



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

Facultad de Ingeniería

**DISTRITO DE DRENAJE DE LA SEGUNDA LAGUNA
DE LERMA (TULTEPEC).**

T E S I S
Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a
FAROUK BULHOSEN ARACIL



**Director de Tesis:
ING. FRANCISCO TORRES HERRERA**

México, D. F.

1992

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



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 está 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.

I N D I C E

PAGINA

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	1
1.1 Problema.	2
1.2 Antecedentes.	2
1.3 Alcances.	3
1.4 Situación Actual.	3
1.5 Situación Geográfica.	4
1.6 Situación Política.	4
1.7 Superficie Estudiada y Limites.	5
1.8 Vías de Comunicación.	5
2. ESTUDIO HIDROLOGICO PARA LA LAGUNA DE TULTEPEC Y PARA EL SISTEMA DE DRENAJE.	7
2.1 Introducción.	8
2.2 Precipitación Pluvial por Cuenca.	10
2.3 Tormenta de Diseño.	14
2.4 Determinación del Coeficiente de Drenaje en la Zona.	17
2.5 Gastos Máximos de Cuencas Externas.	20
2.6 Estimación de Gastos Máximos en las Cuencas estudiadas.	23
2.7 Método de Sección y Pendiente.	29
2.8 Diseño de Drenes.	33
3. ANTEPROYECTO DE UN DREN.	43
3.1 Descripción General del Proyecto.	44
3.2 Diseño de Drenes.	45
3.3 Cálculo de Areas-Capacidades.	46
3.4 Datos hidráulicos del Dren en estudio.	50

I N D I C E

4. DIMENSIONES DE LOS BORDOS PERIMETRALES DE LA LAGUNA TULTEPEC.	51
4.1 Coeficiente de Escurrimiento.	52
4.2 Evaporación Neta.	56
4.3 Curvas de Elevaciones-Areas-Capacidades.	58
4.4 Avenida Máxima para un $T_r = 10,000$ años.	59
4.5 Ley de Descargas del Vertedor.	61
4.6 Tránsito de Avenidas.	61
4.7 Bordo Libre.	64
5. ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE EL ASPECTO ECONOMICO DEL PROYECTO.	66
5.1 Estimación del Costo de Infraestructura.	67
5.2 Calendarización de las Erogaciones.	76
5.3 Determinación de Parámetros y Cuantificación de Beneficios.	79
5.4 Evaluación Económica.	82
6. CONCLUSIONES.	94
6.1 Recuperación de Areas inundables para la Agricultura.	95
6.2 Restauración de la Ecología en la Zona.	95
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.	96

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 PROBLEMA.

La zona de Lagunas del Lerma, como su nombre lo indica, constituía en el pasado una gran laguna, que incluía a la actual laguna de Tultepec, que constituye el área estudiada.

En la medida que esta laguna se desecaba, las áreas no inundables se aprovechaban para la agricultura. Sin embargo, la desecación ha avanzado bastante, con el consiguiente deterioro ecológico y por otra parte, debido a que este drenado no ha sido técnicamente planeado, la mayoría de los terrenos actualmente bajo cultivo, se ven afectados por drenaje deficiente e inundaciones periódicas en la época de lluvias, con lo que su potencial productivo se ve fuertemente restringido. De manera que actualmente, además del fuerte deterioro ecológico de la zona, las áreas cultivadas no pueden explotarse a toda su capacidad por los problemas de drenaje.

1.2 ANTECEDENTES.

En la zona federal de la laguna de Tultepec, se plantea la posibilidad del establecimiento de un aprovechamiento agrícola, mediante el confinamiento a una área más reducida del cuerpo de dicha laguna y así aprovechar mediante obras relativamente sencillas, en una primera etapa una superficie del orden de 2776.70 Has. netas.

Dicha extensión resulta extraordinariamente valiosa desde el punto de vista social, por que permite el aprovechamiento de tierras por los campesinos ya establecidos en sus alrededores, así como en el aspecto económico, por el alto valor de los cultivos que se podrían emprender en dicha superficie, principalmente si se toma en cuenta su proximidad a los centros de consumo como Toluca y el Distrito Federal.

1.3 ALCANCES.

En tales condiciones, se propone realizar estudios y proyecto para esta zona.

Para llevar a cabo el proyecto de aprovechamiento se consideró indispensable realizar un estudio agrológico que asociado al estudio hidrológico, permitiese determinar la factibilidad del desarrollo agrícola intensivo de dicha zona.

Con lo cual esta Tesis no cubrirá el aspecto agrológico aunque se tomarán algunos datos del mismo ya realizado por una empresa privada. Los alcances del presente trabajo consistan en definir, el estudio hidrológico, anteproyecto de un dren, dimensiones del bordo de confinamiento y algunos aspectos económicos del proyecto.

1.4 SITUACION ACTUAL

En la actualidad la situación del área que se desea aprovechar se encuentra en las siguientes condiciones: parte se aprovecha por la Agricultura, la cual queda sujeta a riesgo de pérdidas por efecto de las inundaciones. Otra parte permanece inundada o empantanada permanentemente dando lugar a la ciénega. Esta se encuentra poblada en su mayoría de Tule el cual es aprovechado en muy baja escala para confección de artesanías típicas de la región.

Dicha zona cuenta con el asiento de aves migratorias en determinadas épocas del año, dando lugar a un atractivo turístico.

Ante esta situación se decidió establecer un Sistema de Drenaje que pueda rescatar la mayor parte de las áreas inundables y dedicarlas a una agricultura diversificada, confinando la laguna a una superficie de 495 has., para conservar en lo posible la ecología de la zona en estudio.

DISTRIBUCION DE LA SUPERFICIE EN ESTUDIO.

AREA BRUTA	= 3476.80 HA.
AREA LAGUNA	= 495.00 HA.
AREA PUEBLO DE TULTEPEC	= 128.15 HA.
AREA OCUPADA POR EL SISTEMA	= 76.95 HA.
AREA NETA	= 2776.70 HA.

En resumen el área recuperada para el cultivo será de 2776.70 ha aproximadamente.

1.5 SITUACION GEOGRAFICA.

El área se ubica entre los 19 grados 12' y 19 grados 16' de latitud norte y los 99 grados 24' y 99 grados 32' de longitud oeste, a una altitud cercana a los 2,600 msnm.

1.6 SITUACION POLITICA.

Pertenece políticamente en gran parte, al municipio de Lerma de Villada, aunque también forma parte de los municipios de Capulhuac, Santiago Tianguistenco, Ocoyoacac, San Mateo Atenco y Chapultepec, todos ellos del Estado de México.

1.7 SUPERFICIE ESTUDIADA Y LIMITES.

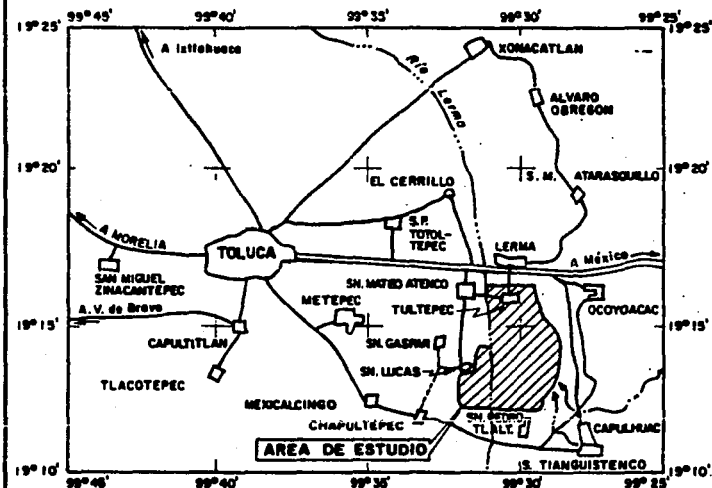
La superficie total estudiada es de 3500 hectáreas y tiene como límites los siguientes: Al norte, el arroyo Agua Apestosa que cruza por el poblado de Qcoyoacac; al sur, la zona urbana de San Pedro Tlaltizapán al este, las linderas que limitan la zona plana, muy cerca de la carretera que une la autopista México-Toluca con el poblado de Santiago Tianguistenco; al oeste, el Río Lerma y las zonas urbanas de Barrio de Guadalupe y San Lucas Tunco, tal como se aprecia en el croquis de localización.

