno.

El primer paso para la determinación de la avenida de proyecto de una estructura hidráulica será la selección de la probabilidad de excedencia que tendrá tal avenida, es decir, el período de retorno, este se puede definir como el promedio, en años, entre la ocurrencia de un evento hidrológico de una avenida específica y otra igual o mayor.

En las obras o estructuras pequeñas la selección del período de retorno que tendrá la avenida de proyecto se lleva a cabo en base a tablas que indican los períodos de recurrencia promedio utilizados en tales obras de manera general. Tomando en consideración la clase de estructura, como las siguientes:

- Clase (a): Presas localizadas en áreas agrícolas o rurales donde su falla puede causar daños a edificios de granjas, tierras agrícolas o a caminos municipales y secundarios.
- Clase (b): Presas localizadas en áreas predominantemente agrícolas o rurales donde su falla puede causar daños a casas aisladas, carreteras principales, líneas ferroviarias u originar la interrupción del usos de servicios públicos de relativa importancia.

- Clase (c): Presas localizadas donde su falla puede causar pérdidas de vidas humanas, serios daños a casas, edificios comerciales e industriales, importantes servicios públicos y a carreteras y ferrocarriles principales.

De acuerdo a la ubicación del sitio en estudio se considero una estructura tipo c, por lo que se analizaran los períodos de retorno de 1000 y 10000 años para la precipitación máxima probable y que se emplearan en el dimensionamiento del vertedor y bordo libre respectivamente.

Método de estimación de la PMP.

Entre los métodos de estimación de la precipitación máxima probable se tienen:

1. Modelos de tormentas
2. Métodos de transposición, maximización de tormentas
3. Método estadístico

El método estadístico para calcular la PMP y al cual se hará referencia , se debe a David M. Hershfield. El método se puede aplicar cuando se dispone con suficientes datos, el registro de precipitaciones máximas en 24 horas a utilizar, debe tener del orden de 20 años y cuando menos mayor o igual a 10 años.

El método fue deducido a partir de los registros de precipitaciones máximas en 24 horas de 2600 estaciones, encontrándose la siguiente ecuación para la determinación de la PMP:

$$PMP = X_n + K_m S_n$$

en donde:

PMP = precipitación máxima en 24 horas, en milímetros.

K_m = factor de frecuencia.

X_n, S_n = media y desviación típica, respectivamente, de la serie anual de lluvias máximas en 24 horas.

Secuela:

- En base al registro disponible de precipitaciones máximas mensuales en 24 horas, se integra una serie anual.
- A la serie anual formada se le suprime el evento máximo, formándose dos series de (n) y (n-1) datos extremos. A cada una de éstas dos series se les calcula la media y desviación típica, por medio de las fórmulas siguientes:

TABLA No. 61 PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964	0.0	0.0	0.0	11.0	32.0	65.0	44.0	7.0	17.0	60.0	17.0	7.0	65.0
1965	28.0	4.0	10.0	11.0	20.0	23.0	14.0	30.8	55.0	45.0	0.0	7.0	55.0
1966	0.0	0.0	12.0	15.0	22.0	32.0	67.0	62.0	45.0	40.0	10.0	0.0	67.0
1967	0.0	0.0	24.0	35.0	20.0	40.0	23.0	30.0	45.0	35.0	0.0	10.0	45.0
1968	5.0	10.7	0.0	20.0	25.0	62.0	17.0	22.0	20.0	6.0	1.5	5.0	62.0
1969	11.0	0.0	20.0	10.0	45.0	36.0	25.0	113.0	70.0	50.0	0.0	0.0	113.0
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	23.0	81.0	40.0	23.0	42.0	20.0	15.0	0.0	91.0
1971	5.0	0.0	10.0	5.0	10.0	38.0	20.0	27.0	26.0	40.0	5.0	0.0	40.0
1972	1.0	0.0	8.0	8.0	23.0	25.0	20.0	30.0	25.0	0.0	15.0	0.0	30.0
1973	0.0	0.0	0.0	21.0	8.0	20.0	60.0	65.0	50.0	25.5	5.0	20.0	65.0
1974	0.0	0.0	20.0	14.0	47.5	45.0	40.0	17.0	50.0	6.0	0.0	0.0	50.0
1975	3.0	9.0	0.0	0.0	40.0	40.0	20.0	40.0	40.0	36.5	0.0	0.0	40.0
1976	0.0	0.0	0.0	12.5	15.0	20.5	405.0	27.5	40.0	32.0	4.0	0.0	405.0
1977	0.0	4.0	2.0	3.0	33.5	42.5	12.0	43.5	32.5	17.0	9.0	3.0	43.5
1978	1.0	4.0	4.0	3.5	23.0	40.0	36.0	30.0	37.0	20.0	40.0	0.0	40.0
1979	0.0	8.0	0.0	15.0	32.0	25.0	35.5	22.5	24.5	17.5	6.0	20.0	35.5
1980	19.0	7.5	27.5	9.0	20.0	48.0	32.0	31.0	52.0	2.0	24.0	0.0	52.0
1981	15.6	9.0	1.5	16.5	27.3	28.3	32.0	19.2	16.5	11.5	6.3	0.0	32.0
1982	17.8	0.0	8.0	11.3	9.0	25.0	25.5	3.3	40.9	49.9	3.0	3.0	49.9
1983	15.9	27.9	22.4	0.0	0.6	35.1	19.1	21.1	47.4	27.3	24.2	5.1	47.4

$$X_n = \left(\sum_{i=1}^{i=n} x_i \right) / n$$

$$S'_n = \left(\sum_{i=1}^{i=n} (x_i - X_n)^2 \right) / (n - 1)$$

$$X_{n-m} = \left(\sum_{i=1}^{i=n} x_i \right) / (n - m)$$

$$S'_{n-m} = \left(\sum_{i=1}^{i=n-m} (x_i - X_n)^2 \right) / (n - 2)$$

- Se calcula el factor de frecuencia K_m .
- Se ajustan o corrigen la media y la desviación típica de la serie anual, por máxima precipitación observada, con auxilio de la figura No. 25 y No. 26 respectivamente; en función de la longitud del registro (n) en años y de las relaciones:
 $(X_{n-m}) / (X_n)$ y $(S'_{n-m}) / (S'_n)$
- Se ajustan o corrigen la media y la desviación típica de la serie anual por tamaño de muestra, con auxilio de la figura No. 27, teniendo en cuenta solamente la longitud del registro en años.
- Con los valores ya corregidos de la media y la desviación típica, se calcula la PMP con la ecuación vista anteriormente.
- La PMP calculada se corrige por intervalo fijo y único de observación, pues los datos utilizados para calcularla son lluvias de duración 24 horas medidas diariamente, entonces el valor calculado en el paso anterior se debe multiplicar por 1.13.
- Cuando se requiere la magnitud de la PMP para duraciones diferentes a 24 horas se puede distribuir ésta en el tiempo, por medio de la técnica siguiente: se utiliza la curva envolvente de registros mundiales de lluvia, figura No. 28, localizándose para la duración de 24 horas el valor ya corregido de la PMP en milímetros y trazando por tal

punto una línea recta paralela a la envolvente mundial se podrán leer las magnitudes de la PMP para cualquier otra duración o duraciones requeridas.

En la tabla No. 62 se puede apreciar el procedimiento y resultados obtenidos.

V.1.2.- Estimación de la avenida máxima probable

V.1.2.1.- Métodos hidrológicos

Los métodos hidrológicos reconstruyen matemáticamente el proceso o fenómeno de la formación de la avenida, a partir de la suposición de una lluvia de duración y período determinado, así como las características físicas de la cuenca, hasta llegar a dibujar el probable hidrograma de la avenida.

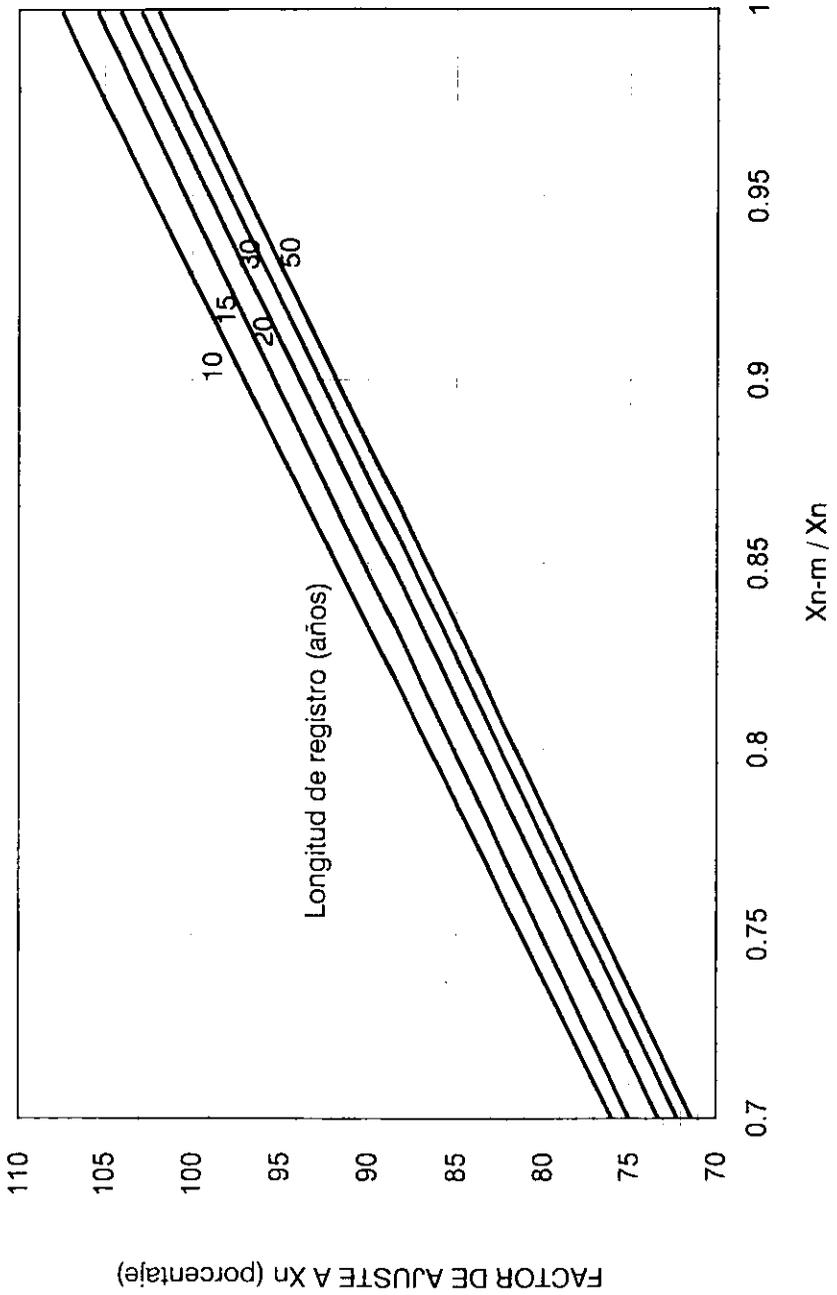
En cuencas pequeñas sin datos hidrométricos, los métodos hidrológicos son el mejor procedimiento a utilizar.

Dentro de la metodología para la estimación de avenidas máximas en cuencas pequeñas, se tienen:

1. Método del hidrograma unitario instantáneo de I-Pai Wu
2. Método del hidrograma unitario sintético de D.M. Gray
3. Método del hidrograma unitario triangular del U.S. Bureau of Reclamation

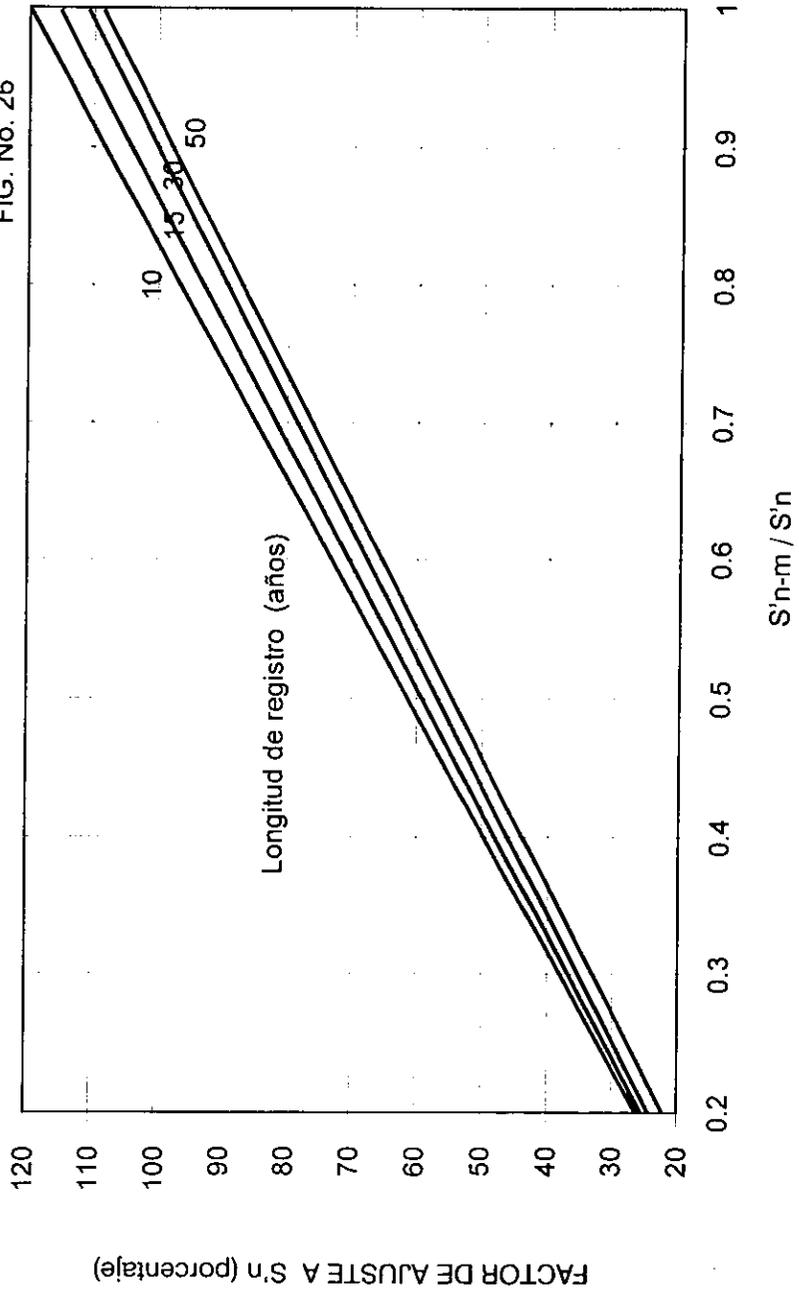
FACTOR DE AJUSTE X_n

FIG. No. 25



FACTOR DE AJUSTE S'N

FIG. No. 26



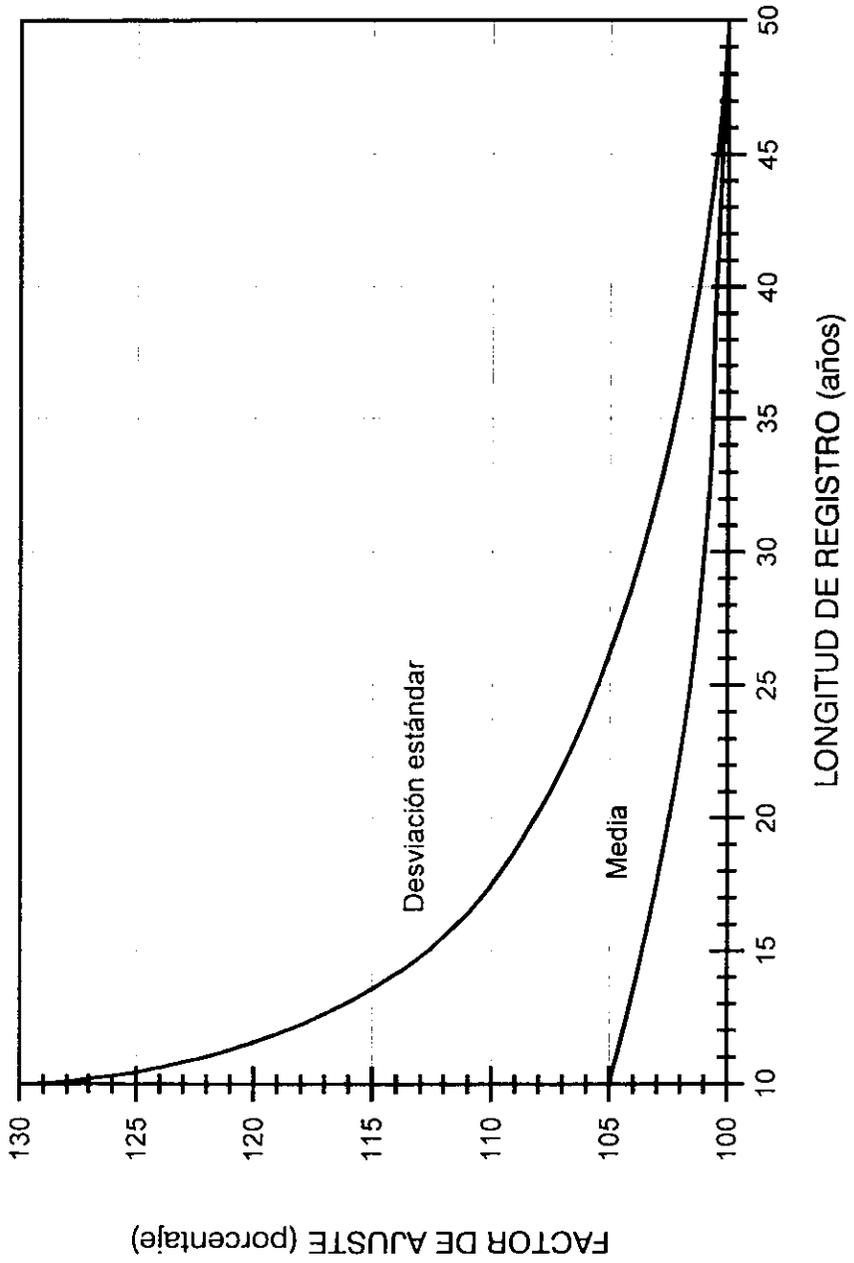
FACTOR DE AJUSTE A S'n (porcentaje)

Longitud de registro (años)

$S'n-m/S'n$

FACTOR DE AJUSTE POR LONGITUD DE REGISTROS

FIG. No. 27



DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE

FIG. No. 28

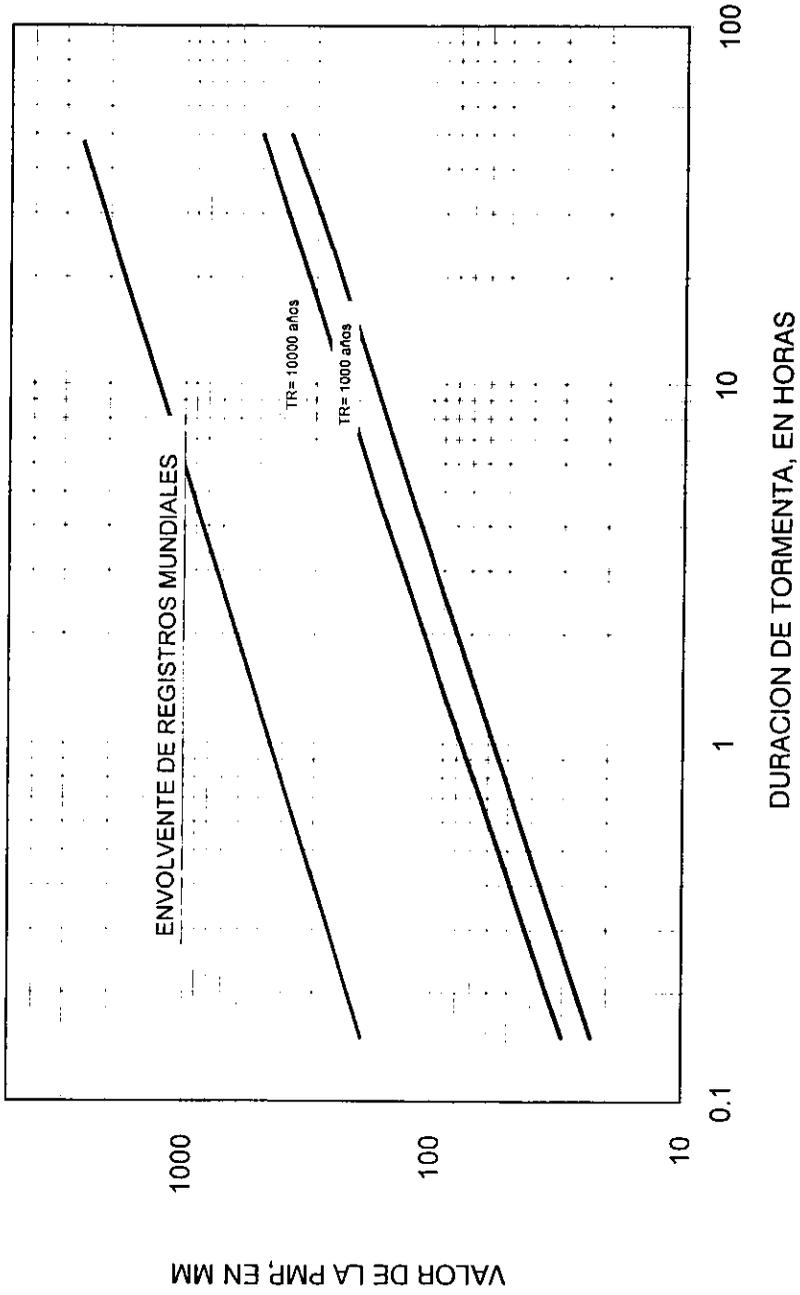


TABLA No. 62 METODO DE HERSFIELD

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS	
año	precipitación orden decrec.
1964	65.0
1965	59.0
1966	67.0
1967	45.0
1968	62.0
1969	43.0
1970	31.0
1971	40.0
1972	30.0
1973	65.0
1974	50.0
1975	405.0
1976	40.0
1977	43.5
1978	40.0
1979	35.5
1980	52.0
1981	32.0
1982	49.9
1983	47.4
$x\bar{1}$ =	71.5
$S\bar{1}$ =	73.0
$x\bar{n}-1$ =	53.91
$S\bar{n}-1$ =	19.95

Obtención de la precipitación máxima probable:

$Cv = S\bar{n}/x\bar{n} = 1.106$

factores de ajuste:

$x\bar{n}-1/x\bar{n} = 0.754$ $S\bar{n}-1/S\bar{n} = 0.253$

de gráfica: $S\bar{n} = 0.35$ $x\bar{n} = 0.79$

$x\bar{n}$ y $S\bar{n}$ modificados por los factores:

$x\bar{n} = 56.42$ $S\bar{n} = 27.64$

ajuste por tamaño de la muestra
de tablas: $n=20$

$x\bar{n} = 1.02$ $S\bar{n} = 1.10$ $Cv = 1.08$

$x\bar{n}$ y $S\bar{n}$ corregidos:

$x\bar{n} = 57.60$

$S\bar{n} = 30.40$

$Cv = 1.19$

valor de km

km(50)= 2.90

km(100)= 3.50

km(1000)= 5.50

km(10000)= 7.53

precipitación máxima probable:

PMP(1000)= 254.0

PMP(10000)= 323.8

Método del hidrograma unitario instantáneo de I-Pai Wu.

El método fue deducido en pequeñas cuencas y permite obtener el hidrograma de avenida que se estima para un determinado periodo de retorno. El método se considera aplicable sólo a cuencas pequeñas, es decir, a cuencas menores de 250 km².

A continuación se indican las ecuaciones empleadas en el método:

$$Q_p = 0.278 (A P_e / t_p) f(n, t_p) \quad (1)$$

$$n = 4 t_p / k \quad (2)$$

$$t_p = 0.93 (A)^{1.085} (L)^{-1.233} (S)^{-0.668} \quad (3)$$

$$k = 0.73 (A)^{0.937} (L)^{-1.474} (S)^{-1.473} \quad (4)$$

en donde:

Q_p = gasto de pico de la avenida, en m³ / seg.

A = área de la cuenca, en km².

L = longitud del cauce principal, en km.

S = pendiente promedio del cauce principal, en porcentaje y calculada en base a la fórmula de Taylor y Schwarz.

P_e = precipitación en exceso para la tormenta de diseño (P), en milímetros. Se calcula en base al número N de la curva de escurrimiento, para la condición media de humedad.

$$P_e = (P - (5080/N) + 50.8)^2 / P + (20320/N) - 203.2$$

t_p = tiempo de pico, en horas. En función de las características de la cuenca.

n = número de recipientes lineales que simulan la cuenca, adimensional.

k = coeficiente de almacenaje, se puede relacionar con las características de la cuenca.

Según I-Pai Wu, el gasto máximo es directamente proporcional a la lluvia en exceso e independiente de la duración (d), la cual esta implícita en P_e . La determinación de la duración de la tormenta más desfavorable de acuerdo a I-Pai Wu será la que se aproxima al tiempo de pico (t_p).

Secuela:

- Se determinan las siguientes características fisiográficas de la cuenca:

A = área de la cuenca, en km².

L = longitud del cauce principal, en km.

S = pendiente promedio del cauce principal, en porcentaje.

N = número de la curva de escurrimiento, para la condición media de humedad en la cuenca.

- En base a las características ya definidas se calculan los valores del t_p y del k . De acuerdo al valor de t_p se escoge la duración de tormenta (d), en horas.
- En función del número N de la curva de escurrimiento se calculan las precipitaciones en exceso (P_e).

- Se calcula el valor del parámetro n y se determina con tal valor en la figura No. 29 la función $f(n, t_p)$.
- Con la ecuación (1) se determina el gasto máximo de la avenida.
- En base al valor del parámetro n se obtienen de la tabla No. 63 los valores de la relación Q/Q_p para los diversos valores de t/t_p tabulados, las primeras relaciones se multiplican por el valor de Q_p y las segundas por el valor de t_p y se van definiendo parejas de gasto y tiempo para dibujar el probable hidrograma de la avenida que se estima.

Cuando el valor del parámetro n no se encuentra tabulado, se utiliza la ecuación siguiente para definir las relaciones de Q/Q_p , dando valores a t/t_p , esta es:

$$Q/Q_p = (t / t_p)^{n-1} [e^{-(n-1)}]^{(t / t_p - 1)}$$

En la tabla No. 64 se pueden apreciar los cálculos y resultados obtenidos y en la figura No. 30 y 31 el hidrograma obtenido para la revisión del vertedor y bordo libre, respectivamente..

GRAFICA PARA EL CALCULO DE LA FUNCION $f(n, tp)$

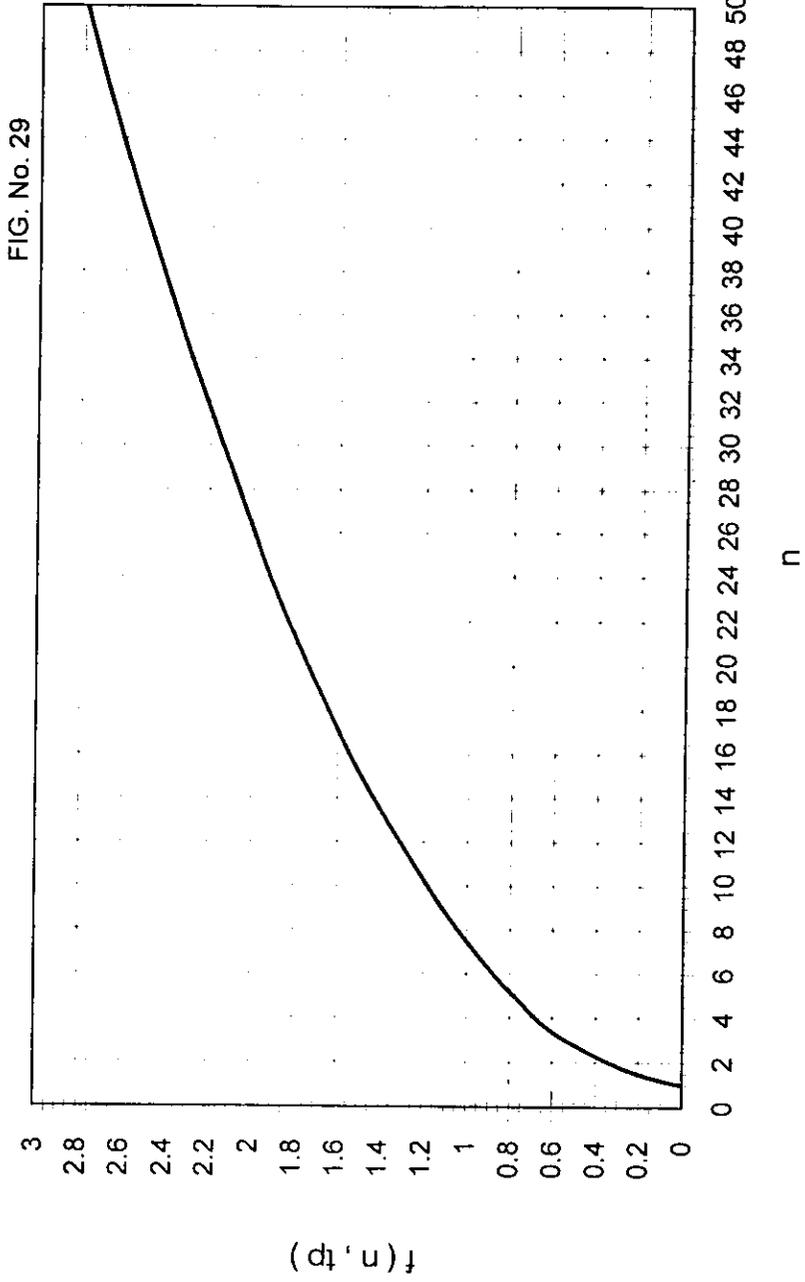


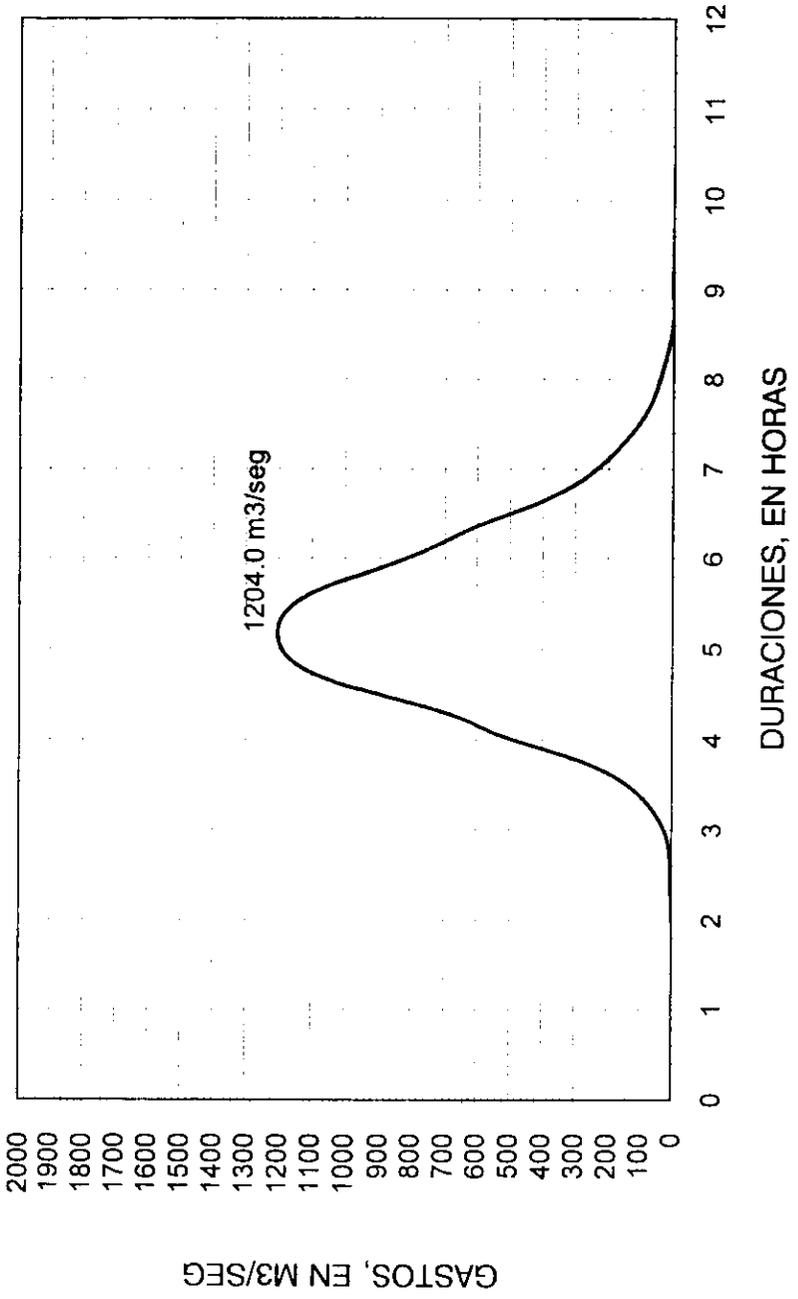
TABLA No.64 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO DE I-PAI WU