1.8 VIAS DE COMUNICACION.

Las principales vías de comunicación terrestres son las autopistas (carretera federal No. 15) México-Toluca, ubicada unos 3 Km. al norte de la zona y de la parte la carretera hacia Santiago Tianguistenco, comunicando los poblados situados en la parte este de la zona estudiada: esta última carretera, continúa por el sur del área hasta entroncar con la federal No. 55 Toluca-Tenango de Arista, con lo que quedan bien comunicados por este medio, las localidades de la porción sur. Así mismo, la vía férrea Naucalpan-Toluca se localiza unos tres kilómetros al norte del área estudiada. Por otra parte, existen varios caminos de tierra en el interior de la zona, la mayoría de ellos transitables con vehículo sólo en la época de secas.

El área no cuenta con vías fluviales ni aéreas, sin embargo, el aeropuerto internacional de Toluca se ubica a unos 12 Km al noroeste y la propia ciudad de Toluca se localiza a la misma distancia, de manera que puede decirse que la zona estudiada se encuentra ampliamente comunicada, para los fines que se persiguen.

LAGUNA DE TULTEPEC, MEX.
CROQUIS DE LOCALIZACION



ESC. 1 : 250 000
0 2.5 5 10
KILOMETROS

2. ESTUDIO HIDROLOGICO PARA LA LAGUNA DE TULTEPEC Y PARA EL SISTEMA DE DRENAJE

2.1 INTRODUCCION.

CUENCA DE APORTACION DE LA LAGUNA DE TULTEPEC.

La laguna de Tultepec se ubica totalmente en la margen derecha del río Lerma, a unos 12 km al oriente de la Cd. de Toluca de Lerdo, Méx. Esta laguna rodea la población de San Pedro Tultepec, asentamiento que se localiza sobre una pequeña colina en la parte norte de la laguna y el área inundable se extiende en su porción sur hasta las inmediaciones del poblado de San Pedro Tlaltizacán.

Debido a su ubicación (margen derecha del Lerma), la evolución de los almacenamientos de la laguna es independiente del comportamiento de los aportadores provenientes de la margen izquierda del Lerma. No obstante, en esta margen existen terrenos con drenaje deficiente, que se ven afectados por escurrimientos que confluyen al Lerma por su margen izquierda. Debido a esto, además de analizar los aportadores propios de la laguna de Tultepec, se tomarán en cuenta, para fines del proyecto de drenaje, los escurrimientos que afectan los terrenos citados.

La laguna de Tultepec drena una superficie del orden de 185 km² distribuidos en dos zonas topográficamente distintas. Una de ellas corresponde a la parte plana, con una superficie de alrededor de 38 km² y una pendiente media del orden de 0.02 %. Esta porción incluye el cuerpo de almacenamiento, que aunque variable, su extensión es considerable, en comparación con la magnitud de sus escurrimientos, por lo que puede definirse como una ciénaga. La ciénaga drena deficientemente hacia el río Lerma mediante una red de canales o drenes, que actualmente permiten el aprovechamiento agrícola de las áreas circundantes de la laguna. La otra zona comprende terrenos fundamentalmente de tipo montañoso con pendiente media de 9.7 %, que cubren el resto de la cuenca de captación de la laguna. Esta zona

dispone de una red hidrográfica de rápida respuesta hidrológica, en la que destacan las corrientes siguientes: ríos Xalatlaco y San Miguel y arroyos Atlalulco, Texcalpa y Gasolinera. Antes de su descarga en la laguna, los escurrimientos citados captan las aguas residuales de los asentamientos humanos localizados en sus márgenes.

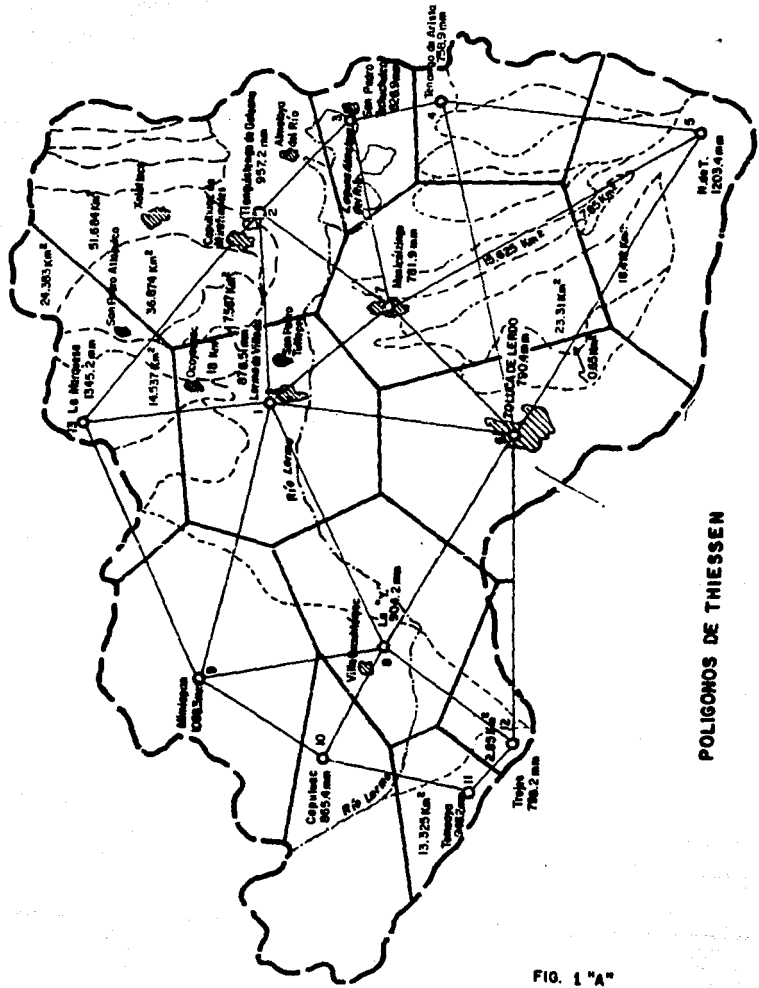
Por otra parte, los afluentes del Lerma que confluyen por su margen izquierda e interesan para fines del proyecto de drenaje, son los arroyos Agua Bendita y Ojo de Agua.

Como se mencionó antes, las áreas circundantes de la laguna se aprovechan para la agricultura de temporal; sin embargo, la extensión explotada es mínima con relación a la superficie total de la laguna y además el área cultivada se encuentra expuesta a los excesos de humedad, por la elevación de los tirantes de agua en la ciénaga, dado que el drenaje actual es deficiente. El drenaje se dificulta, ya que la laguna se encuentra a una elevación menor que los tirantes del Lerma, lo que impide el drenaje de la zona durante prácticamente toda la temporada de lluvias, que corresponde al principal ciclo agrícola (de temporal) de la región.

Para subsanar esta situación, se realizan trabajos de desazolve del cauce del río Lerma, tendientes a asegurar el drenaje por gravedad de sus afluentes más importantes, lo que permitirá drenar los terrenos de la laguna de Tultepec, con lo que se aumentará la superficie de cultivo en unas 2500 hectáreas y se eliminará el riesgo de pérdida de cosechas en el área actualmente explotada. Sin embargo el diseño de la red de drenaje, requiere de un estudio hidrológico, tanto de las cuencas aportadoras de la laguna como de aquellas cuyos cauces se pretende aprovechar como colectores. Así mismo, es necesario estimar las aportaciones por lluvia en la zona plana, aspectos que proporcionarán la información necesaria para el dimensionamiento de la red de drenaje y del cuerpo lagunario confinado.

2.2 PRECIPITACION PLUVIAL POR CUENCA.

Para determinar la precipitación pluvial (anual) en cada una de las cuencas de interés, se empleó el método de los polígonos de Thiessen, utilizándose los registros de todas las estaciones climatológicas listadas con anterioridad. Los resultados obtenidos se muestran en el Cuadro 1 y la distribución de los polígonos en la fig. No. 1A.



POLIGONOS DE THIESEN

FIG. 1 "A"

CUADRO No. 1. CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA ANUAL POR EL METODO DE THIESSEN.