1) DATOS				punto	(t / tp)	(t / tp) tp hrs.	vertedor Qi m3/seg	bordo libre Qi m3/seg
A=	205 km ²			1	0.2	1.03	0.00	0.00
L=	22 km			2	0.4	2.07	0.07	0.10
S=	1.45%			3	0.6	3.10	38.77	60.08
N=	68			4	0.8	4.14	587.55	916.02
2) CALCULO DE tp, k1 y d:				5	1.0	5.17	1204.00	1877.00
tp=	5.17 hrs.			6	1.2	6.20	696.02	1085.17
k1=	0.605			7	1.4	7.24	168.01	260.96
3) LLUVIAS DE DISEÑO				8	1.6	8.27	21.40	33.79
P(1000)=	133 mm	P(10000)=	171 mm	9	1.8	9.31	1.67	1.87
Pe =	52 mm	Pe =	81 mm	10	2.0	10.34	0.00	0.00
4) CALCULO DE n y f(n, tp):				11	2.2			
n=	32			12	2.4			
f(n, tp)=	2.1			13	2.6			
5) CALCULO DEL Q MAX.:				14	2.8			
TR=1000 años		Qp=	1204 m ³ /seg	15	3.0			
TR=10000 años		Qp=	1877 m ³ /seg	16	3.2			
				17	3.4			
				18	3.6			
				19	3.8			
				20	4.0			
				21	4.2			

METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO

DE I - PAI WU, REVISION DEL VERTEDOR

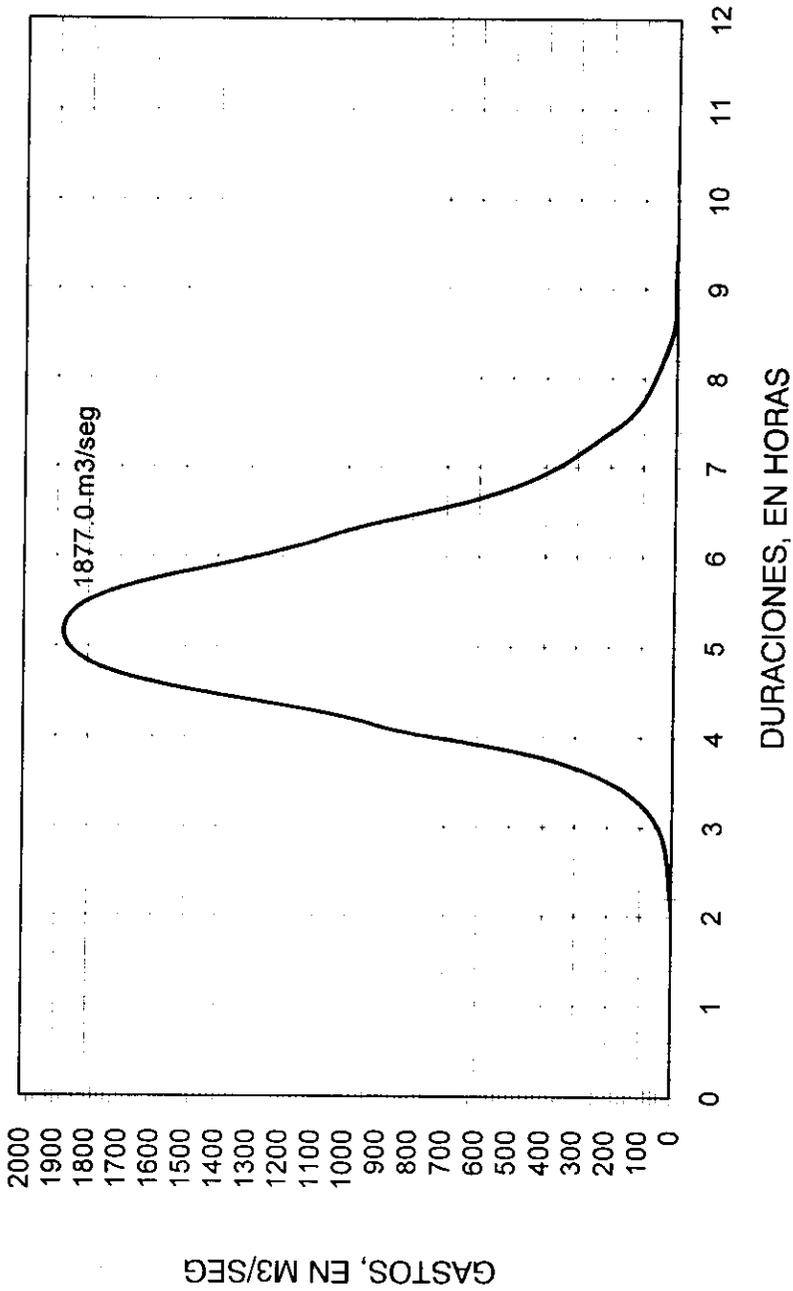
FIG. No. 30



METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO

DE I - PAI WU, REVISION DEL BORDO LIBRE

FIG. No. 31



Método del hidrograma unitario sintético de D.M. Gray.

La técnica del hidrograma unitario sintético propuesto por F.F. Snyder, consiste en la estimación de los parámetros del hidrograma unitario por medio de una serie de ecuaciones, las cuales fueron deducidas en base al análisis de un gran número de hidrogramas reales.

El método desarrollado por Donald M. Gray tiene como límite superior de aplicación un tamaño de cuenca de 243 km².

D.M. Gray encontró la siguiente ecuación para el gasto máximo:

$$Q_i = 0.0111 [(\% \text{Gasto} / 0.25 \text{ tr}) (A) Pe] / \text{tr} \quad (1)$$

en donde:

tr = tiempo de retraso, es decir, el tiempo desde el centro de masa de la tormenta a el tiempo en que se presenta el gasto máximo en el hidrograma unitario, en minutos.

A = área de cuenca, en km².

Pe = precipitación en exceso calculada para la condición de humedad media y en base a la precipitación del período de retorno de diseño y duración igual al tiempo de retraso tr, en mm.

Secuela:

- Se determinan las siguientes características fisiográficas de la cuenca:

A = área de la cuenca, en km².

L = longitud del cauce principal; en km.

S = pendiente media del cauce principal en porcentaje, definida por la pendiente de una línea recta que iguala áreas positivas y negativas entre el perfil del cauce y tal recta.

N = número de la curva de escurrimiento para la condición húmeda en la cuenca.

- Donald M. Gray encuentra para el llamado: factor de almacenamiento (tr / Y), la expresión siguiente:

$$(\text{tr} / Y) = 7.10 (L / \sqrt{S})^{0.562}$$

Además relacionó el factor de almacenamiento y el tiempo de retraso (tr) en minutos, por medio de la expresión siguiente:

$$(\text{tr} / Y) = 2.676 / [1.00 / (\text{tr} / Y) - 0.0139]$$

Entonces, el parámetro de escala Y, será igual a:

$$Y = \text{tr} / (\text{tr} / Y)$$

- A partir de la figura No. 28, se calculan los valores de la lluvia de duración t_r y períodos de retorno de diseño.

Para cada uno de los valores calculados anteriormente de lluvia de diseño, se estima la cantidad de lluvia en exceso (P_e) en milímetros, de acuerdo al número N para la condición húmeda de la cuenca.

- En base al valor calculado para el parámetro Y , se obtiene de la tabla No. 65 los valores del $\%Gasto/0.25 t_r$ para los diversos valores de la relación t/t_r . Las cantidades anteriores se llevan a la ecuación (1) con los otro valores ya calculados y se van calculando los valores del gasto Q_i para cada una de las duraciones $(t/t_r)t_r$; las parejas anteriores definen el probable hidrograma de la avenida que se estima.

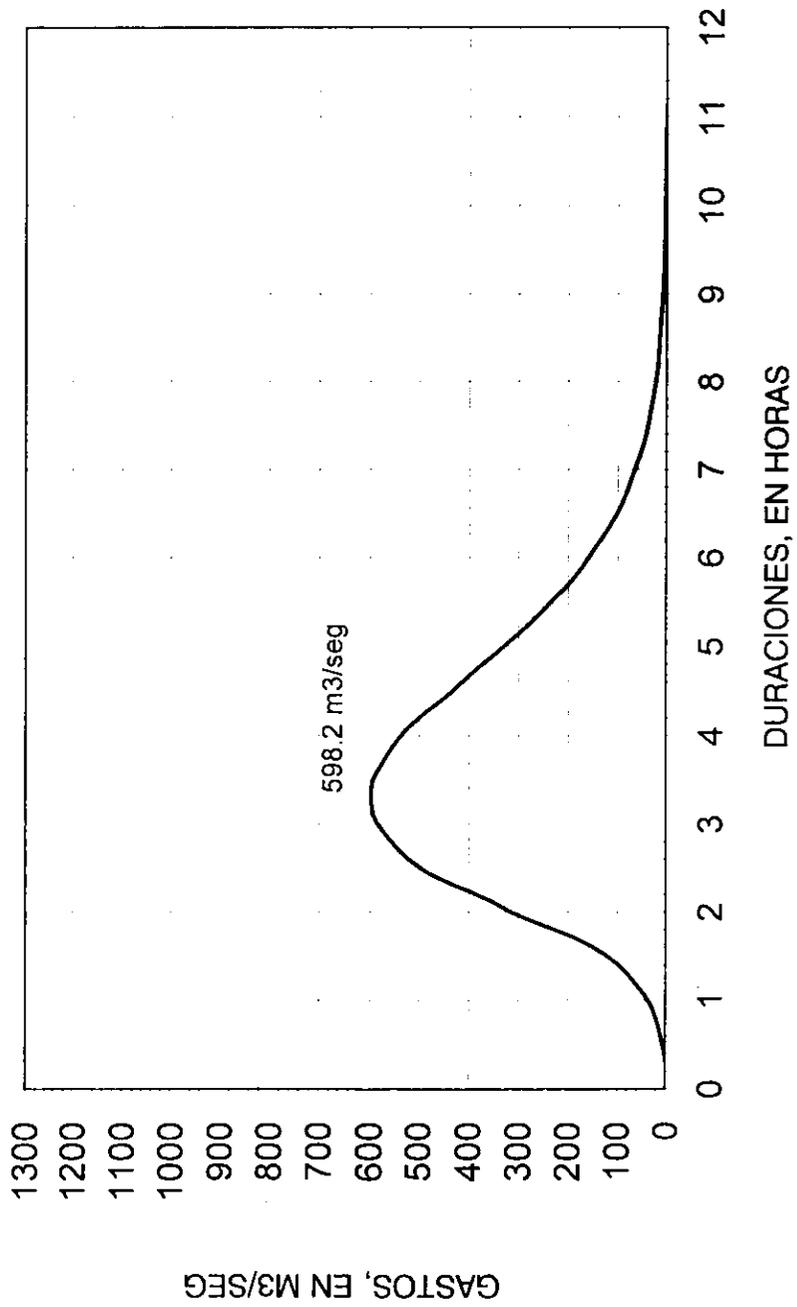
En la tabla No. 66 se pueden apreciar los cálculos y resultados obtenidos y en la figura No. 32 y 33 el hidrograma obtenido para la revisión del vertedor y bordo libre, respectivamente..

TABLA No. 66 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DE D.M. GRAY

1) DATOS		punto	(t/tr)	(t/tr) tr hrs	%gasto/0.25tr	vertedor Qi m3/seg	bordo libre Qi m3/seg
A=	205 km ²	1	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0
L=	22 km	2	0.125	0.413	0.1	2.5	4.8
S=	1.45%	3	0.375	1.238	2.8	69.5	135.7
N=	68	4	0.625	2.063	13.5	335.1	654.4
2) CALCULO DE tp y Y:		5	0.875	2.888	22.9	568.5	1110.1
(tr/Y) =	36.3	6	1.000	3.300	24.1	598.2	1168.3
tr =	3.3 hrs.	7	1.125	3.713	23.1	573.4	1119.8
Y =	5.4	8	1.375	4.538	17.2	426.9	833.8
3) LLUVIAS DE DISEÑO:		9	1.625	5.363	10.5	260.6	509.0
P(1000) =	110 mm	10	1.875	6.188	5.5	136.5	266.6
P(10000) =	157 mm	11	2.125	7.013	2.6	64.5	126.0
Pe =	36 mm	12	2.375	7.838	1.1	27.3	53.3
Pe =	70 mm	13	2.625	8.663	0.5	12.4	24.2
4) CALCULO DEL Q MAX.:		14	2.875	9.488	0.2	5.0	9.7
TR(1000) Qi =	598.2 m ³ /seg	15	3.125	10.313	0.1	2.5	4.8
TR(10000) Qi =	1168.26 m ³ /seg	16	3.375	11.138	0.0	0.0	0.0

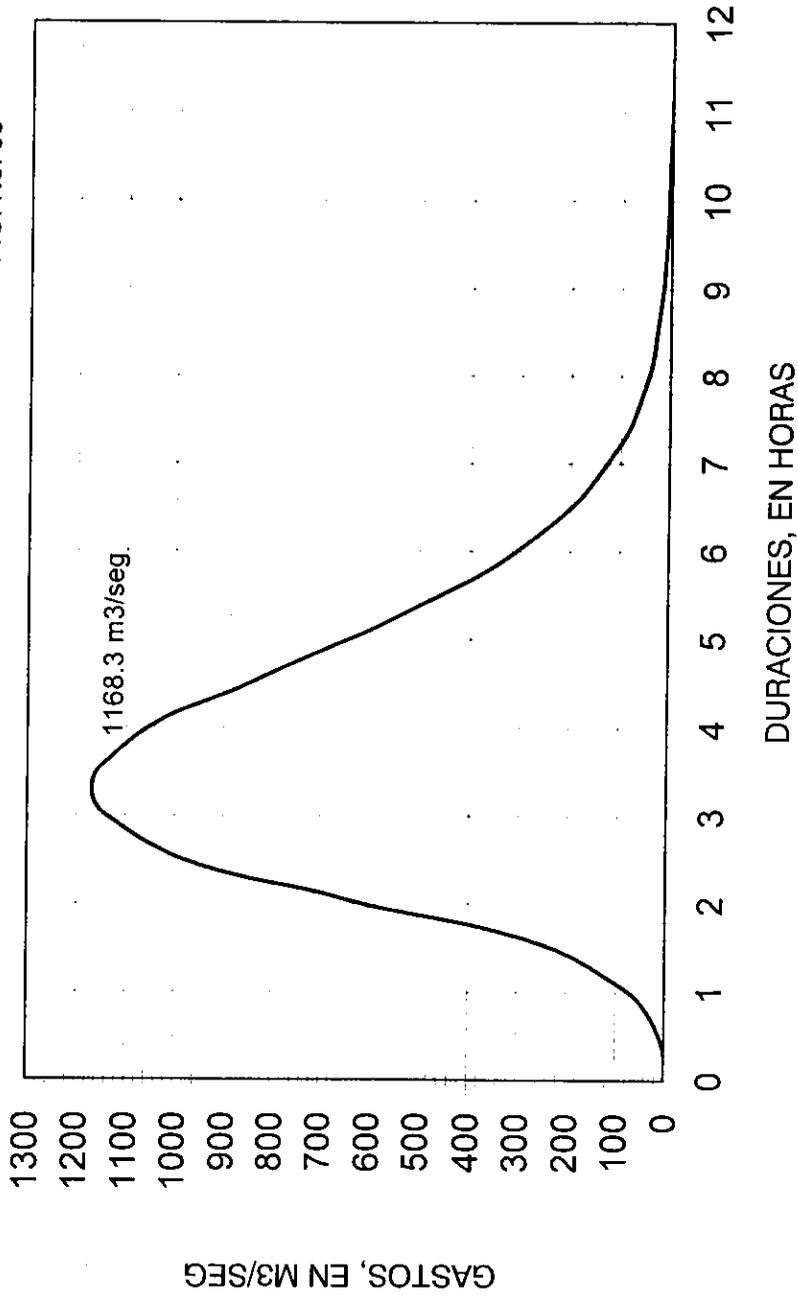
HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DE D.M. GRAY
REVISION DEL VERTEDOR

FIG. No. 32



HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DE D.M. GRAY
REVISION DEL BORDO LIBRE

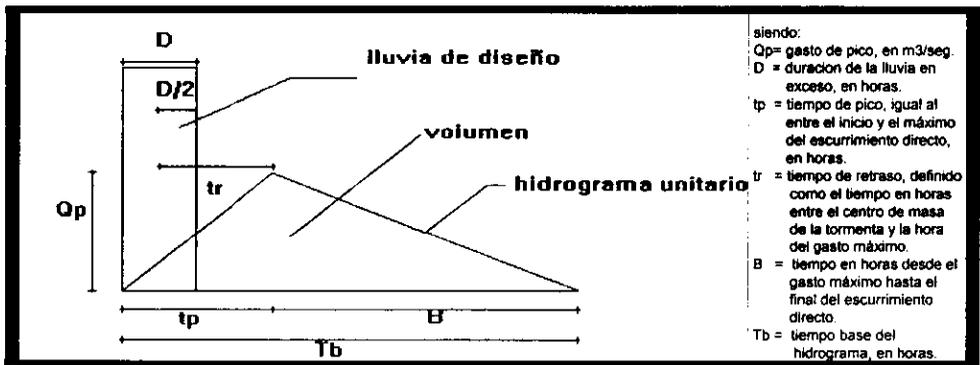
FIG. No. 33



Método del hidrograma unitario triangular.

El U.S. Soil Conservation Service (SCS), planteó en el año 1957 la posibilidad de representar el hidrograma de respuesta de una cuenca, por medio de una figura geométrica simple, el Triángulo. A partir de tal consideración se deducen a continuación las fórmulas o ecuaciones que se aplicarán en tal método.

FIGURA No. 34



El volumen de escurrimiento directo originado por la tormenta (área bajo el hidrograma triangular), se podrá expresar por:

$$vol = Q_p / 2 (t_p + B) \quad \text{por lo que:} \quad Q_p = 2 (vol) / (t_p + B) \quad (1)$$

En base al análisis de un gran número de hidrogramas reales se adoptó como valor medio de B para las cuencas sin aforar:

$$B = 1.67 t_p \quad (2)$$

por lo cual:

$$T_b = 2.67 t_p \quad (3)$$

sustituyendo la ecuación (2) en (1), se tiene:

$$Q_p = 2 (vol) / 2.67 t_p$$

Sustituyendo la expresión del volumen (vol) por:

$$vol = 10^3 (A) Pe$$

estando: (vol) en m^3 , A área de la cuenca en km^2 y Pe la cantidad de precipitación en exceso en milímetros y tp en segundos.

Entonces se tiene: $Q_p = 0.749 (10^3 A Pe) / t_p$

(tp en horas) $Q_p = 0.208 A Pe / t_p$ Ecuación General del Gasto Máximo

El valor de tp se calculará por la fórmula:

$$t_p = D / 2 + 0.6 t_r$$

Secuela:

- Se calculan las siguientes características físicas de la cuenca:
A = área de la cuenca, en km^2
Tc = tiempo de concentración, en horas
N = número de la curva de escurrimiento para la condición media de humedad en la cuenca, adimensional.
- Se determinan las lluvias de duraciones 1,2,3,4,5,6,12, y 24 horas para los períodos de retorno de diseño y se anotan en la columna 1.
- Se calculan los incrementos de lluvia (col. 2), los cuales se tabulan en la col. 3 según la siguiente secuela para los primeros 6 incrementos: 6,4,3,1,2,5. El orden anterior forma un hietograma más severo (para generar avenidas)que el originado por los incrementos tabulados en la col. 2 y a la vez menos crítico que el hietograma construido con la secuencia inversa de los incrementos de la col. 2. Los incrementos ordenados según la secuencia descrita (col. 3) se acumulan en la col. 4.
- De acuerdo al número N de la curva de escurrimiento, se estiman las cantidades de escurrimiento directo para las cantidades de lluvia de la col. 4.
- En la col. 6 se tabulan los incrementos de escurrimiento, los cuales al ser restados a los incrementos de lluvia (col. 3) permiten calcular las pérdidas reales en dichos incrementos de tiempo (col. 8). El procedimiento del SCS para estimar el escurrimiento directo en los cálculos de avenidas máximas, debe ser modificado o corregido debido a que tal método reporta valores del incremento de escurrimiento casi iguales a los incrementos de lluvia (col. 3 y 7, respectivamente), conforme la duración de tormenta aumenta.

Por otra parte, los estudios en campo con infiltrómetros reportan las 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.

Entonces, en base a los valores anteriores se podrán calcular las pérdidas teóricas (col. 7), que serán igual a los valores de la pérdida límite según el tipo de suelo, por la duración del incremento de lluvia, 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 se resta al incremento de lluvia (col. 3) la pérdida teórica y tal resultado será el incremento de escurrimiento corregido (col. 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:

TABLA No. 66

VALOR DE T_c EN HORAS	VALOR DE " D ", EN HORAS		
	1as. 6 horas	2as. 6 horas	3as. 6 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 el tiempo de pico tp , el tiempo base del hidrograma T_b y el gasto máximo qp para un milímetro de escurrimiento.

- Se calculan los gastos máximos (col. 11) de cada hidrograma triangular por la multiplicación del incremento de escurrimiento (col. 9) por el gasto unitario qp correspondiente al intervalo de tiempo D (0-6, 6-12 y 12-24).
- Para cada hidrograma unitario triangular se determinan sus horas de inicio, máximo y final, lo anterior tomando en cuenta los valores de D , tp y T_b , según el siguiente cuadro:

TABLA No. 67

HORAS DE:	INICIO	MAXIMO	FINAL
1er. incremento	0.0	tp_1	T_b_1
2o. incremento	D_1	$tp_1 + D_1$	$T_b_1 + D_1$
3er. incremento	$2D_1$	$tp_1 + 2D_1$	$T_b_1 + 2D_1$
4o. incremento	$3D_1$	$tp_1 + 3D_1$	$T_b_1 + 3D_1$
5o. incremento	$4D_1$	$tp_1 + 4D_1$	$T_b_1 + 4D_1$
6o. incremento	$5D_1$	$tp_1 + 5D_1$	$T_b_1 + 5D_1$
7o. incremento	$6D_1$	$tp_2 + 6D_1$	$T_b_2 + 6D_1$
8o. incremento	$6D_1 + D_2$	$tp_3 + 6D_1 + D_2$	$T_b_3 + 6D_1 + D_2$

- Se grafican los hidrogramas unitarios triangulares definidos en el paso anterior, a escala en un papel natural, 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 los hidrogramas, de ésta manera se definirá el hidrograma total de la avenida que se estima.

En la tabla No. 69 y 70 se pueden apreciar los cálculos y resultados obtenidos y en la figura No. 35 y 36 el hidrograma obtenido para la revisión del vertedor y bordo libre, respectivamente.

V.1.3.- Obtención del hidrograma de la avenida

La eficacia en la predicción de avenidas se encuentra en función de la precisión de los datos empleados para tal efecto. Así como la anticipación con la que se pueda predecir la presencia de dicho evento.

Las predicciones más precisas son las que más se pueden anticipar en su aviso (cuencas grandes), las menos precisas son las que se pueden pronosticar a menor plazo (cuencas pequeñas).

En cuencas medianas (áreas comprendidas entre 150 y 5000 km²), el tiempo que tarda la onda de avenida es corto; por lo que los resultados obtenidos para estimar las avenidas en dichas regiones se deben tomar cautela.

Otro aspecto de consideración, es la magnitud y tiempo en que presenta una avenida, y estos se ven afectados por las características físicas del terreno. Así en regiones montañosas se presentaran avenidas con duraciones cortas y picos fuertes pero volúmenes reducidos, por el contrario sucede con cuencas no montañosas.

Por lo antes mencionado y considerando los métodos analizados en el apartado anterior, se adopto un hidrograma que fuera representativo de las características de la cuenca.

En la figura No. 37 se puede observar el hidrograma de la avenida adoptado para el diseño del vertedor. En la figura No. 38 se encuentra el hidrograma de la avenida adoptado para la revisión del bordo libre.

TABLA No. 69 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR, REVISIÓN DEL VERTEDOR

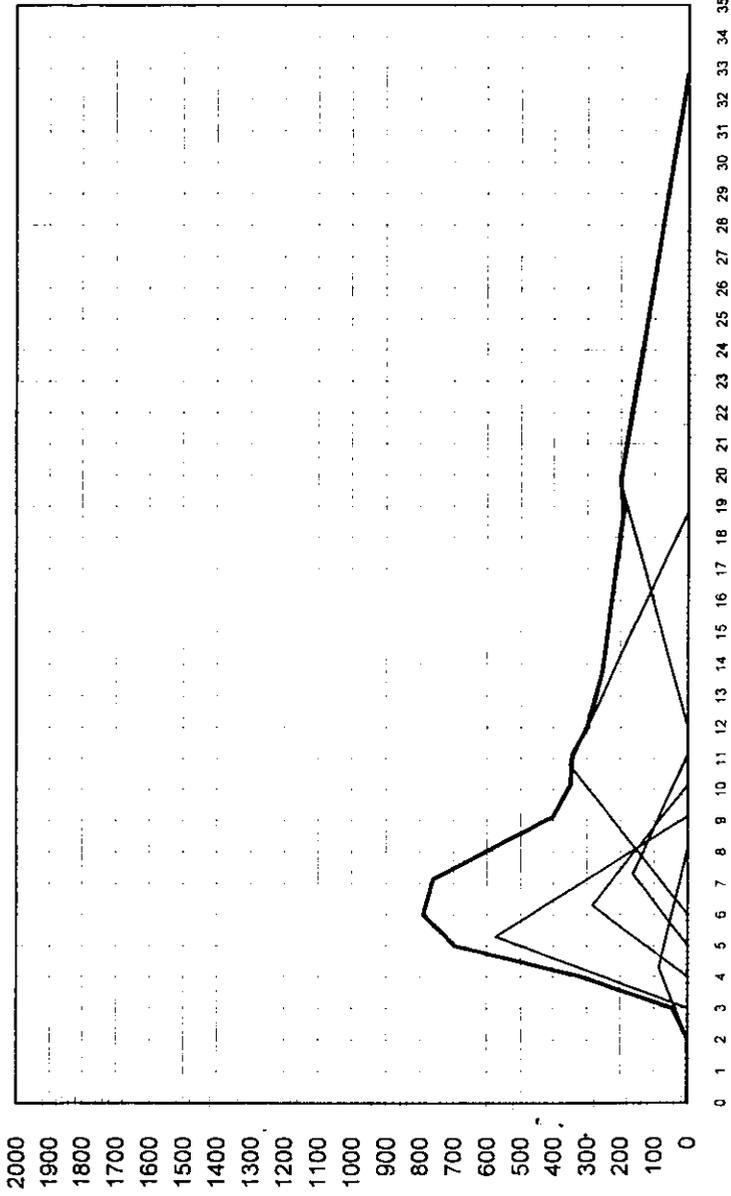
DATOS:										
A=		205 km ²	Tr=		1000 años	Pmax (24 h)=		273 mm	pérdida mínima 1.3 mm/hr	
Tc=		2.78 hrs	N=		68	suelo tipo =		B		
0	1	2	3	4	5	6	7	8		
tiempo (hrs.)	lluvia total (mm)	incremento de la lluvia (mm)	incremento ordenado (mm)	lluvia acumulada (mm)	escurimiento		incremento de pérdida			
					acumulado (mm)	incremento (mm)	teórica (mm)	real (mm)		
0 1	58	58	15	15	0.0	-	1.3	15.0		
1 2	80	22	21	36	1.1	1.1	1.3	19.9		
2 3	97	17	17	53	5.7	4.6	1.3	12.4		
3 4	118	21	58	111	36.7	31.0	1.3	27.0		
4 5	130	12	22	133	52.1	15.4	1.3	6.6		
5 6	145	15	12	145	60.9	8.8	1.3	3.2		
6 12	195	50	50	195	100.7	39.8	7.8	10.2		
12 24	273	78	78	273	168.3	62.4	15.6	10.4		
							163.1			
a) tiempo 0 a 6 D=1 Tp = 1/2 + 0.6(2.78) = 2.3 Tb = 2.67(2.3) = 6.14 qp = (0.208x205x1)/2.3 = 18.52			b) tiempo 6 a 12 D=6 Tp = 6/2 + 0.6(2.78) = 4.8 Tb = 2.67(4.8) = 12.8 qp = (0.208x205x1)/4.8 = 8.8			c) tiempo 12 a 24 D=12 Tp = 12/2 + 0.6(2.78) = 7.8 Tb = 2.67(7.8) = 20.82 qp = (0.208x205x1)/7.8 = 5.46				
0	9	10	11	12	13	14				
tiempo (hrs)	incremento de lluvia en exceso Pe(mm)	qp para i mm (m3/seg/mm)	Qi = Pe qp (m3/seg)	hidrograma unitario del incremento						
				hora de inicio	hora del máximo	hora del final				
0 1	-	-	0.00	1	2.3	6.1				
1 2	1.1	18.52	20.30	2	3.3	7.1				
2 3	4.6	18.52	85.19	3	4.3	8.1				
3 4	31.0	18.52	574.12	4	5.3	9.1				
4 5	15.4	18.52	285.21	5	6.3	10.1				
5 6	8.8	18.52	162.98	6	7.3	11.1				
6 12	39.8	8.88	353.42	7	10.8	18.8				
12 24	62.4	5.46	310.55	12	19.8	32.8				

TABLA No. 70 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR, REVISIÓN DEL BORDO LIBRE

DATOS:											
A=		205 km ²		Tr=		10000 años		P _{max} (24 h)= 324 mm		pérdida mínima 1.3 mm/hr	
Tc=		2.78 hrs		N=		68		suelo tipo = B			
0	1	2	3	4	5	6	7	8			
tiempo (hrs)	lluvia total (mm)	incremento de la lluvia (mm)	incremento ordenado (mm)	lluvia acumulada (mm)	escurimiento		incremento de pérdida		teórica (mm)	real (mm)	
					acumulado (mm)	incremento (mm)					
0	1	77	77	14	14	0.0	-		1.3	14.0	
1	2	112	35	15	29	0.2		0.2	1.3	14.8	
2	3	145	33	33	62	9.2		9.0	1.3	24.0	
3	4	160	15	77	139	56.5		47.3	1.3	29.7	
4	5	178	18	35	174	83.5		27.0	1.3	8.0	
5	6	192	14	18	192	98.2		14.7	1.3	3.3	
6	12	248	56	56	248	146.1		47.9	7.8	8.1	
12	24	324	76	76	324	214.6		60.4	15.6	7.5	
						206.5					
a) tiempo 0 a 6 D=1			b) tiempo 6 a 12 D=6			c) tiempo 12 a 24 D=12					
T _p = 1/2 + 0.6(2.78) = 2.3			T _p = 6/2 + 0.6(2.78) = 4.8			T _p = 12/2 + 0.6(2.78) = 7.8					
T _b = 2.67(2.3) = 6.14			T _b = 2.67(4.8) = 12.8			T _b = 2.67(7.8) = 20.82					
q _p = (0.208x205x1)/2.3 = 18.52			q _p = (0.208x205x1)/4.8 = 8.8			q _p = (0.208x205x1)/7.8 = 5.46					
0	9	10	11	12	13	14					
tiempo (hrs)	incremento de lluvia en exceso P _e (mm)	q _p para i mm (m ³ /seg/mm)	Q _i = P _e q _p (m ³ /seg)	hidrograma unitario del incremento							
				hora de inicio	hora del máximo	hora del final					
0	1	-	0.00	1	2.3	6.1					
1	2	0.2	18.52	2	3.3	7.1					
2	3	9.0	18.52	3	4.3	8.1					
3	4	47.3	18.52	4	5.3	9.1					
4	5	27.0	18.52	5	6.3	10.1					
5	6	14.7	18.52	6	7.3	11.1					
6	12	47.9	8.88	7	10.8	18.8					
12	24	60.4	5.46	12	19.8	32.8					

HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR DEL U.S. BUREAU OF RECLAMATION