CUENCA RIO TEMOAYA

ESTACION	LLUVIA (mm)	AREA (Km ²)	AREA %	PRECIPITACION PONDERADA (mm)
CAPULHUAC	865.4	51.586	69.710	603.274
TEMOCAYA	948.2	18.440	24.919	236.286
TROJES	796.2	3.974	5.370	42.865
S U M A		74.000	100.000	882.425

CUENCA RIO OTZOLOTEPEC

ESTACION	LLUVIA (mm)	AREA (Km ²)	AREA %	PRECIPITACION PONDERADA (mm)
LA MARQUESA	1345.2	9.15	4.314	58.04
IMIMIAPAN	1068.3	116.02	54.726	584.64
CAPULHUAC	865.4	65.78	31.028	268.52
LA " Y "	904.2	21.06	9.932	89.81
S U M A		212.00	100.000	1001.00

CUENCA RIO XALATLACO

ESTACION	LLUVIA (mm)	AREA (Km ²)	AREA %	PRECIPITACION PONDERADA (mm)
TIANGUISTENCO	957.2	51.684	67.945	650.373
LA MARQUEZA	1345.2	24.383	32.055	431.199
S U M A		76.067	100.000	1081.572

CUADRO No. 1. CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA ANUAL POR EL METODO DE THIESSEN (CONT.)

CUENCA RIO SAN MIGUEL

ESTACION	LLUVIA (mm)	AREA (Km ²)	AREA %	PRECIPITACION PONDERADA (mm)
TIANGUISTENCO	957.2	36.789	63.514	607.952
LA MARQUESA	1345.2	21.134	36.486	490.815
S U M A		57.923	100.000	1098.767

CUENCA RIO ATLALULCO

ESTACION	LLUVIA (mm)	AREA (Km ²)	AREA %	PRECIPITACION PONDERADA (mm)
TIANGUISTENCO	957.2	1.605	4.000	38.288
LA MARQUESA	1345.2	7.222	18.000	242.136
ILERMA	876.51	31.297	78.000	683.678
S U M A		40.124	100.000	964.102

CUENCA ARROYO "GASOLINERA"

ESTACION	LLUVIA (mm)	AREA (Km ²)	AREA %	PRECIPITACION PONDERADA (mm)
TIANGUISTENCO	957.2	5.571	100.000	957.200
S U M A		5.571	100.000	957.200

CUADRO No. 1. CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA ANUAL POR EL METODO DE THIESSEN (CONT.)

CUENCA ARROYO TEXCALPA

ESTACION	LLUVIA (mm)	AREA (Km ²)	AREA %	PRECIPITACION PONDERADA (mm)
LA MARQUESA	1345.2	3.105	60.000	807.120
ILERMA	876.51	2.070	40.000	350.604
S U M A		5.175	100.000	1157.724

CUENCA ARROYO OJO DE AGUA

ESTACION	LLUVIA (mm)	AREA (Km ²)	AREA %	PRECIPITACION PONDERADA (mm)
N. DE TOLUCA	1203.4	7.35	33.440	402.415
IMEXICALTZINGO	781.9	15.625	66.560	520.434
S U M A		23.475	100.000	922.849

CUENCA ARROYO AGUA BENDITA

ESTACION	LLUVIA (mm)	AREA (Km ²)	AREA %	PRECIPITACION PONDERADA (mm)
N. DE TOLUCA	1203.4	18.412	41.495	499.346
IMEXICALTZINGO	781.9	25.31	57.040	445.959
IOF. TOLUCA	790.4	0.65	1.465	11.578
S U M A		44.372	100.000	956.824

2.3 TORMENTA DE DISEÑO.

Para definir la tormenta de diseño a utilizar en el cálculo de los coeficientes de drenaje en el área plana, se utilizó la estadística de lluvia máxima en 24 horas, ya que no se dispone actualmente de registros pluviométricos.

Primeramente se analizaron los registros de lluvia máxima en 24 horas, de las estaciones Lerma, Mexicalcingo, San Pedro Techuchulco y Tenango del Valle, ajustando en cada caso, una ecuación de la forma:

$$H_p = a + b \ln T_r$$

Donde :

H_p = Altura de lluvia en mm.

T_r = Periodo de retorno en años.

"a" y "b", parámetros de la ecuación.

Al comparar las alturas de lluvia estimadas para los periodos de retorno comunes en proyectos de drenaje (5, 10, 20 años), se observó que la condición más desfavorable (mayor H_p) se presenta en la estación San Pedro Techuchulco, por lo que fué ésta la elegida para estimar la tormenta de diseño.

Una vez seleccionada la estación climatológica (San Pedro Techuchulco), se procedió a determinar la tormenta de diseño para duraciones de 24, 48, 72 y 96 horas, mediante el ajuste de los datos por los siguientes procedimientos:

La comparación de los resultados obtenidos con los tres procedimientos, se muestra en el Cuadro 2.

Como puede verse en le Cuadro 2, para los periodos de retorno comúnmente usados en el proyecto de drenes, el método de Gumbel es el que en general produce las condiciones más desfavorables, por lo que se toma como tormenta de diseño, la obtenida con este procedimiento. (Ref. Bibliografía No. 1).

CUADRO No. 2. COMPARACION DE METODOS PARA LA ESTIMACION DE LA TORMENTA DE DISEÑO, ESTACION CLIMATOLOGICA SAN PEDRO TECHUCHULCO, MEX.

PERIODO DE RETORNO (años)	PROCEDIMIENTO DE ESTIMACION	DURACION EN HORAS			
		24	48	72	96
		ALTURA DE PRECIPITACION (mm)			
5	REGRESION SIMPLE	50.30	53.48	55.02	57.73
	GUMBEL	57.29	72.70	76.10	79.64
10	REGRESION SIMPLE	59.56	62.74	64.29	67.00
	GUMBEL	71.60	93.11	97.48	101.42
20	REGRESION SIMPLE	68.83	72.01	73.55	76.26
	GUMBEL	78.81	103.39	108.26	112.39
50	REGRESION SIMPLE	81.08	84.26	85.80	88.51
	GUMBEL	88.34	116.97	122.52	126.90
100	REGRESION SIMPLE	90.34	93.52	95.07	97.78
	GUMBEL	95.54	127.24	133.31	137.87

2.4 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE DRENAJE EN LA ZONA PLANA.

El coeficiente de drenaje en el área plana, se calculó por el procedimiento de Chow, método que se aplica para cuencas no mayores de 250 Km². Se requiere del conocimiento de las curvas intensidad-duración-frecuencia en una estación de la zona homogénea en la que se encuentra la cuenca en estudio. A esa estación, donde se hace el análisis de las curvas, se le llama base.

El gasto máximo está dado por la expresión:

$$Q = AXYZ \text{ y } Cd = XYZ$$

Donde:

Q = gasto máximo, en m³/seg.

A = área de la cuenca, en Km².

X = factor de escurrimiento.

Y = factor climático.

Z = factor de reducción.

Cd = coeficiente de drenaje en m³/s/km²

El factor de escurrimiento se expresa como:

$$X = P_{eb}/t$$

Donde P_{eb} es la precipitación en exceso, en cm, de la estación base para una duración de tormenta de "t" horas.

Esta precipitación en exceso puede calcularse sobre la base de la precipitación total como:

$$P_{eb} = (P_b - 508/N + 5.08)^2 / (P_b + 2032/N - 20.32)$$

Donde P_b es la precipitación total de la estación en cm, para una tormenta de "t" horas y una frecuencia determinada (se calcula de las curvas intensidad-frecuencia-duración). N es un factor en función del tipo y uso del suelo de la cuenca en estudio.

El factor climático se calcula como:

$$Y = 2.78 P/P_b$$

Donde P/P_b es la relación de alturas de lluvias, entre la zona en estudio y la estación base, para una tormenta con duración de un día y periodo de retorno de 30 años. Si no se dispone de estos datos, esta relación podrá hacerse entre alturas de lluvias de tormentas que proporcionen el coeficiente más desfavorable entre la zona en estudio y la estación base.

El factor de reducción Z, es la relación entre el gasto de pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración "t" y el escurrimiento de la misma intensidad de una lluvia supuesta de duración infinita. Se puede calcular a partir de la relación t/p , considerando "t" como la duración de la tormenta en estudio y t_p como el tiempo de retraso de la tormenta, el cual se acepta como el centro de la tormenta en el momento en que se presenta el gasto máximo. Este tiempo de retraso es función de las características de la cuenca y se puede obtener para un estudio en particular del análisis de cuencas adyacentes.

Para la zona estudiada por Chow, se obtuvo que el valor de t_p se puede calcular como:

$$t_p = 0.00505 (L / S)$$

L = longitud del cauce principal, en m.

S = pendiente del cauce principal, en m.

La aplicación del proceso descrito y los resultados para diferentes periodos de retorno se muestran en el cuadro 3. (Ref., bibliografía No.1)

CUADRO No. 3. COEFICIENTES DE DRENAJE EN LA ZONA PLANA DE LA LAGUNA DE TULTEPEC, MEXICO.

DURACION DE LA LLUVIA (horas)	Pb (cm)	Peb (cm)	PARAMETROS			GASTO (m ³ /s/km ²)	COEFIC. DRENAJE (lps/ha)
			X	Y	Z		
PERIODO DE RETORNO DE 5 AÑOS							
24	5.73	2.82	0.118	2.78	1.00	0.3266	3.266
48	7.27	4.11	0.086	2.78	1.00	0.2380	2.380
72	7.61	4.41	0.061	2.78	1.00	0.1703	1.703
96	7.96	4.72	0.049	2.78	1.00	0.1367	1.367
PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS							
24	7.16	4.02	0.166	2.78	1.00	0.4656	4.657
48	9.31	5.92	0.123	2.78	1.00	0.3429	3.429
72	9.75	6.32	0.088	2.78	1.00	0.2440	2.440
96	10.14	6.68	0.070	2.78	1.00	0.1934	1.934
PERIODO DE RETORNO DE 20 AÑOS							
24	7.88	4.65	0.194	2.78	1.00	0.5386	5.386
48	10.34	6.86	0.143	2.78	1.00	0.3973	3.973
72	10.83	7.31	0.102	2.78	1.00	0.2822	2.822
96	11.24	7.69	0.080	2.78	1.00	0.2227	2.227
PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS							
24	8.83	5.49	0.229	2.78	1.00	0.6359	6.359
48	11.7	8.12	0.169	2.78	1.00	0.4703	4.703
72	12.25	8.64	0.120	2.78	1.00	0.3336	3.336
96	12.69	9.05	0.094	2.78	1.00	0.2621	2.621

2.5 GASTOS MÁXIMOS DE CUENCAS EXTERNAS.

Las corrientes aportadoras de escurrimiento a la laguna de Tultepec, son: Xalatlaco, San Miguel, Atlalulco Texcalpa y Gasolinera, para los que no se tiene información hidrométrica; sin embargo, existen dos cuencas relativamente cercanas a la de Tultepec que cuentan con registros hidrométricos, los cuales se analizaron para posteriormente efectuar la trasposición de su respuesta a las cuencas estudiadas. Las estaciones con estadística hidrométrica, son Otzolotepec, correspondiente a la cuenca del río del mismo nombre y Las Trojes, que afora la cuenca del Temoaya.

2.5.1 CUENCA DEL OTZOLOTEPEC.

El área drenada de la cuenca hasta la estación hidrométrica de Otzolotepec, es de 212 Km² y se cuenta con un periodo de registro bastante amplio, que comprende desde 1942 hasta 1985.

Los gastos máximos anuales registrados en la estación Otzolotepec, fueron analizados probabilísticamente mediante el ajuste de las distribuciones Gumbel, Nash y Lebediev.

Como puede verse en el Cuadro 4, es el procedimiento de Gumbel el que arroja los mayores gastos máximos para los periodos de retorno comúnmente utilizados en el proyecto de drenes, por lo que serán estos resultados los usados en la estimación de los gastos máximos de las cuencas en estudio.

2.5.2 CUENCA DEL TEMOAYA.

Los gastos máximos anuales fueron analizados al igual que para la cuenca del Otzolotepec, por los métodos de Gumbel, Nash y Lebediev.

Por ser el procedimiento de cálculo igual a la Cuenca del Otzolotepec y para fines de la tesis no abundar demasiado en este tema y caer en redundancias solo se presentarán los resultados obtenidos los cuales se pueden ver en el cuadro No. 5 que al igual que en la cuenca del Otzolotepec son los del procedimiento de Gumbel los que arrojan los mayores gastos y de manera conservadora serán estos los que se utilizarán, para estimar los gastos máximos de las Cuencas de interés.

CUADRO No. 4. GASTOS MAXIMOS PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO Y DIFERENTES METODOS EN LA ESTACION HIDROMETRICA DE OTZOLOTEPEC, MEX.

Tr (años)	GUMBEL		NASH		LEBEDIEV	
	Qmáx (m ³ /s)	Qd (m ³ /s)	Qmáx (m ³ /s)	Qd (m ³ /s)	Qmáx (m ³ /s)	Qd (m ³ /s)
5	20.149	21.753	19.350	21.053	19.143	20.052
10	23.439	28.851	22.693	24.513	22.324	23.385
20	26.730	32.142	25.899	27.882	25.235	26.512
50	31.079	36.491	30.049	32.298	28.954	30.634
100	34.370	39.782	33.159	35.636	31.649	33.553

CUADRO No. 5. GASTOS MAXIMOS PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO Y DIFERENTES METODOS EN LA ESTACION HIDROMETRICA DE LAS TROJES, MEX.

Tr (años)	GUMBEL		NASH		LEBEDIEV	
	Qmáx (m ³ /s)	Qd (m ³ /s)	Qmáx (m ³ /s)	Qd (m ³ /s)	Qmáx (m ³ /s)	Qd (m ³ /s)
5.000	63.441	79.343	58.935	73.396	50.603	61.122
10.000	80.437	108.522	76.024	91.471	66.352	80.144
20.000	97.533	125.568	92.415	109.211	82.564	102.109
50.000	120.066	146.101	113.633	132.618	102.945	130.584
100.000	137.112	165.147	129.532	150.399	118.693	150.904

2.6 ESTIMACION DE GASTOS MAXIMOS EN LAS CUENCAS ESTUDIADAS.

2.6.1 Trasposición de Cuencas.

Los factores de trasposición empleados para conformar el factor global de cada cuenca, fueron: Area, pendiente de la cuenca y altura media anual de precipitación. Esta última variable se calculó por el método de los polígonos de Thiessen, tal como se indica en el punto 2.2

Area y Pendiente.

Para calcular las superficies y pendientes de las cuencas, se delimitaron éstas en planos topográficos del INEGI de escala 1:50,000, obteniéndose el área con planímetro.

Las pendientes de las cuencas, se calcularon por el procedimiento de Horton.

FACTOR PARCIAL DE TRASPOSICION.

Una vez conocidas para cada cuenca las variables área, pendiente y precipitación, se calcularon los factores parciales de trasposición mediante la expresión general:

$$fp = VCX/VCB$$

Donde :

fp = factor de trasposición de la variable a trasponer (área, pendiente, precipitación).

VCX = Valor de la variable en la cuenca X

VCB = Valor de la variable en la cuenca base

FACTOR GLOBAL DE TRASPOSICION.

El factor global de trasposición, se obtuvo (para cada cuenca) multiplicando los diferentes factores parciales y finalmente, los gastos máximos traspuestos, se estimaron multiplicando los factores globales de trasposición, por los gastos (para diferentes periodos de retorno) calculados con anterioridad para la cuenca del Temoya y Otzolotepec.

El proceso mencionado, se muestra en los cuadros 6 y 7 para el caso del río Temoya y en los cuadros 8 y 9 para el Otzolotepec.

Al comparar los resultados de la trasposición de ambas cuencas (cuadros 7 y 9), se observa que existen grandes diferencias en los gastos estimados para las cuencas estudiadas, al transponer una u otra de las cuencas.

CUADRO No. 6. FACTORES DE TRASPOSICION DE GASTOS MAXIMOS

DATOS DE LA CUENCA BASE "RIO TEMDAYA (T)"

AREA = 74.00 km²
 PENDIENTE = 15.54 %
 PRECIPIT. = 882.425 mm

CUENCA	AREA (A)	FACTOR DE AREA (A/AT)	"Sc" (S)	FACTOR DE PENDIENTE (S/ST)	PRECIPIT. MEDIA (mm) (P)	FACTOR DE P (P/PT)	FACTOR GLOBAL (Fg)
KALATLACO	76.070	1.028	9.450	0.608	1,081.572	1.226	0.766
SAN MIGUEL	58.008	0.784	11.340	0.730	1,098.767	1.245	0.712
ATLALULCO	40.125	0.542	8.410	0.541	1,061.571	1.203	0.353
GASOLINERA*	5.571	0.075	8.410	0.541	957.200	1.085	0.044
TEXCALPA*	5.175	0.070	8.410	0.541	1,157.724	1.312	0.030
AGUA BENDITA	44.375	0.600	6.300	0.405	956.924	1.084	0.264
OJO DE AGUA	23.475	0.317	5.800	0.373	922.849	1.046	0.124

*Dada la pequeña área de estas cuencas, su pendiente se considero igual a la de Atlalulco.