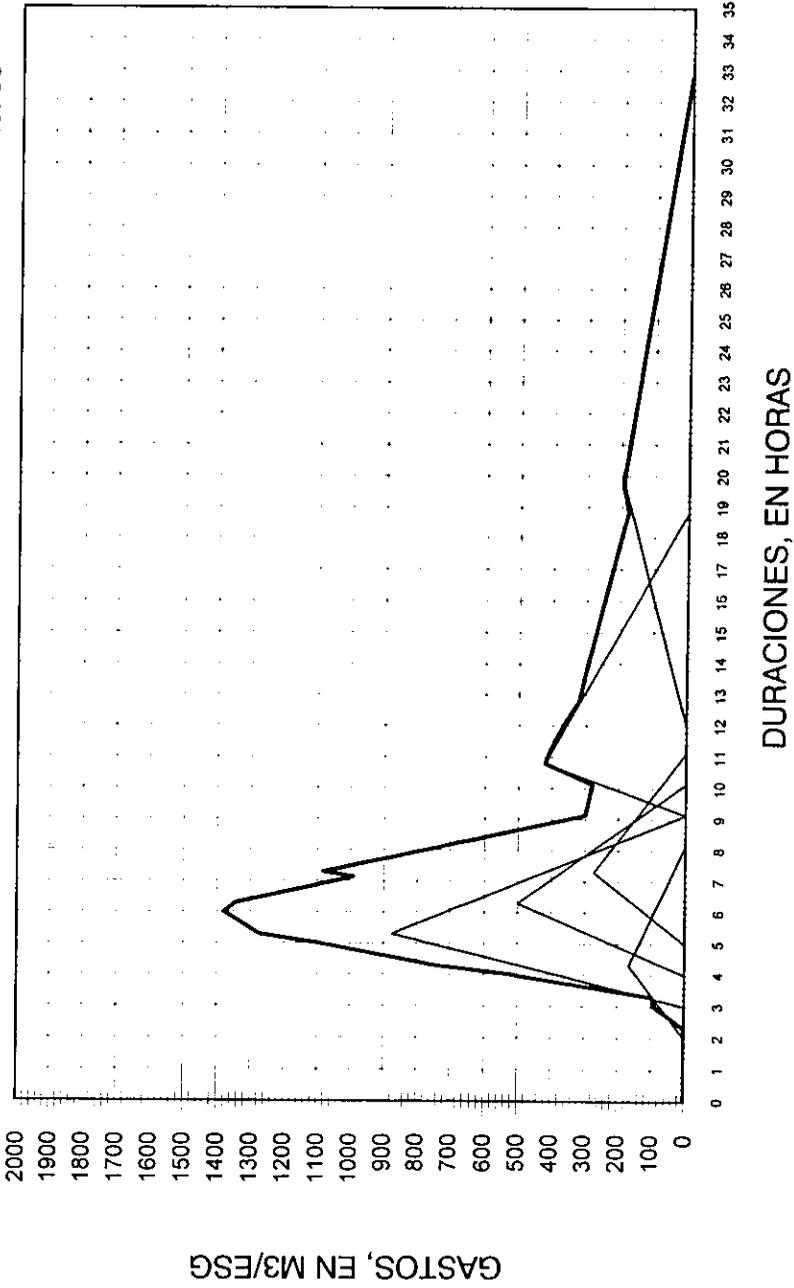
FIG. No. 35



DURACIONES, EN HORAS

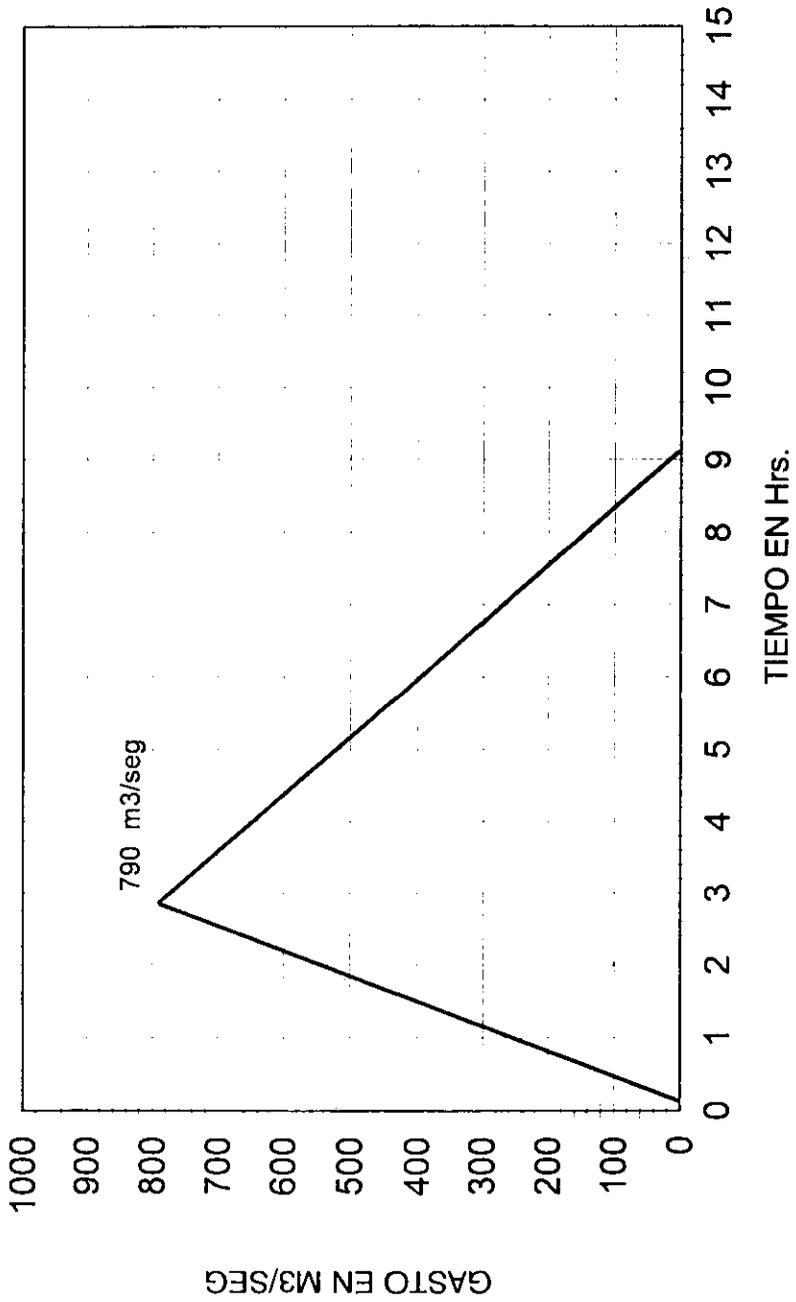
HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR DEL U.S. BUREAU OF RECLAMATION

FIG. No. 36



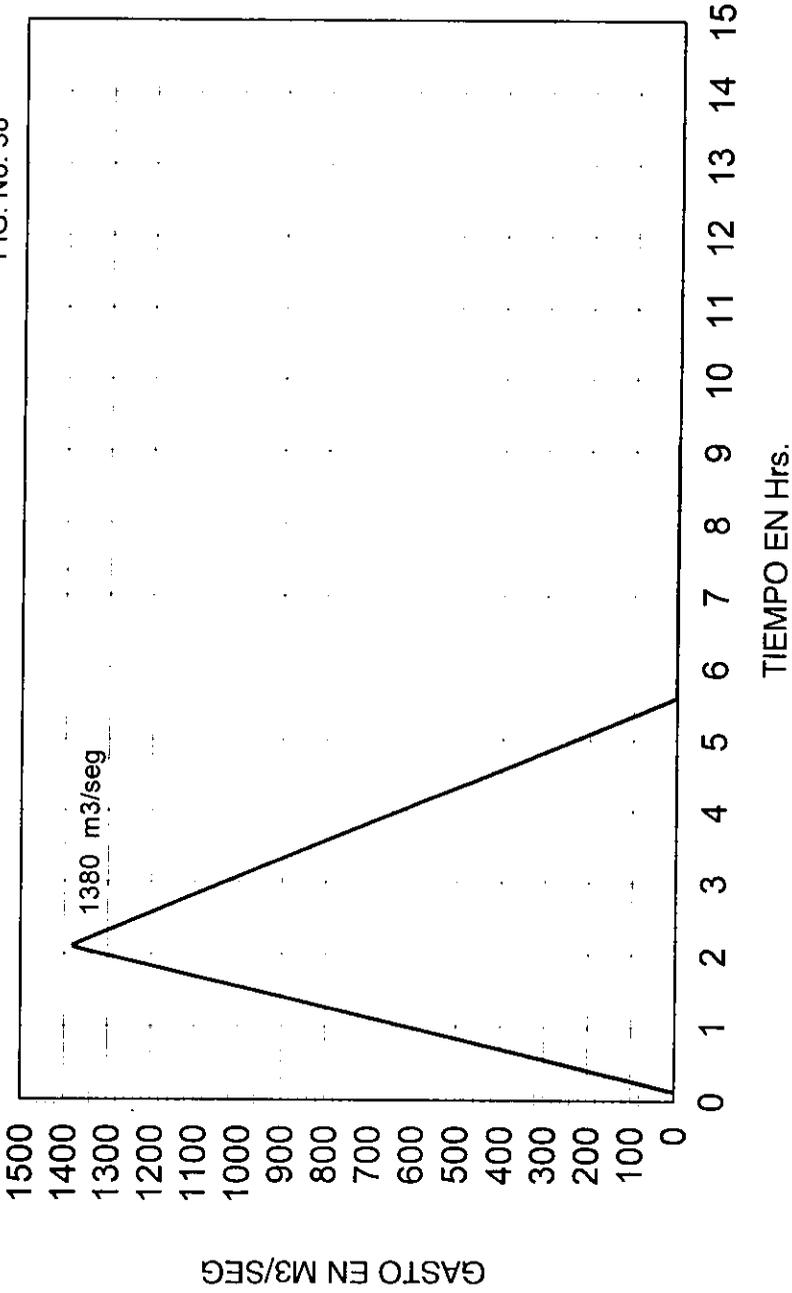
HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE PARA REVISION DEL VERTEDOR

FIG. No. 37



HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE PARA REVISION DEL BORDO LIBRE

FIG. No. 38



V.2.- Tránsito de la avenida máxima probable por el embalse

Se puede definir el tránsito de avenidas como: " Procedimiento matemático para calcular el hidrograma de salida, dadas algunas de las dimensiones físicas de el almacenamiento y el hidrograma de entradas".

En el diseño y operación de las obras hidráulicas , los estudios de tránsito de avenidas se utilizan para resolver dos tipos de problemas planteados y que coinciden con las etapas por la que una obra hidráulica atraviesa y que son:

1. Dimensionamiento de las obras de protección y desvío y revisión del programa de cierre de la cortina, durante el proceso constructivo de la obra.
2. Determinación del gasto máximo de descarga y del nivel de las aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.), en el embalse en operación o bajo diseño.

Los métodos disponibles para efectuar el tránsito de avenidas, incluyen métodos aritméticos, gráficos, en computadoras y analógicos, para este caso se describirá a continuación el método aritmético de incrementos.

Método aritmético de incrementos.

En un cierto instante, el gasto que se vierte por la estructura de excedencias es igual a la suma algebraica entre el gasto que entra y el se está almacenando en el embalse, lo anterior queda representado con la ecuación de continuidad:

$$(Q_e - Q_s) \Delta t = \Delta V = A_{zi} (\Delta Z_i)$$

en la cual:

Q_e = gasto de entrada, medido a la mitad del incremento de tiempo Δt , en m^3/seg .

Q_s = gasto de salida promedio, durante el incremento de tiempo Δt , en m^3/seg .

ΔV = volumen acumulado o vaciado del embalse, según su signo: (+) para los volúmenes acumulados y (-) para los volúmenes que se vacían, en m^3 .

A_{zi} = superficie o área del embalse a la cota z_i , en m^2 .

ΔZ_i = ascenso o descenso del nivel del agua en el embalse en el incremento de tiempo Δt , debido a la acumulación o vaciado del volumen, en m.

Δt = incremento de tiempo, en segundos.

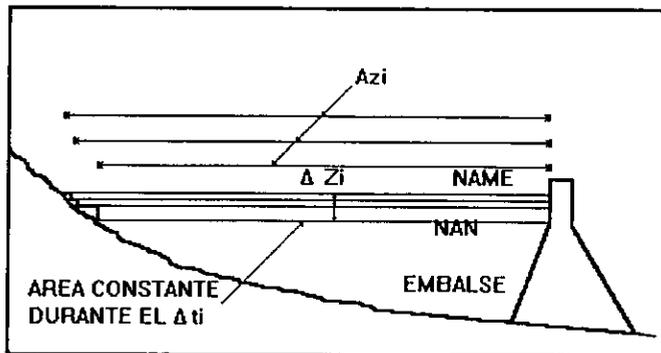
Conocidas las dos siguientes leyes:

1. Variación en el tiempo de los gastos de entrada, es decir:
 $Q_e = Q_e(t)$ Hidrograma de Entradas
2. Variación de las superficies de embalse contra sus cotas, es decir:
 $A_z = A_z(z)$ Curva Elevaciones - Areas de Embalse

se podrán ir obteniendo en base a la ecuación anterior los valores de ΔZ_i para cada incremento de tiempo analizado, o sea, las alturas que va teniendo el embalse por efecto del volumen acumulado o vaciado.

El incremento de tiempo debe de ser suficientemente pequeño para suponer que la variación del área de embalse A_z es despreciable durante tal lapso de tiempo.

FIGURA No. 39



Secuela:

- Se selecciona el incremento de tiempo Δt a utilizar, preferentemente constante, en horas y se llevan a la col. 0 los tiempos de la mitad de cada intervalo.
- Para cada uno de los incrementos de tiempo se obtienen en su mitad del hidrograma de la avenida los gastos de entrada Q_e y se anotan en la col. 3 como datos.
- Se obtienen los siguientes datos complementarios:
 - C = coeficiente de descarga del vertedor, función de su tipo y geometría, adimensional
 - L = longitud de la cresta vertedora, en m.
 - NAN= elevación de la cresta vertedora, en m. Es el dato inicial de la col. 1.

de la gráfica Elevaciones - Areas (fig. No. 40), se obtiene para la elevación NAN el área en m^2 , que es el dato inicial de la col. 5 .

- Se inicia el cálculo considerando que el gasto de salida para el primer incremento es cero (col. 2), en seguida se calcula el valor de la col. 4 (considerando su signo), el cual se divide entre el valor de la col. 5 (área al nivel NAN) y se obtiene el incremento de nivel en el embalse, en m. (col. 6).
- En base al valor calculado para el incremento (con su signo) de nivel se puede obtener el nivel del agua en el embalse (col. 1) al final del intervalo de tiempo analizado. Para tal valor se calcula el área de embalse en la curva elevaciones - áreas y se anota en la col. 5. En seguida se evalúa el gasto de salida debido al incremento Z_i que es la carga inicial de vertido.
- Se repiten los dos pasos anteriores y así sucesivamente hasta concluir todos los incrementos Δt necesarios para definir el hidrograma de salidas (col. 0 y col. 2).

A continuación se presentan los resultados obtenidos para cada una de las capacidades de conservación analizadas, para una longitud de vertedor de 30 metros, obteniéndose el bordo libre así como los hidrogramas de salida de la avenida.