CUADRO No. 7. GASTOS MAXIMOS ESTIMADOS CON LA TRASPO-
SICION DE LA CUENCA BASE.

GASTOS MAXIMOS EN LA CUENCA BASE (TEMQAYA)	Tr	Q _{max}		
	(años)	(m ³ /s)		
	5	79.348		
	10	108.522		
	20	125.568		

CUENCA	FACTOR GLOBAL DE TRAS- POSICION	PERIODO DE RETORNO (años)		
		5	10	20
		GASTO MAXIMO (m ³ /s)		
XALATLACO	0.766	60.796	83.149	96.210
SAN MIGUEL	0.712	56.517	77.297	89.439
ATLALULCO	0.353	28.011	38.310	44.328
GASOLINERA	0.044	3.507	4.796	5.549
TEXCALPA	0.050	3.940	5.389	6.235
AGUA BENDITA	0.264	20.919	28.610	33.104
OJO DE AGUA	0.124	9.825	13.438	15.548

CUADRO No. 7. GASTOS MAXIMOS ESTIMADOS CON LA TRASPO-
SICION DE LA CUENCA BASE.

GASTOS MAXIMOS EN LA CUENCA BASE (TEMDAYA)	T _r (años)	Q _{máx} (m ³ /s)
	5	79.348
	10	108.522
	20	125.568

CUENCA	FACTOR GLOBAL DE TRAS- POSICION	PERIODO DE RETORNO (años)		
		5	10	20
		GASTO MAXIMO (m ³ /s)		
XALATLACO	0.766	60.796	83.149	96.210
SAN MIGUEL	0.712	56.517	77.297	89.439
ATLALULCO	0.353	28.011	38.310	44.328
GASOLINERA	0.044	3.507	4.796	5.549
TEXCALPA	0.050	3.940	5.389	6.235
AGUA BENDITA	0.264	20.919	28.610	33.104
OJO DE AGUA	0.124	9.825	13.438	15.548

CUADRO No. 8. FACTORES DE TRASPOSICION DE GASTOS MAXIMOS

DATOS DE LA CUENCA BASE "RIO OTIOLTEPEC (D)"

DATOS: AREA = 212.000 km²
 PENDIENTE = 14.700 %
 PRECIPIT. = 1001.000 mm

CUENCA	AREA km ² (A)	FACTOR DE AREA (A/AQ)	"Bc" % (S)	FACTOR DE PENDIENTE (S/SQ)	PRECIPIT. MEDIA (mm) (P)	FACTOR DE P (P/PO)	FACTOR GLOBAL (Fg)
IXALATLACO	76.070	0.359	9.450	0.643	1,081.572	1.080	0.249
ISAN MIGUEL	58.008	0.274	11.340	0.771	1,098.767	1.098	0.232
IATLALULCO	40.125	0.189	8.410	0.572	964.102	0.963	0.104
IGASOLINERA*	5.571	0.026	8.410	0.572	957.200	0.956	0.014
ITEXCALPA*	5.175	0.024	8.410	0.572	1,157.724	1.157	0.016
IAGUA BENDITA	44.375	0.209	6.300	0.429	956.924	0.956	0.086
OTIOLTEPEC	23.475	0.111	5.000	0.335	722.647	0.722	0.040

* Dada la pequeña área de estas cuencas, su pendiente se consideró igual a la de Atlatulco.

CUADRO No. 9. GASTOS MAXIMOS ESTIMADOS CON LA TRASPO-
SICION DE LA CUENCA BASE.

GASTOS MAXIMOS EN LA CUENCA BASE (DTZOLC- TEPEC)	Tr (años)	Qmáx (m ³ /s)
	5	21.753
	10	28.851
	20	32.142

CUENCA	FACTOR GLOBAL DE TRAS- POSICION	PERIODO DE RETORNO (años)		
		5	10	20
GASTO MAXIMO (m ³ /s)				
XALATLACO	0.766	5.422	7.191	8.011
SAN MIGUEL	0.712	5.040	6.685	7.447
ATLALULCO	0.353	2.269	3.009	3.352
GASOLINERA	0.014	0.313	0.415	0.462
TEXCALPA	0.016	0.351	0.466	0.519
AGUA BENDITA	0.264	1.865	2.474	2.756
OJO DE AGUA	0.124	0.876	1.162	1.295

2.7 METODO DE SECCION Y PENDIENTE.

Dada la disparidad de resultados obtenidos con el procedimiento de trasposición al considerar como cuencas base las del Temoaya y Otzolotepec, se decidió estimar el gasto máximo por el método de sección y pendiente en las dos corrientes más importantes del área estudiada, es decir en las cuencas de los ríos Xalatlaco y San Miguel.

Para ésto, se realizaron los trabajos topográficos correspondientes para calcular la sección y pendiente en cada cauce, en un tramo de 200m. Los tramos se localizan en la parte plana, a la altura del paraje conocido como Agua Blanca, debiendo mencionarse que estos tramos estaban recién desazolvados, teniéndose pendientes de 0.0025 y de 0.0043 para los cauces del Xalatlaco y San Miguel, respectivamente.

De las secciones levantadas, se consideraron como representativas las correspondientes a las estaciones 0+100 y 0+000 para los ríos Xalatlaco y San Miguel, respectivamente. En estas secciones se midieron gráficamente, para varios tirantes, el área y el perímetro mojado, a fin de calcular el gasto con la fórmula de Manning, considerando un coeficiente de rugosidad ("n") de 0.035.

Con los datos anteriores, se aplicó en cada caso la fórmula de Manning, llegándose a los resultados que se muestran en los cuadros 10 y 11.

Para facilitar la comparación, en el Cuadro 12 se incluyen los gastos máximos estimados por trasposición en los ríos Xalatlaco y San Miguel, para periodos de retorno de 5, 10 y 20 años.

CUADRO No. 10. GASTOS DEL RIO XALATLACO (LAGUNA DE TULTEPEC),
CALCULADOS POR EL METODO DE SECCION Y PENDIENTE
(SECCION K - 0+100).

AREA (m ²)	PERIMETRO (m)	R. HIDR. (m)	VELOCIDAD (m/s)	GASTO (m ³ /s)	TIRANTE MEDIO (m)
8.05	8.95	0.8994	1.3311	10.7155	1.700 *
5.50	6.60	0.8333	1.2651	6.9579	1.350
3.60	5.55	0.6486	1.0705	3.8537	0.930
2.00	4.60	0.4348	0.8199	1.6398	0.530
0.55	3.90	0.1410	0.3871	0.2129	0.160

* Corresponde al cauce totalmente lleno (sin bordo libre)

CUADRO No. 11. GASTOS DEL RIO SAN MIGUEL (LAGUNA DE TULTEPEC),
CALCULADOS POR EL METODO DE SECCION Y PENDIENTE
(SECCION K - 0+000).

AREA (m ²)	PERIMETRO (m)	R. HIDR. (m)	VELOCIDAD (m/s)	GASTO (m ³ /s)	TIRANTE MEDIO (m)
7.00	7.90	0.8861	1.7284	12.0989	2.060 *
5.05	6.00	0.8417	1.6702	8.4343	1.560
4.15	4.85	0.8557	1.6886	7.0079	1.130
2.23	4.00	0.5575	1.2691	2.8301	0.800
1.00	3.15	0.3238	0.8833	0.9011	0.400

* Corresponde al cauce totalmente lleno (sin bordo libre)

CUADRO NO. 12. GASTOS MAXIMOS (m³/s) TRASPUESTOS EN LAS CUENCAS DEL XALATLACO Y SAN MIGUEL (LAGUNA DE TULTEPEC), PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO.

Tr (años)	CUENCA BASE :			
	TEMOAYA		OTZOLTEPEC	
	XALATLACO	SAN MIGUEL	XALATLACO	SAN MIGUEL
5	60.8	56.5	5.4	5.0
10	83.1	77.3	7.2	6.7
20	96.2	89.4	8.0	7.4

Al observar los cuadros 10 a 12, se aprecia que los gastos calculados por el método de sección y pendiente, concuerdan hasta cierto punto con los trasuostos al considerar como cuenca base la del Otzolotepec, por lo que en el proyecto de los drenes, se adoptaron los gastos obtenidos por trasposición de la cuenca del Otzolotepec, para todas las corrientes consideradas en el estudio.

2.0 DISEÑO DE DRENEOS.

2.0.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

Como se ha mencionado en capítulos anteriores, prácticamente toda la zona estudiada se ve afectada en mayor a menor grado por los excesos de humedad, especialmente en la temporada de lluvias, época que coincide con el principal ciclo de explotación agrícola, lo que limita grandemente la superficie cultivada en las condiciones actuales.