GRAFICA ELEVACIONES - AREAS DEL EMBALSE

FIG. No. 40

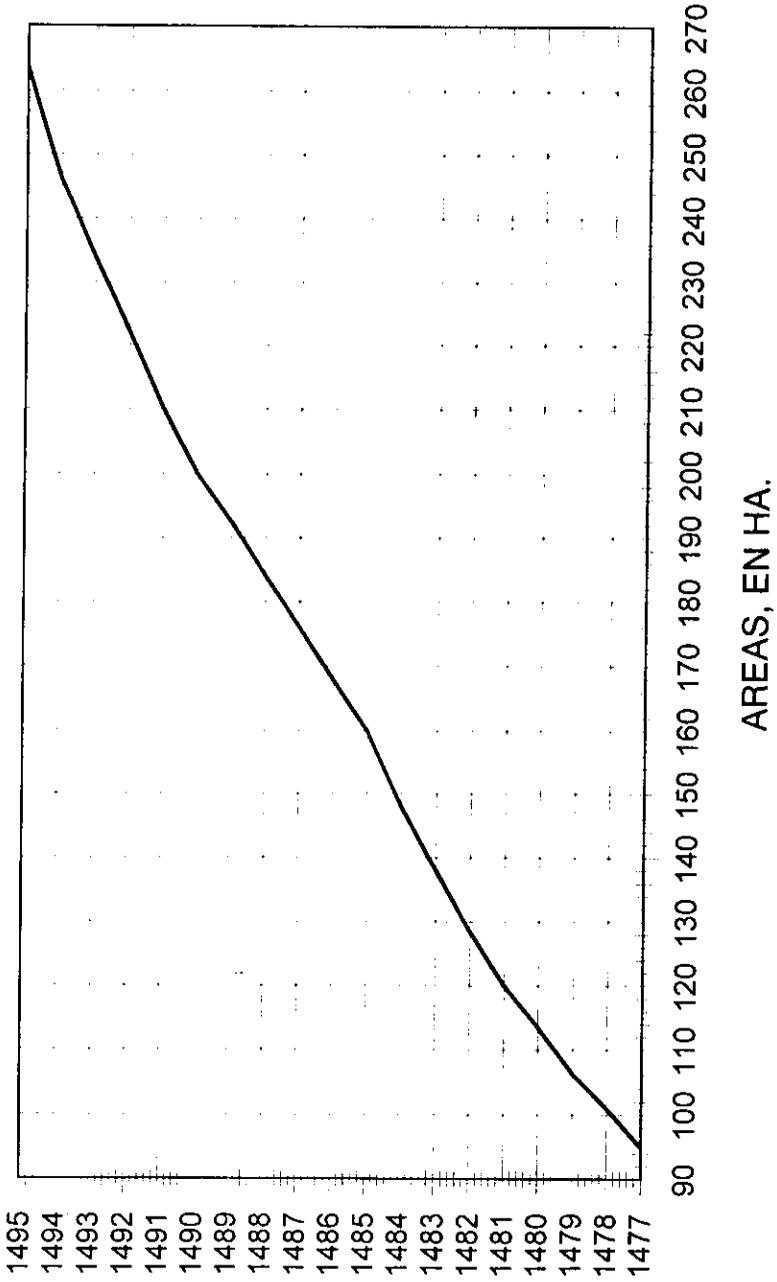


TABLA No. 71 TRÁNSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE, REVISIÓN DEL VERTEDOR

$t = 0.25 \text{ hrs} = 900 \text{ seg}$ $C = 2.0$ $L = 30 \text{ m}$								
punto	0 t (hrs)	1 $z_i = z_{i-1} + \Delta z_{i-1}$ (m)	2 $Q_s = CLH^{3/2}$ (m ³ / seg)	3 Q_e (m ³ / seg)	4=(3-2) t $(Q_e - Q_s) \Delta t$ m ³	5 Azi (m ²)	6 = 4/5 Δz_i (m)	Qmax de regularización (m ³ /seg)
1	0.125	1477.50	0.0	0.0	0	980000	0.00	↑
2	0.375	1477.50	0.0	70.0	63000	980000	0.06	↑
3	0.625	1477.56	0.9	175.0	156706	980000	0.16	↑
4	0.875	1477.72	6.2	222.0	194228	980778	0.20	↑
5	1.125	1477.92	16.3	312.0	266102	981546	0.27	↑
6	1.375	1478.19	34.4	350.0	284050	983051	0.29	↑
7	1.625	1478.48	58.2	400.0	307612	995025	0.31	↑
8	1.875	1478.79	87.9	455.0	330381	1013396	0.33	↑
9	2.125	1479.12	123.7	545.0	379156	1037413	0.37	↑
10	2.375	1479.48	168.4	630.0	415409	1073509	0.39	↑
11	2.625	1479.87	220.3	705.0	436229	1113642	0.39	↑
12	2.875	1480.26	276.6	790.0	462049	1158188	0.40	↑
13	3.125	1480.66	338.6	762.0	381023	1197746	0.32	↑
14	3.375	1480.98	392.9	730.0	303413	1243804	0.24	↑
15	3.625	1481.22	432.2	685.0	227493	1273384	0.18	↑
16	3.875	1481.40	463.9	660.0	176498	1291669	0.14	↑
17	4.125	1481.54	489.0	640.0	135875	1295523	0.10	↑
18	4.375	1481.64	507.3	605.0	87974	1292630	0.07	↑
19	4.625	1481.71	520.1	560.0	35874	1286896	0.03	↑
20	4.875	1481.74	525.7	540.0	12874	1276562	0.01	↑
21	5.125	1481.75	527.6	510.0	-15797	1261948	-0.01	527.6
22	5.375	1481.74	525.7	458.0	-60928	1244371	-0.05	↓
23	5.625	1481.69	516.4	445.0	-64302	1225106	-0.05	↓
24	5.875	1481.63	507.3	410.0	-87526	1205324	-0.07	↓
25	6.125	1481.56	494.5	395.0	-89525	1182459	-0.08	↓
26	6.375	1481.49	480.0	365.0	-103500	1163395	-0.09	↓
27	6.625	1481.40	463.9	320.0	-129502	1145239	-0.11	↓
28	6.875	1481.28	444.5	298.0	-131808	1127851	-0.12	↓
29	7.125	1481.17	423.6	262.0	-145411	1109447	-0.13	↓
30	7.375	1481.04	401.3	237.0	-147890	1094204	-0.14	↓
31	7.625	1480.90	377.8	210.0	-151036	1081778	-0.14	↓
32	7.875	1480.76	349.9	200.0	-134928	1071873	-0.13	↓
33	8.125	1480.64	329.1	138.0	-171965	1132895	-0.15	↓
34	8.375	1480.48	305.6	100	-184999	1143500	-0.16	↓
35	8.625	1480.32	281.1	75	-185506	1153680	-0.16	↓
36	8.875	1480.16	257.4	40	-195633	1167813	-0.17	↓
37	9.125	1479.99	232.9	0	-209623	1173691	-0.18	↓

HIDROGRAMA DE SALIDA SOBRE EL VERTEDOR
PARA REVISION DEL VERTEDOR (CAP. 9500 MM3)

FIG. No. 41

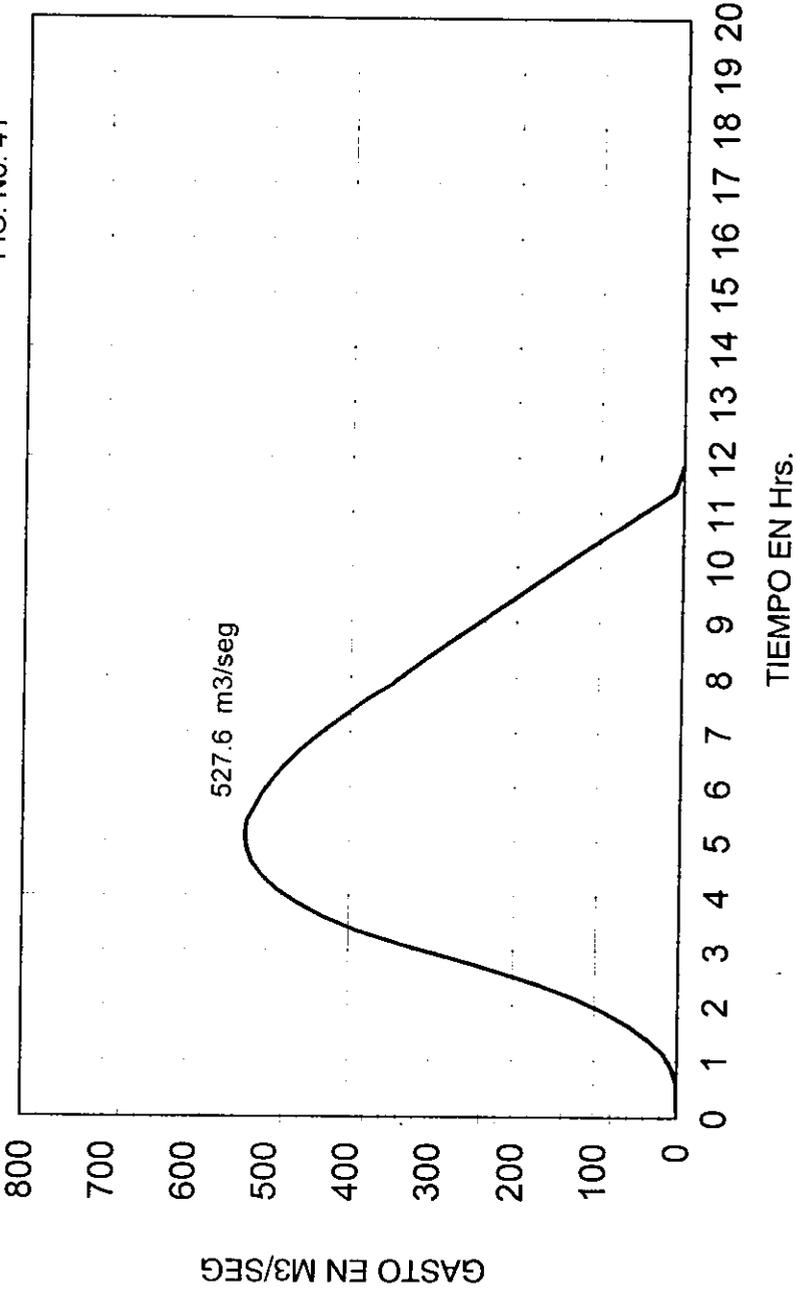


TABLA No. 72 TRÁNSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE, REVISIÓN DEL BORDO LIBRE

$\lambda = 0.25 \text{ hrs} = 900 \text{ seg}$ $C = 2.0$ $L = 30 \text{ m}$								
punto	0 t (hrs)	1 $z_1 = z_0 - 1 + \lambda z_0 - 1$ (m)	2 $Q_s = CLH^{3/2}$ (m ³ / seg)	3 Q_e (m ³ / seg)	4= $(3-2)\lambda t$ $(Q_e - Q_s)\lambda t$ m ³	5 Az_1 (m ²)	6 = 4/5 λz_1 (m)	Q_{max} de regulanzación (m ³ /seg)
1	0.125	1477.50	0.0	0.0	0	980000	0.00	↑
2	0.375	1477.50	0.0	200.0	180000	980000	0.18	↑
3	0.625	1477.68	4.6	400.0	355876	987020	0.36	↑
4	0.875	1478.04	23.8	520.0	446572	1003951	0.44	↑
5	1.125	1478.49	58.2	742.0	615412	1029594	0.60	↑
6	1.375	1479.09	119.2	965.0	761254	1069226	0.71	↑
7	1.625	1479.80	207.9	1055.0	762368	1119913	0.68	↑
8	1.875	1480.48	307.1	1170.0	776606	1167431	0.67	↑
9	2.125	1481.14	416.7	1380.0	866987	1207889	0.72	↑
10	2.375	1481.86	546.2	1200.0	588387	1240358	0.47	↑
11	2.625	1482.34	636.9	1140.0	452789	1252462	0.36	↑
12	2.875	1482.70	709.4	1065.0	320024	1255308	0.25	↑
13	3.125	1482.95	761.3	910.0	133840	1253710	0.11	↑
14	3.375	1483.06	784.5	860.0	67954	1258568	0.05	↑
15	3.625	1483.11	795.1	750.0	-40609	1259887	-0.03	795.1
16	3.875	1483.08	788.7	700.0	-79866	1258789	-0.06	↓
17	4.125	1483.02	776.0	510.0	-239427	1257988	-0.19	↓
18	4.375	1482.83	736.2	440.0	-266615	1254862	-0.21	↓
19	4.625	1482.62	693.1	355.0	-304271	1254123	-0.24	↓
20	4.875	1482.37	644.8	272.0	-335546	1252916	-0.27	↓
21	5.125	1482.11	592.0	127.0	-418459	1247759	-0.34	↓
22	5.375	1481.77	527.6	40.0	-438797	1237155	-0.35	↓
23	5.625	1481.42	463.9	0.0	-417502	1222263	-0.34	↓
24	5.875	1481.07	404.7	0.0	-364247	1203998	-0.30	↓
25	6.125	1480.77	354.8	0.0	-319312	1186165	-0.27	↓
26	6.375	1480.50	311.8	0.0	-280592	1168762	-0.24	↓
27	6.625	1480.26	275.1	0.0	-247604	1152474	-0.21	↓
28	6.875	1480.05	244.3	0.0	-219889	1137767	-0.19	↓
29	7.125	1479.85	217.5	0.0	-195777	1123503	-0.17	↓
30	7.375	1479.68	194.5	0.0	-175009	1111276	-0.16	↓
31	7.625	1479.52	173.5	0.0	-156184	1099755	-0.14	↓
32	7.875	1479.38	155.9	0.0	-140309	1089714	-0.13	↓
33	8.125	1479.25	140.1	0.0	-126085	1080464	-0.12	↓
34	8.375	1479.13	126.0	0.0	-113412	1072017	-0.11	↓
35	8.625	1479.03	113.6	0.0	-102195	1065067	-0.10	↓
36	8.875	1478.93	102.6	0.0	-92342	1058212	-0.09	↓
37	9.125	1478.85	93.1	0.0	-83763	1052809	-0.08	↓

HIDROGRAMA DE SALIDA SOBRE EL VERTEDOR
PARA REVISION DEL BORDO LIBRE (CAP. 9500 MM3)

FIG. No. 42

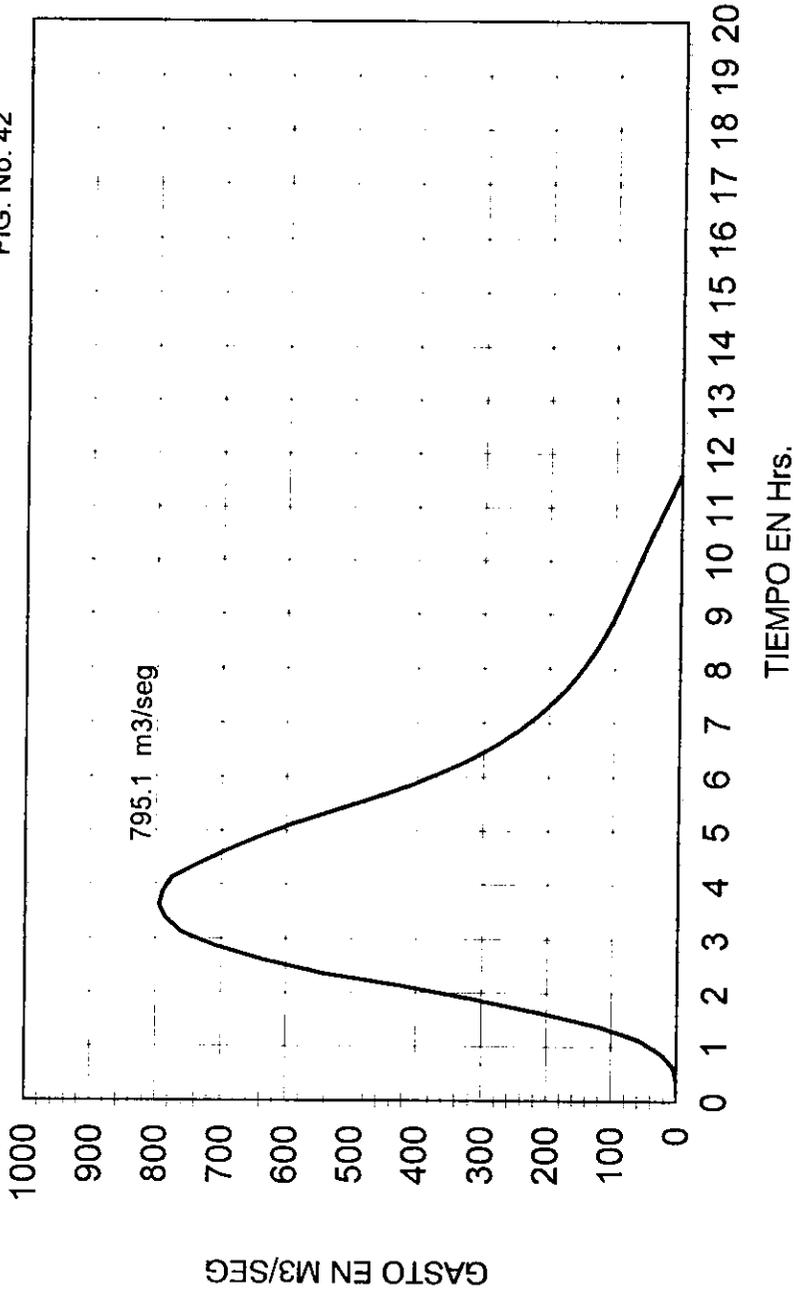


TABLA No. 73 TRÁNSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE, REVISIÓN DEL VERTEDOR