Sin embargo, para proponer soluciones a esta situación, deben analizarse las causas que originan el problema de exceso de humedad, ya que de éstas dependerán las acciones correctivas.

En general las causas que originan un problema de drenaje, son las que aparecen en el Cuadro 13 y de acuerdo a lo discutido en capítulos anteriores, para la zona de estudio se tienen como factores causales principales los siguientes:

- A) Existencia de fuentes de alimentación abundante fuera y dentro de la zona.

Las primeras (fuera de la zona), representadas por la aportación de aguas de las corrientes y las segundas, por la proveniente de las lluvias directas en la zona.

- B) Existencia de obstáculos que dificultan las salidas de agua de la zona; en este caso específico, la topografía desfavorable.

CUADRO No. 13. CAUSAS QUE ORIGINAN UN PROBLEMA DE DRENAJE. *

FACTOR	LOCALIZACION			
	FUERA DE LA ZONA		DENTRO DE LA ZONA	
	SUPERFICIAL	SUBTERRANEO	SUPERFICIAL	SUBTERRANEO
Existencia de fuentes de alimentación abundante.	lluvias en las inmediaciones de la zona; avenidas, etc.	Corrientes subterráneas que entran por la periferia de la zona.	lluvias caídas directamente pérdidas por sobrerriego.	Alforaciones locales de mantos confinados, pérdidas por filtración en canales.
Existencia de obstáculos que dificultan las salidas de agua de la zona.	Topografía desfavorable; altos niveles de los alcantariados que reciben los desechos, etc.	Estratos impermeables en la periferia de la zona.	Topografía desfavorable.	Geología desfavorable, bajo coeficiente de infiltración, poca profundidad de los suelos.

* Tomado de Palacios, V.O. 1969. Apuntes sobre algunos problemas de drenaje y ensalitramiento de terrenos agrícolas. Esc. Nal. Agríc. Chapingo, C.P. S.A.G. Rama de Riego y Drenaje. Serie de Apuntes No. 14.

En el presente caso, el problema de la alimentación de fuentes externas, se solucionará mediante el confinamiento de parte de este volumen en la laguna de Tultepec y el excedente, a través del mejoramiento y/o comolementación del sistema de drenaje actual, que también deberá dar solución a la dificultad en el desalojo del agua que cae directamente en la zona plana.

Sin embargo, las soluciones anteriores deberán tomar en cuenta el aprovechamiento del agua freática para el desarrollo de los cultivos, lo que agrega una complicación en el diseño de los drenes, ya que el funcionamiento de éstos, deberá permitir la ubicación del manto freático a una profundidad tal que este último alimente a los cultivos, pero que a la vez, no se vean perjudicados por humedad excesiva. De manera que en el diseño de los drenes deberán considerarse las características de los suelos, los cultivos a establecer y las condiciones requeridas por éstos en lo que se refiere a resistencia a la inundación y a la profundidad del manto freático, además de tomar provisiones respecto al peligro de salinización y/o sodificación de los suelos.

Desafortunadamente para situaciones como la presente (subirrigación), es difícil determinar con precisión la necesidad de drenaje, debido a que existen aspectos técnicos que no están lo suficientemente estudiados, entre los que pueden citarse los siguientes:

- 1) Cuantificación de la participación de las aguas freáticas en el proceso de evapotranspiración, según las características del suelo, del cultivo y de su desarrollo a través del ciclo vegetativo para diferentes profundidades del nivel freático.
- 2) Cuantificación de la alimentación del manto freático por la lluvia, según las características del suelo y para diferentes profundidades del nivel freático.

Lo anterior indica que existe una gran interacción entre la posición inicial del manto freático y los aportes y agotamiento o consumo del agua freática, que dan como resultado las variaciones del nivel freático. La imprecisión al tratar de cuantificar estos conceptos y analizarlos de manera conjunta, para finalmente calcular las variaciones probables del manto freático, son las principales deficiencias que se tienen en la determinación de las necesidades de drenaje en los proyectos de subirrigación.

No obstante lo anterior, existen experiencias aplicables a nivel local sobre éstos y otros aspectos de la subirrigación, que pueden servir de referencia para el diseño de este tipo de drenes.

2.8.2 PROFUNDIDAD DE LOS DRENES.

CALIDAD DE LAS AGUAS FREATICAS.

En el estudio agrológico, ya mencionado antes (elaborado por una empresa privada) conviene enfatizar que de acuerdo a dicho estudio, las aguas freáticas son en general apropiadas para su utilización en la subirrigación, a pesar de su relativamente elevada concentración de cloruros. Por otra parte, resalta el hecho favorable de que no existe peligro de salinización y/o sodificación de los suelos por el uso de las aguas freáticas, así como tampoco se requiere de la aplicación de láminas de lavado para prevenir problemas de salinidad.

CONTROL DE LA PROFUNDIDAD DEL MANTO FREATICO.

Al igual que en el caso anterior, este tema se trata con detalle en el estudio agrológico, por lo que en este apartado, únicamente se presenta la recomendación acerca de la profundidad mínima de los drenes secundarios.

En suelos orgánicos se alcanzó el máximo rendimiento cuando el nivel freático se encontraba a unos 30 cm de profundidad; no obstante, existen otras referencias en las que los mayores rendimientos se obtuvieron con la napa freática localizada a mayor profundidad, por lo que de manera conservadora, se adoptó en general una profundidad mínima de 40 cm para los drenes secundarios.

2.8.3 SEPARACION DE LOS DRENES.

Como se indicó al principio de este tema, la diversidad de factores y las interrelaciones entre ellos, dificultan la definición de las características de diseño de un sistema de drenaje por subirrigación o controlado; sobre todo en el presente caso en el que los suelos son fundamentalmente orgánicos y gran parte de la información relacionada, se ha desarrollado en suelos minerales.

CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS.

Según se menciona en el estudio agrológico, existen en la zona dos grupos de suelos: a) los orgánicos, que ocupan la mayor parte del área y que a su vez fueron divididos en dos grupos en función de su contenido de materia orgánica y b) los suelos minerales, que como su denominación lo indica, han recibido una alta proporción de acarreo minerales.

Lo anterior llevaría a considerar dos criterios en la determinación de la distancia entre drenes, ya que las características hidrodinámicas son sustancialmente diferentes para ambos suelos. Pues si bien en los dos grupos predomina un perfil arcilloso que descansa sobre una toba arenosa, las grandes diferencias en materia orgánica ocasionan elevados valores de las constantes de retención de humedad en los suelos orgánicos, así como altas porosidades y buen drenaje interno; características que se ven disminuidas en el caso de los suelos minerales.

Sin embargo, tal como se indica en el estudio agrológico, la ubicación de los suelos minerales (partes relativamente más elevadas) hace que la necesidad de drenaje sea menos crítica que en los suelos orgánicos, lo que compensa en parte sus condiciones menos favorables para el drenaje.

De acuerdo con lo anterior y tomando en cuenta el aspecto económico (en los suelos minerales se requeriría un menor espaciamiento), en la definición del distanciamiento de los drenes, se considerarán sólo las características de los suelos orgánicos.

DETERMINACION DE LA SEPARACION ENTRE DRENES.

Para establecer la separación entre drenes existen numerosos criterios, considerándose en algunos de ellos el fenómeno como flujo establecido (Hoogheudt, Ernest, Donnan, Neal) y en otros, como fenómeno transitorio (Glover y colaboradores, Glover - Dunn modificada, Fox y colaboradores).

Por otra parte, existen recomendaciones generales de espaciamiento, entre las que pueden citarse las que aparecen en el Cuadro 14 para drenes entubados en terrenos planos y las de Schwab y colaboradores (1981), quienes sugieren para suelos orgánicos espaciamientos entre 30 y 90m.

Generalmente la aplicación de las fórmulas de cálculo antes mencionadas producen espaciamientos reducidos entre drenes y en muchos casos, similares a los límites inferiores establecidos en las recomendaciones generales; incluso en estudios realizados en áreas contiguas a la estudiada, se ha llegado a estos resultados (espaciamientos de drenes secundarios del orden de 30m).

CUADRO No. 14. SEPARACION ENTRE DRENES ENTUBADOS (METROS)
Y MEDIDAS COMPLEMENTARIAS RECOMENDADAS EN LA URSS, PARA
TERRENOS PLANOS (1).