900 seg C= 2 0 L= 30 m							Qmax de regularización (m3/seg)
0 t (hrs)	1 zi=zi-1+^zi-1 (m)	2 Qs= CLH3/2 (m3 / seg)	3 Qe (m3 / seg)	4=(3-2)^t (Qe-Qs)^t m3	5 Azi (m2)	6 = 4/5 ^zi (m)	
0.125	1478 00	0.0	0.0	0	1010000	0.00	↑
0.375	1478 00	0.0	70.0	63000	1010000	0.06	↑
0.625	1478.06	0.9	175.0	156706	1012666	0.15	↑
0.875	1478 22	5.8	222.0	194603	1020096	0.19	↑
1.125	1478 41	15.2	312.0	267139	1029526	0.26	↑
1.375	1478 67	32.2	350.0	286046	1043495	0.27	↑
1.625	1478 94	53.8	400.0	311570	1059306	0.29	↑
1.875	1479 24	80.9	455.0	336733	1078431	0.31	↑
2.125	1479 55	113.6	545.0	388305	1099916	0.35	↑
2.375	1479 90	154.7	630.0	427803	1126278	0.38	↑
2.625	1480 28	203.9	705.0	451034	1150701	0.39	↑
2.875	1480 67	258.8	790.0	478050	1176167	0.41	↑
3.125	1481 08	321.2	762.0	396748	1206092	0.33	↑
3.375	1481 41	374.5	730.0	319951	1232525	0.26	↑
3.625	1481 67	418.4	685.0	239941	1254825	0.19	↑
3.875	1481 86	451.5	660.0	187659	1271942	0.15	↑
4.125	1482 01	478.2	640.0	145619	1285947	0.11	↑
4.375	1482 12	498.1	605.0	96199	1296136	0.07	↑
4.625	1482 19	510.9	560.0	44169	1302665	0.03	↑
4.875	1482 23	516.4	540.0	21198	1306407	0.02	↑
5.125	1482 24	520.1	510.0	-9126	1307344	-0.01	520.1 ↓
5.375	1482 24	518.3	458.0	-54263	1306407	-0.04	↓
5.625	1482 20	510.9	445.0	-59331	1303600	-0.05	↓
5.875	1482 15	501.8	410.0	-82585	1298931	-0.06	↓
6.125	1482 09	490.8	395.0	-86256	1293345	-0.07	↓
6.375	1482 02	478.2	365.0	-101881	1286851	-0.08	↓
6.625	1481 94	463.9	320.0	-129502	1279357	-0.10	↓
6.875	1481 84	446.2	298.0	-133388	1270108	-0.11	↓
7.125	1481 73	427.0	262.0	-148523	1260155	-0.12	↓
7.375	1481 62	406.4	237.0	-152479	1250435	-0.12	↓
7.625	1481 49	386.2	210.0	-158542	1239248	-0.13	↓
7.875	1481 37	364.6	200.0	-148141	1229209	-0.12	↓
8.125	1481 25	345.1	138.0	-186364	1219448	-0.15	↓
8.375	1481 09	321.2	100	-199052	1206862	-0.16	↓
8.625	1480 93	296.3	75	-199180	1194769	-0.17	↓
8.875	1480 76	270.6	40	-207578	1182459	-0.18	↓
9.125	1480 59	244.3	0	-219889	1170705	-0.19	↓

HIDROGRAMA DE SALIDA SOBRE EL VERTEDOR
PARA REVISION DEL VERTEDOR (CAP. 10000 MM3)

FIG. No. 43

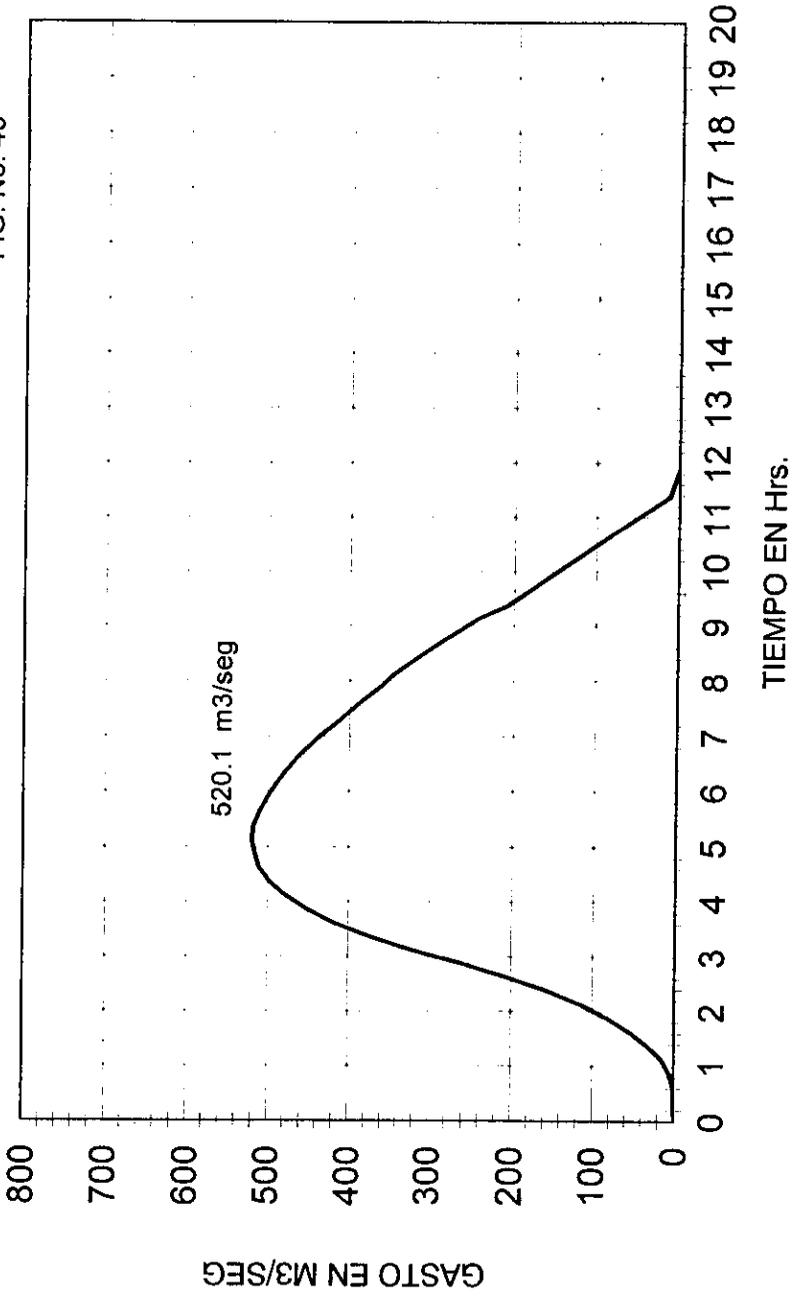


TABLA No. 74 TRÁNSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE, REVISIÓN DEL BORDO LIBRE

$t = 0.25 \text{ hrs} = 900 \text{ seg}$ $C = 2.0$ $L = 30 \text{ m}$								
punto	0 t (hrs)	1 $z_1 = z_i - 1 + \Delta z_i - 1$ (m)	2 $Q_s = CLH^{3/2}$ (m ³ / seg)	3 Q_e (m ³ / seg)	4= $(3-2)t$ $(Q_e - Q_s)t$ m ³	5 Az_1 (m ²)	6 = 4/5 Δz_1 (m)	Qmax de regularización (m ³ /seg)
1	0.125	1478.00	0.0	0.0	0	1010000	0.00	↑
2	0.375	1478.00	0.0	200.0	180000	1010000	0.18	↑
3	0.625	1478.18	4.6	400.0	355876	1018195	0.35	↑
4	0.875	1478.53	23.2	520.0	447164	1035820	0.43	↑
5	1.125	1478.96	56.4	742.0	617007	1060530	0.58	↑
6	1.375	1479.54	114.7	965.0	765301	1099195	0.70	↑
7	1.625	1480.24	201.2	1055.0	768464	1154023	0.67	↑
8	1.875	1480.90	297.8	1170.0	784939	1192557	0.66	↑
9	2.125	1481.56	404.7	1380.0	877753	1245232	0.70	↑
10	2.375	1482.27	529.4	1200.0	603530	1311245	0.46	↑
11	2.625	1482.73	617.2	1140.0	470498	1359186	0.35	↑
12	2.875	1483.07	687.0	1065.0	340214	1397235	0.24	↑
13	3.125	1483.32	736.2	910.0	156385	1412000	0.11	↑
14	3.375	1483.43	759.2	860.0	90728	1423000	0.06	↑
15	3.625	1483.49	771.8	750.0	-19628	1429000	-0.01	771.8
16	3.875	1483.48	769.7	700.0	-62731	1428000	-0.04	↓
17	4.125	1483.43	761.3	510.0	-226160	1423000	-0.16	↓
18	4.375	1483.27	728.0	440.0	-259156	1407000	-0.18	↓
19	4.625	1483.09	691.0	355.0	-302441	1389000	-0.22	↓
20	4.875	1482.87	646.8	272.0	-337335	1367084	-0.25	↓
21	5.125	1482.63	597.8	127.0	-423679	1343684	-0.32	↓
22	5.375	1482.31	536.9	40.0	-447181	1313380	-0.34	↓
23	5.625	1481.97	474.6	0.0	-427149	1282304	-0.33	↓
24	5.875	1481.64	416.7	0.0	-375013	1253248	-0.30	↓
25	6.125	1481.34	366.2	0.0	-329620	1227778	-0.27	↓
26	6.375	1481.07	322.7	0.0	-290470	1205624	-0.24	↓
27	6.625	1480.83	285.6	0.0	-257083	1189201	-0.22	↓
28	6.875	1480.61	253.0	0.0	-227896	1174992	-0.19	↓
29	7.125	1480.42	225.9	0.0	-203290	1162510	-0.17	↓
30	7.375	1480.24	202.5	0.0	-182250	1150503	-0.16	↓
31	7.625	1480.08	181.3	0.0	-163160	1139682	-0.14	↓
32	7.875	1479.94	163.4	0.0	-147043	1130100	-0.13	↓
33	8.125	1479.81	147.3	0.0	-132587	1121106	-0.12	↓
34	8.375	1479.69	133.0	0.0	-119693	1112723	-0.11	↓
35	8.625	1479.59	120.3	0.0	-108265	1105877	-0.10	↓
36	8.875	1479.49	109.1	0.0	-98214	1098577	-0.09	↓
37	9.125	1479.40	99.4	0.0	-89451	1092140	-0.08	↓

HIDROGRAMA DE SALIDA SOBRE EL VERTEDOR
PARA REVISIÓN DEL BORDO LIBRE (CAP. 10000 MM³)

FIG. No. 44

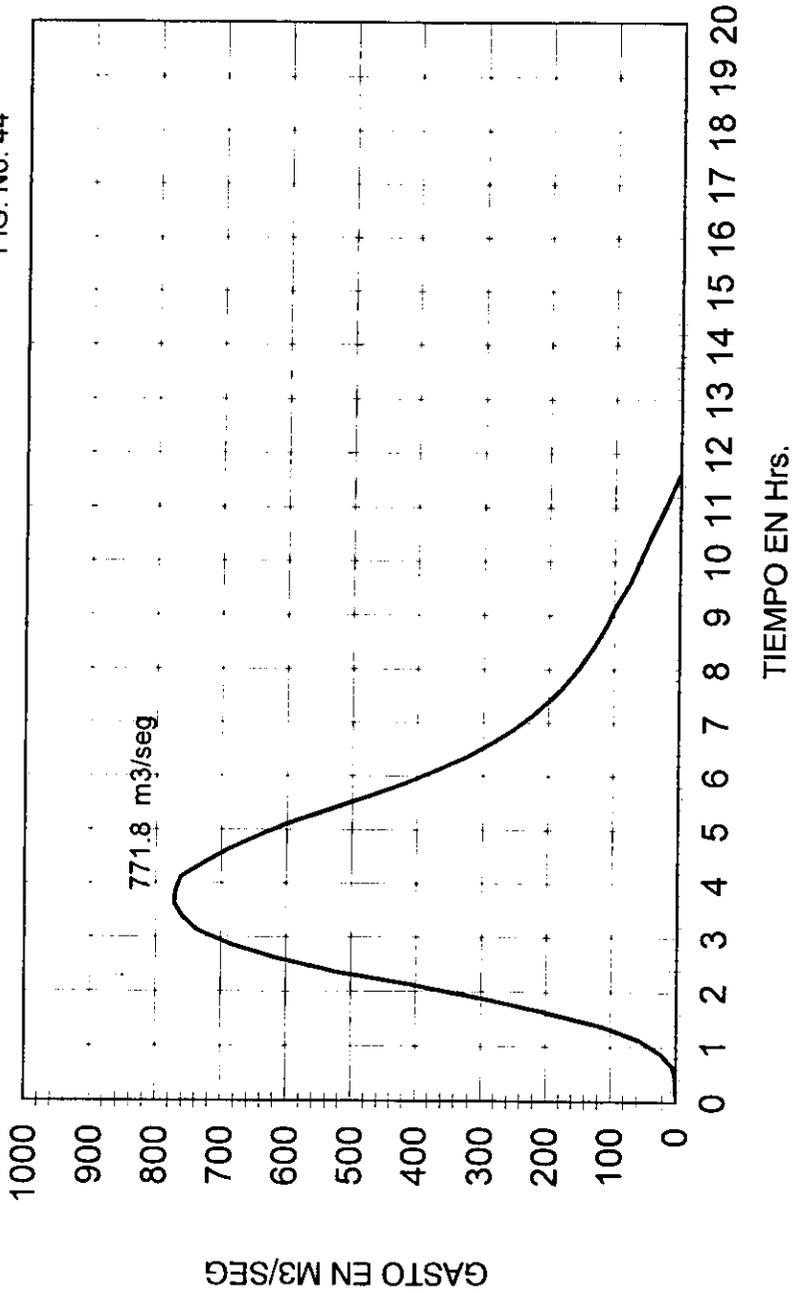


TABLA No. 75 TRÁNSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE, REVISIÓN DEL VERTEDOR

900 seg C = 2.0 L = 30 m							Qmax de regulanzación (m3/seg)
0 t (hrs)	1 zi=zi-1+^zi-1 (m)	2 Qs= CLH3/2 (m3 / seg)	3 Qe (m3 / seg)	4=(3-2)^t (Qe-Qs)^t m3	5 Azi (m2)	6 = 4/5 ^zi (m)	
0.125	1483.50	0.0	0.0	0	1427750	0.00	↑
0.375	1483.50	0.0	70.0	63000	1427750	0.04	↑
0.625	1483.54	0.5	175.0	157068	1431764	0.11	↑
0.875	1483.65	3.5	222.0	196663	1442952	0.14	↑
1.125	1483.79	9.4	312.0	272367	1457506	0.19	↑
1.375	1483.98	20.0	350.0	297042	1477823	0.20	↑
1.625	1484.18	33.6	400.0	329720	1499911	0.22	↑
1.875	1484.40	51.2	455.0	363394	1525040	0.24	↑
2.125	1484.64	73.0	545.0	424772	1553446	0.27	↑
2.375	1484.91	100.5	630.0	476589	1586642	0.30	↑
2.625	1485.21	134.2	705.0	513750	1614634	0.32	↑
2.875	1485.53	173.5	790.0	554816	1640150	0.34	↑
3.125	1485.87	218.9	762.0	488777	1667486	0.29	↑
3.375	1486.16	260.3	730.0	422730	1690985	0.25	↑
3.625	1486.41	297.8	685.0	348439	1711378	0.20	↑
3.875	1486.61	329.1	660.0	297835	1727782	0.17	↑
4.125	1486.79	358.4	640.0	255222	1742614	0.15	↑
4.375	1486.93	381.1	605.0	201468	1754194	0.11	↑
4.625	1487.05	399.6	560.0	144335	1763881	0.08	↑
4.875	1487.13	413.3	540.0	114074	1770117	0.06	↑
5.125	1487.19	423.6	510.0	77789	1774815	0.04	↑
5.375	1487.24	430.5	458.0	24757	1778744	0.01	↑
5.625	1487.25	432.2	445.0	11493	1779531	0.01	↑
5.875	1487.26	434.0	410.0	-21572	1780319	-0.01	↑
6.125	1487.25	432.2	395.0	-33507	1779531	-0.02	↓
6.375	1487.23	428.8	365.0	-57382	1777957	-0.03	↓
6.625	1487.19	423.6	320.0	-93211	1774815	-0.05	↓
6.875	1487.14	415.0	298.0	-105268	1770899	-0.06	↓
7.125	1487.08	404.7	262.0	-128447	1766216	-0.07	↓
7.375	1487.01	392.9	237.0	-140287	1760775	-0.08	↓
7.625	1486.93	379.5	210.0	-152533	1754194	-0.09	↓
7.875	1486.84	364.6	200.0	-148141	1746745	-0.08	↓
8.125	1486.76	351.5	138.0	-192187	1740137	-0.11	↓
8.375	1486.65	333.8	100	-210461	1731072	-0.12	↓
8.625	1486.53	314.9	75	-215903	1721210	-0.13	↓
8.875	1486.40	294.8	40	-229302	1710560	-0.13	↓
9.125	1486.27	275.1	0	-247604	1699942	-0.15	↓