SUELO	P E N D I E N T E			MEDIDAS COMPLEMENTARIAS
	0.002	0.002-0.01	0.01	
Arcillas Pesadas, A<0.7 (3)	15-20	20-25	25-30	Topo (2), Subsuelo, buen barbecho.
Arcillas Pesadas, A>0.7	10-15	15-20	20-25	Subsuelo, buen barbecho, rastreo.
Miqajón Arcilloso A<0.7	20-25	25-30	30-35	Topo (2), Subsuelo, buen barbecho.
Miqajón Arcilloso A>0.7	13-17	18-22	22-25	Subsuelo, buen barbecho, rastreo.

(1) Indicaciones Técnicas Provisionales URSS.1963. Citado por Palacios, V.O. 1969. Apuntes sobre algunos problemas de drenaje y ensaliamiento de terrenos agrícolas. Esc. Nal. Agric. Chapingo. S.A.G. Rama de Riego y Drenaje. Serie de Apuntes No. 14.

(2) Ocional.

(3) A = A1/A2 Donde:

A1 = % de la fracción de diámetro de 0.05 a 0.005 mm de microagregados del suelo (análisis textural sin dispersante).

A2 = % de la fracción del mismo diámetro de (0.05 a 0.005 mm) utilizando dispersante (análisis mecánico normal).

De acuerdo con lo antes expuesto, es de esperarse que en la zona de la laguna de Tultepec, la aplicación de fórmulas o de recomendaciones generales conduzcan a espaciamientos mínimos, lo que implicaría un elevado costo de construcción y mantenimiento, así como mayor cuidado en las operaciones agrícolas, aspectos que encarecerían el proyecto hasta el punto de que éste resultara antieconómico.

Por lo anterior y tomando en cuenta la escasez de experiencias a nivel nacional e internacional sobre el drenaje de suelos orgánicos, se propone utilizar espaciamientos del orden de 200m para los drenes secundarios, considerado que el drenaje parcelario será realizado por los productores, tal y como ha ocurrido hasta la fecha. Esta última acción permitirá complementar paulatinamente el sistema de drenaje hasta el punto que sea necesario para el buen desarrollo de los cultivos.

Por otra parte, además del manejo hidráulico de los drenes mediante sus estructuras de control, se requerirán de acciones complementarias, entre las que destacan la nivelación de los terrenos, para favorecer el rápido desalojo de las aguas superficiales.

TIEMPO DE DRENADO.

El tiempo de drenado de las aguas provenientes de la precipitación pluvial en la parte plana, está supeditado por una parte a la capacidad del cauce del río Lerma y por otra, a la tolerancia de los cultivos a la inundación.

La capacidad del cauce del Lerma, impone una fuerte restricción, ya que en el caso de avenidas máximas, los tirantes en esta corriente impiden el desalojo inmediato de las aguas de la laguna de Tultepec, considerándose que debe transcurrir un lapso mínimo de 24 horas, antes de que pueda iniciarse el drenado de las aguas de la laguna.

En lo que se refiere a la tolerancia de los cultivos a la inundación, en el estudio agrológico se proponen como máximo 48 horas para drenar el agua excedente, a fin de no causar serios daños a las cosechas.

De manera que con las consideraciones anteriores, el tiempo de drenado se fijó en 24 horas, que sumadas a las 24 horas que requiere el Lerma para iniciar el desfoque de las aguas de la laguna, se llega a las 48 horas que se recomiendan en el estudio agrológico.

2.8.4 COEFICIENTES UNITARIOS DE DRENAJE.

El empleo de coeficientes unitarios de drenaje, permite sistematizar el cálculo de los gastos en los drenes, independientemente de los gastos totales aportados por cada cuenca a los mismos, ya que los coeficientes unitarios se expresan únicamente en función del área drenada.

La expresión para el cálculo de los coeficientes unitarios, se obtuvo mediante el ajuste por regresión múltiple, de pares de datos Área-Gasto, tomando en cuenta los coeficientes unitarios y la magnitud de las cuencas externas, así como los gastos unitarios y las áreas de la zona plana.

Los gastos de las cuencas externas, fueron los obtenidos mediante el procedimiento de trasposición de la cuenca del Otzolotepec y los de la parte plana, corresponden a los calculados con el método de Chow para $t=24$ horas.

Al aplicar el proceso antes descrito, se obtuvieron las expresiones siguientes para el cálculo de los coeficientes unitarios de drenaje:

Para $T_r = 5$ años

$$Q_u = 44.24.745 \text{ Log } A + 6.2624 \text{ Log } A^2 - 0.6969 \text{ Log } A^3$$

con un coeficiente de determinación $R^2 = 0.998$

Donde:

Q_u = Coeficiente unitario de drenaje en lps/ha cuando el área (A) es mayor de 300 ha.

A = Área drenada en ha. Para valores de A menores o iguales a 300 ha, $Q = 3.27$ lps/ha

Para $T_r = 10$ años

$Q_u = 70.85426 - 54.6674 \log A + 14.4546 \log A^2 - 1.26678 \log A^3$
Con un coeficiente de determinación $R^2 = 0.997$

Ecuación aplicable para A mayor de 300 ha; si A igual o menor de 300 ha, $Q = 4.66$ lps/ha

3. ANTEPROYECTO DE UN DREN

3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO.

El proyecto para la restauración de la 2da. Laguna de Lerma, contempla la formación de un cuerpo de agua de 495 ha., delimitadas a través de un bordo de confinamiento; así como la recuperación de 2776.70 ha., para el cultivo.

Para lograr lo anterior se plantearon dos sistemas, el primero de ellos consiste en tres canales alimentadores diseñados para conducir a través de estructuras separadoras las cuencas externas a la Laguna, descargando por gravedad a ésta. El segundo lo constituye el sistema de drenaje objeto de este capítulo, quedando formado por drenes principales, ramales, sub-ramales y secundarios, diseñados para captar los escurrimientos de las cuencas, propia y vecinas a la Laguna.

Los gastos que conducirán los drenes se determinaron en base al estudio hidrológico empleando el método de Gumbel para un período de retorno de 5 años.

De tal manera que se drenará el exceso de agua en la época de lluvias, a través de las estructuras de control localizadas en cada descarga de los drenes principales con el colector Río Lerma, una vez que haya pasado la avenida por éste para lo cual se consideró un tiempo de 24 horas, tiempo que estarían inundados los cultivos, de presentarse una avenida extraordinaria.

3.2 DISEÑO DE DRENES.

Para el diseño del sistema de drenaje, en términos generales se utilizaron las normas y criterios usados por la C.N.A., por lo que a continuación sólo se citan las más significativas en el proyecto.

La capacidad de los drenes se determinó calculándose las áreas tributarias de cada dren y aplicando los coeficientes unitarios de drenaje determinados en el estudio hidrológico que considera una precipitación de 57.3 mm en 24 horas que corresponde a un período de retorno de 5 años.

La velocidad mínima para evitar azolvamiento se fijó en 0.50 m/s y en general la máxima se fijó en 1.25 m/s, resultando menores según las pendientes de proyecto.

El diseño hidráulico de las secciones tanto compuestas como normal, se aplicó la fórmula de Manning utilizando un coeficiente de rugosidad de $n = 0.030$

La plantilla mínima se fijó de 0.60 m y la máxima fue de 6.00 m., los taludes seleccionados para asegurar su estabilidad fueron de 1:1

Las banquetas serán de 1.50 m. para drenes principales y ramales de mayor relevancia, para el resto del sistema serán de 1.00 m.

Para reducir en lo posible los volúmenes de excavación y asegurar un correcto funcionamiento, se utilizaron los cauces naturales para alojar los drenes principales. Cuando fue necesario diseñar curvas horizontales, los radios se fijaron de 15 veces el tirante o de 3 a 7 veces el ancho de la superficie libre del agua, el que resultará mayor, o un grado de curvatura no mayor de 24 grados.

En los tramos donde el terreno tiene pendiente fuerte, para no rebasar las velocidades límite y no tener cortes muy fuertes, se diseñaron caídas de un mínimo de 0.50 m. y un máximo de 1.50 m.; tomando en cuenta que dichos drenes no son con el propósito de abatir el nivel freático, sino con el objeto de dar salida a los escurrimientos superficiales generados por las lluvias en las cuencas vecinas a la laguna y cuenca propia respectivamente.

Las distancias a los bancos de materiales para el acarreo y sobrecarreo, se midieron gráficamente del centro de gravedad de cada dren a dichos bancos, del "Plano General de Bancos" ESC. 1:10,000 proporcionado por la Dependencia.