434.0

HIDROGRAMA DE SALIDA SOBRE EL VERTEDOR
PARA REVISION DEL VERTEDOR (CAP. 17000 MM3)

FIG. No. 45

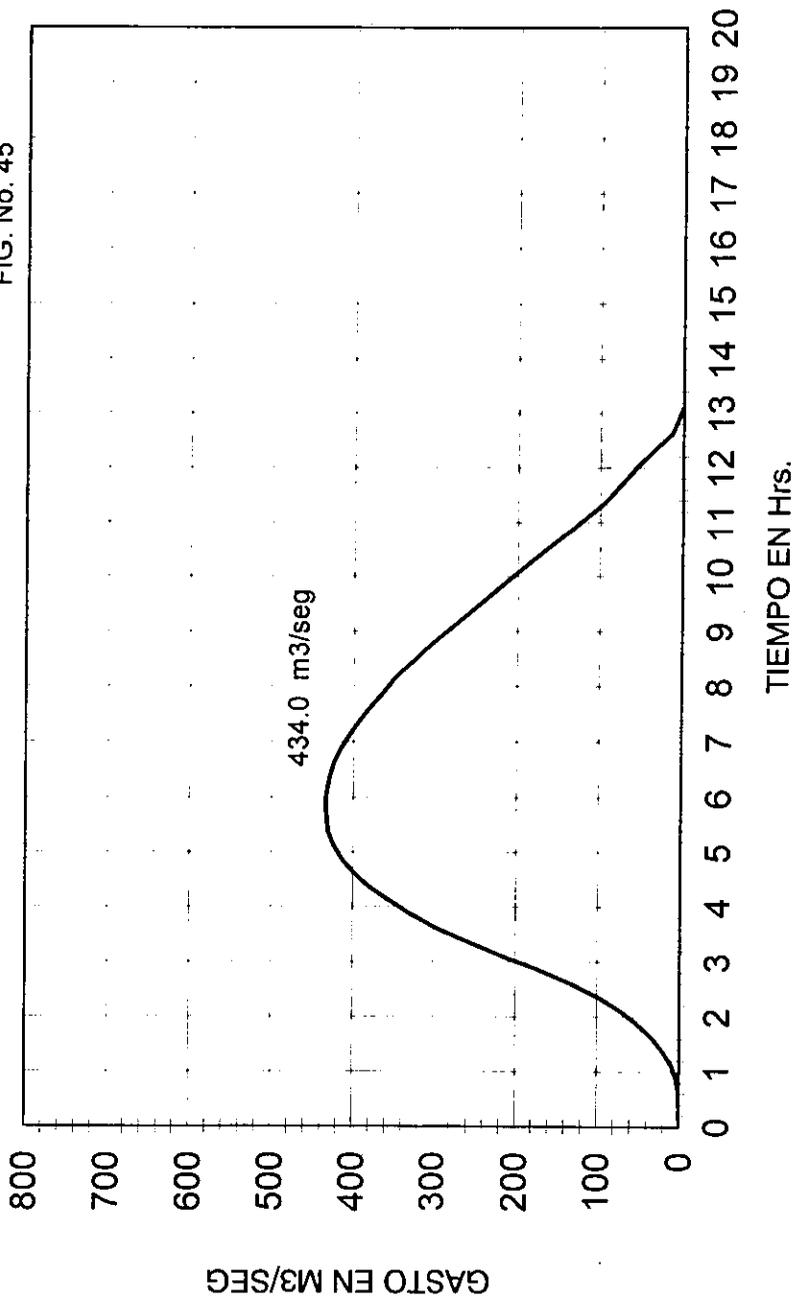


TABLA No. 76 TRÁNSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE, REVISIÓN DEL BORDO LIBRE

$t = 0.25 \text{ hrs} = 900 \text{ seg}$ $C = 2.0$ $L = 30 \text{ m}$								
punto	0 t (hrs)	1 $z_i = z_{i-1} + \Delta z_{i-1}$ (m)	2 $Q_s = CLH^3/2$ (m ³ / seg)	3 Q_e (m ³ / seg)	4=(3-2) ⁿ $(Q_e - Q_s)^n$ m ³	5 Azi (m ²)	6 = 4/5 Δz_i (m)	Omax de regularización (m ³ /seg)
1	0.125	1483.50	0.0	0.0	0	1427750	0.00	↑
2	0.375	1483.50	0.0	200.0	180000	1427750	0.13	↑
3	0.625	1483.63	2.8	400.0	357469	1440902	0.25	↑
4	0.875	1483.87	14.1	520.0	455351	1465982	0.31	↑
5	1.125	1484.18	34.4	742.0	636850	1499911	0.42	↑
6	1.375	1484.61	70.2	965.0	805349	1549838	0.52	↑
7	1.625	1485.13	124.9	1055.0	837124	1608286	0.52	↑
8	1.875	1485.65	189.2	1170.0	882764	1649772	0.54	↑
9	2.125	1486.18	264.7	1380.0	1003756	1692612	0.59	↑
10	2.375	1486.78	356.4	1200.0	759222	1741788	0.44	↑
11	2.625	1487.21	430.5	1140.0	638557	1776385	0.36	↑
12	2.875	1487.57	494.5	1065.0	513475	1804987	0.28	↑
13	3.125	1487.86	546.2	910.0	327387	1828499	0.18	↑
14	3.375	1488.04	580.4	860.0	251631	1843304	0.14	↑
15	3.625	1488.17	607.5	750.0	128283	1854097	0.07	↑
16	3.875	1488.24	621.1	700.0	70971	1859944	0.04	↑
17	4.125	1488.28	629.0	510.0	-107105	1863296	-0.06	629.0 ↓
18	4.375	1488.22	617.2	440.0	-159502	1858271	-0.09	↓
19	4.625	1488.14	599.7	355.0	-220223	1851599	-0.12	↓
20	4.875	1488.02	576.6	272.0	-274121	1841651	-0.15	↓
21	5.125	1487.87	548.1	127.0	-379005	1829317	-0.21	↓
22	5.375	1487.66	509.1	40.0	-422177	1812239	-0.23	↓
23	5.625	1487.43	467.5	0.0	-420710	1793787	-0.23	↓
24	5.875	1487.19	427.0	0.0	-384323	1774815	-0.22	↓
25	6.125	1486.98	389.5	0.0	-350560	1758340	-0.20	↓
26	6.375	1486.78	356.4	0.0	-320778	1741788	-0.18	↓
27	6.625	1486.59	327.5	0.0	-294738	1726138	-0.17	↓
28	6.875	1486.42	300.9	0.0	-270829	1712196	-0.16	↓
29	7.125	1486.27	278.6	0.0	-248951	1699942	-0.15	↓
30	7.375	1486.12	254.5	0.0	-229005	1687734	-0.14	↓
31	7.625	1485.98	234.3	0.0	-210897	1676380	-0.13	↓
32	7.875	1485.86	216.1	0.0	-194534	1666679	-0.12	↓
33	8.125	1485.74	199.6	0.0	-179825	1657007	-0.11	↓
34	8.375	1485.63	185.2	0.0	-166685	1648166	-0.10	↓
35	8.625	1485.53	172.3	0.0	-155032	1640150	-0.09	↓
36	8.875	1485.44	160.9	0.0	-144787	1632953	-0.09	↓
37	9.125	1485.35	149.6	0.0	-134778	1625772	-0.08	↓

HIDROGRAMA DE SALIDA SOBRE EL VERTEDOR
PARA REVISIÓN DEL BORDO LIBRE (CAP. 17000 MM3)

FIG. No. 46

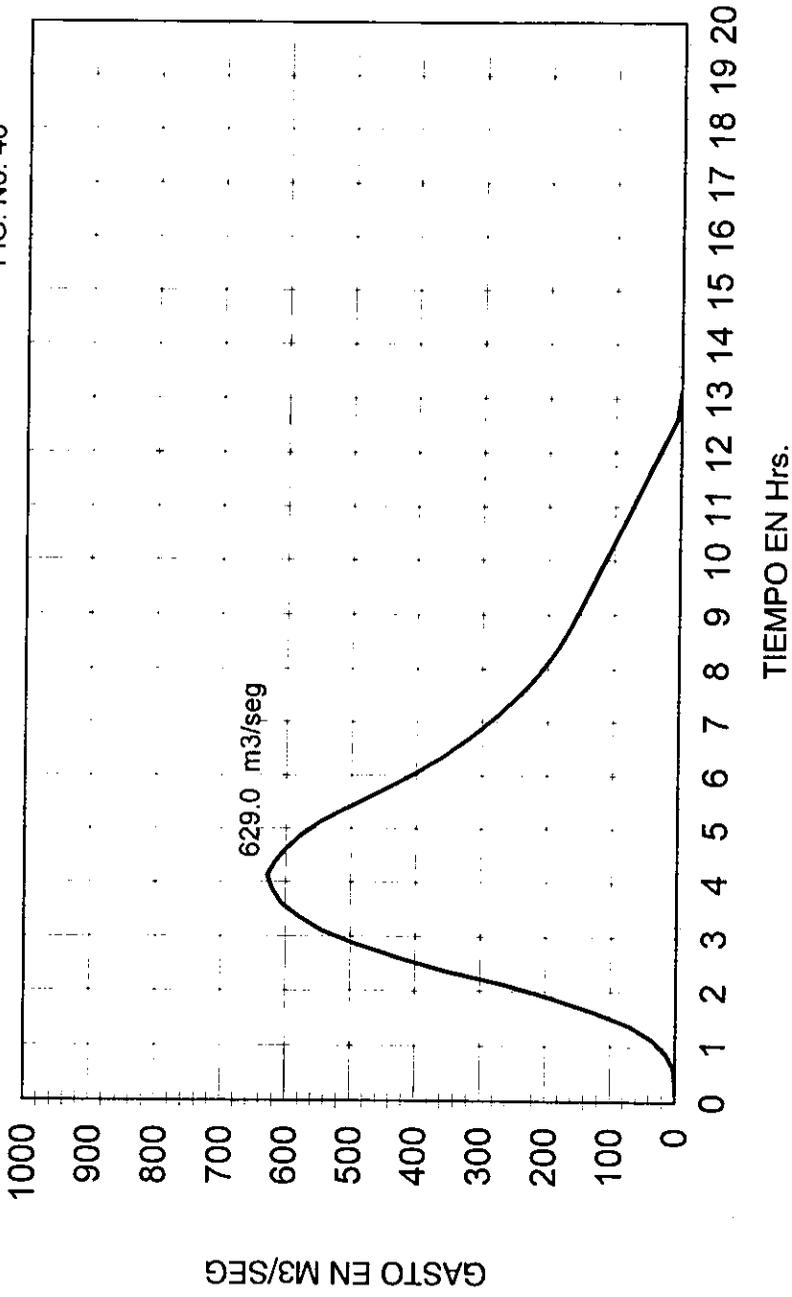


TABLA No. 76 RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

CONCEPTO	UNIDAD	CAPACIDAD DE CONSERVACION (mm3)		
		9500	10000	17000
Longitud de vertedor	m	30	30	30
Volumen retenido	m3	5207200	5288000	5416000
Carga máxima	m	4.26	4.24	3.76
Elevación al N.A.M.E.	m.s.n.m	1481.76	1482.24	1487.26
Capacidad al N.A.M.E.	m3	14707200	15288000	22416000
Gasto máximo de salida	m3/seg	527.6	520.1	434
Porcentaje de regularización	%	33.21	34.2	45.1

Datos de proyecto.

TABLA No. 77

CONCEPTO	UNIDAD	METODO DE ESTIMACION DEL ESCURRIMIENTO		
		DIRECTO	COUTAGNE	COEF. DE ESC.
Capacidad de conservación	m3	9500000	10000000	17000000
Escurrimiento medio anual	m3	15969600	24148796	13359645
Capacidad de azolves	m3	1700000	1700000	1700000
Capacidad útil	m3	7800000	8300000	15300000
Demanda satisfecha de riego	m3	11825840	12645840	12422840
Demanda satisfecha de agua potable	m3	389160	389160	389160
Superficie regada	ha	1283	1310	1287
Avenida máxima probable	m3/seg	790	790	790
Período de retorno	años	1000	1000	1000
Longitud de vertedor	m	30	30	30
Gasto máximo de salida	m3/seg	527.6	520.1	434.0
Carga sobre el vertedor	m	4.26	4.24	3.76
Elevación lecho del cauce	m.s.n.m.	1448.00	1448.00	1448.00
Elevación capacidad de azolves	m.s.n.m.	1464.29	1464.29	1464.29
Elevación al N.A.M.O.	m.s.n.m.	1477.50	1478.00	1483.50
Elevación al N.A.M.E.	m.s.n.m.	1481.76	1482.24	1487.26
Bordo libre	m	1.34	1.25	1.02
Elevación de corona	m.s.n.m.	1483.10	1483.49	1488.28
Altura de presa a partir del desplante	m	35.1	35.49	40.28

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

El presente trabajo tuvo como objetivo el mostrar las diferentes metodologías empleadas para la estimación del escurrimiento en una cuenca, llegándose a la conclusión que por si solos y en su conjunto son de suma importancia, ya que nos indicaran la cantidad de agua con la que podrá contar una presa y con esto cumplir con las demandas para la que fue construida esta.

Tal es la importancia de estos métodos, que como se pudo constatar son los que rigen de forma significativa el dimensionamiento de una obra de este tipo.

Es de resaltar que la elección del mejor método de estimación para una zona de estudio en específico estará determinado por la información que se tenga, así mientras más completa sea en cuanto a registros se podrán obtener mejores resultados.

No hay mejor ni peor método, cada uno de estos se obtuvo a partir del estudio de diferentes cuencas alrededor del mundo, lo que hay que considerar, es el método adecuado para la zona que se este estudiando, ya que hay procedimientos que presentan resultados más confiables bajo ciertas condiciones climáticas.

La importancia de los estudios hidrológicos en un proyecto de riego, queda manifiesta en el adecuado dimensionamiento de las diferentes obras de ingeniería que forman parte del proyecto.

El conocimiento que se tenga de las demandas de riego para el óptimo desarrollo de los cultivos, permitirá dar una idea aproximada del volumen anual necesario para satisfacer, de una manera adecuada, los requerimientos de agua de los cultivos.

Debido a la falta de preparación técnica de los operarios de las estaciones climatológicas e hidrométricas, es frecuente encontrarse con registros incompletos o con errores importantes, por lo

que en los estudios hidrológicos, se debe tener mucho cuidado en seleccionar datos que se tomaran como base de estudio, de manera que, además de confiables, resulten lo más completos posible.

Si se parten de buenos registros de datos se tendrá mayor confianza en que los cálculos y diseños realizados serán los adecuados, y que el proyecto de riego funcionara de acuerdo con las suposiciones del estudio.

Es importante realizar diferentes estudios de la simulación del funcionamiento del vaso. con el objeto de determinar la capacidad útil más conveniente para el proyecto y de esta manera asegurar el riego de la zona en estudio, de acuerdo con las restricciones que se fijen. Así también deben analizarse diferentes alternativas del funcionamiento del vertedor para evitar el máximo de daños causados por los derrames de la estructura. En ambos casos, no debe perderse de vista los criterios básicos de funcionalidad, seguridad y economía.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- Procesos del ciclo hidrológico
Volúmen I
Campos Aranda
Universidad Autónoma de S.L.P.
- Manual para la estimación de avenidas máximas en cuencas y presas pequeñas.
S.A.R.H.
- Drenaje en cuencas pequeñas
Rolando Springall
Instituto de Ingeniería , UNAM.
- Proceso del ciclo hidrológico
Volúmen II
Campos Aranda
Universidad Autónoma de S.L.P.
- Métodos de cálculo del balance hídrico. Guía Internacional de Investigaciones y
Métodos.
Instituto de Hidrología de España / UNESCO
- Hidrología moderna
Raphael G. Kazmann
Continental
- Hidrología para ingenieros
Linsley Ray L.
Mcgraw-Hill
- Handbook of applied hydrology
Chow Ven Te
Mcgraw-Hill.