Para ejemplificar el diseño de un dren se ilustra con el dren principal 27+660, ver figura 2.

3.3 CALCULO DE AREAS-CAPACIDADES.

La gráfica de áreas y capacidades es una representación gráfica de las variaciones del caudal conducido por un dren en función de su desarrollo y superficie por drenar, por lo tanto intervienen en su elaboración tres datos básicos que son: longitud del dren, superficie que debe drenar y gastos que se han de conducir, puesto que el gasto está en función directa de la superficie por drenar mediante la aplicación de los coeficientes unitarios de drenaje, obtenidos en el estudio hidrológico.

Para obtener la capacidad del dren, se procedió a determinar con planímetro, las áreas tributarias dominadas por el dren, así como las áreas de las cuencas externas que confluyen en dicho dren, obtenidas previamente en el estudio hidrológico, iniciando por el K-0+000 del último dren secundario, hasta obtener la capacidad del dren principal K-27+660.

Una vez obtenidas estas áreas, se procedió al cálculo de la tabla de áreas y capacidades, las cuales se muestran en las tablas 3.1, 3.2, 3.3.

TABLA No. 3.1

DREN : PRINCIPAL K-27+660

K I L O M E T R A J E	AREA DRENADA (ha)	AREA ACUMULADA (ha)	COEF.UNIT. DRENAJE (l/s/ha)	G A S T O (lts/seg)	G A S T O (m ³ /seg)	
0+480.00 - 0+000.00	SUBRAMAL DER. K-0+560 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	21.4	21.4	3.27000	69.978	0.070
0+450.00 - 0+000.00	SUBRAMAL DER. K-0+840 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	14.0	14.0	3.27000	45.780	0.046
0+450.00 - 0+000.00	SUBRAMAL DER. K-1+160 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	14.3	14.3	3.27000	46.761	0.047
0+450.00 - 0+000.00	SUBRAMAL DER. K-1+460 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	14.3	14.3	3.27000	46.761	0.047
0+450.00 - 0+000.00	SUBRAMAL DER. K-1+710 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	14.5	14.5	3.27000	47.415	0.047
0+450.00 - 0+000.00	SUBRAMAL DER. K-2+000 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	14.9	14.9	3.27000	48.723	0.049
0+420.00 - 0+000.00	SUBRAMAL DER. K-2+380 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	14.5	14.5	3.27000	47.415	0.047
0+420.00 - 0+000.00	SUBRAMAL DER. K-2+670 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	14.0	14.0	3.27000	45.780	0.046
0+480.00 - 0+000.00	SUBRAMAL IZD. K-2+840 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	22.9	22.9	3.27000	74.883	0.075
0+550.00 - 0+000.00	SUBRAMAL DER. K-2+980 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	14.0	14.0	3.27000	45.780	0.046
0+380.00 - 0+000.00	SUBRAMAL IZD. K-3+140 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	12.1	12.1	3.27000	39.567	0.040
0+450.00 - 0+000.00	SUBRAMAL DER. K-3+170 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	14.5	14.5	3.27000	47.415	0.047
0+240.00 - 0+000.00	SUBRAMAL IZD. K-3+440 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	8.2	8.2	3.27000	26.814	0.027
0+450.00 - 0+000.00	SUBRAMAL DER. K-3+580 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660	13.0	13.0	3.27000	42.510	0.043

T A B L A No. 3.2

D R E N : PRINCIPAL K-27+660

K I L O M E T R A J E	AREA DRENADA (ha)	AREA ACUMULADA (ha)	COEF.UNIT. DRENAJE (l/s/ha)	G A S T O (lts/seg)	G A S T O (m3/seg)
SUBRAMAL IZQ. K-3+720 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660					
0+100.00 - 0+000.00	2.3	2.3	3.27000	7.521	0.008
SUBRAMAL DER. K-3+800 DEL DREN RAMAL DER. K-0+660					
0+460.00 - 0+000.00	15.8	15.8	3.27000	51.666	0.052
RAMAL DER. K-0+660 DEL DREN PRAL IZQ. K-27+660					
4+360.00 - 3+800.00	19.5	19.5	3.27000	63.765	0.064
3+800.00 - 3+720.00	15.8	35.3	3.27000	115.431	0.115
3+720.00 - 3+580.00	2.3	37.6	3.27000	122.952	0.123
3+580.00 - 3+440.00	13.0	50.6	3.27000	165.462	0.165
3+440.00 - 3+170.00	8.2	58.8	3.27000	192.276	0.192
3+170.00 - 3+140.00	14.5	73.3	3.27000	239.691	0.240
3+140.00 - 2+980.00	12.1	85.4	3.27000	279.238	0.279
2+980.00 - 2+840.00	14.0	99.4	3.27000	325.038	0.325
2+840.00 - 2+670.00	22.9	122.3	3.27000	399.921	0.400
2+670.00 - 2+380.00	14.0	136.3	3.27000	445.701	0.446
2+380.00 - 2+000.00	14.5	150.8	3.27000	493.116	0.493
2+000.00 - 1+710.00	14.9	165.7	3.27000	541.839	0.542
1+710.00 - 1+460.00	14.5	180.2	3.27000	589.254	0.589
1+460.00 - 1+160.00	14.3	194.5	3.27000	636.015	0.636
1+160.00 - 0+840.00	14.3	208.8	3.27000	682.776	0.683
0+840.00 - 0+560.00	14.0	222.8	3.27000	728.556	0.729
0+560.00 - 0+000.00	42.4	265.2	3.27000	867.204	0.867
RAMAL DER. K-0+820 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+450.00 - 0+000.00	16.0	16.0	3.27000	52.320	0.052
RAMAL DER. K-1+120 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+450.00 - 0+000.00	15.0	15.0	3.27000	49.050	0.049
RAMAL DER. K-1+420 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+500.00 - 0+000.00	12.8	12.8	3.27000	41.856	0.042
RAMAL DER. K-1+640 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+500.00 - 0+000.00	14.5	14.5	3.27000	47.415	0.047
RAMAL DER. K-1+950 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+500.00 - 0+000.00	14.7	14.7	3.27000	48.069	0.048
RAMAL DER. K-2+240 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+570.00 - 0+000.00	18.7	18.7	3.27000	61.149	0.061
RAMAL DER. K-2+620 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+650.00 - 0+000.00	12.7	12.7	3.27000	41.529	0.042

T A B L A No. 3.3

D R E N : P R I N C I P A L K-27+660

K I L O M E T R A J E	AREA DRENADA (ha)	AREA ACUMULADA (ha)	COEF.UNIT. DRENAJE (l/s/ha)	G A S T O (lts/seg)	G A S T O (m3/seg)
RAMAL DER. K-3+080 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+230.00 - 0+000.00	10.9	10.9	3.27000	35.643	0.036
RAMAL DER. K-3+320 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+200.00 - 0+000.00	6.9	6.9	3.27000	22.563	0.023
RAMAL IZQ. K-3+360 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+600.00 - 0+000.00	19.0	19.0	3.27000	62.130	0.062
RAMAL DER. K-3+600 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+220.00 - 0+000.00	8.4	8.4	3.27000	27.468	0.027
RAMAL IZQ. K-3+770 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+530.00 - 0+000.00	24.4	24.4	3.27000	79.788	0.080
RAMAL DER. K-3+910 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+230.00 - 0+000.00	9.7	9.7	3.27000	31.719	0.032
RAMAL IZQ. K-4+100 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+230.00 - 0+000.00	18.9	18.9	3.27000	61.803	0.062
RAMAL DER. K-4+220 DEL DREN PRAL. IZQ. K-27+660					
0+220.00 - 0+000.00	9.3	9.3	3.27000	30.411	0.030
DREN PRINCIPAL IZQ. K-27+660 DEL COLECTOR RIO LERMA					
	14462.5	14462.5	0.83290	12045.796	12.046
4+470.00 - 4+220.00	8.0	14470.5	0.83285	12051.821	12.052
4+220.00 - 4+100.00	9.3	14479.8	0.83280	12058.824	12.059
4+100.00 - 3+910.00	18.9	14498.7	0.83270	12073.050	12.073
3+910.00 - 3+770.00	9.7	14508.4	0.83265	12080.349	12.080
3+770.00 - 3+600.00	24.4	14532.8	0.83251	12098.703	12.099
3+600.00 - 3+360.00	8.4	14541.2	0.83246	12105.019	12.105
3+360.00 - 3+320.00	19.0	14560.2	0.83236	12119.301	12.119
3+320.00 - 3+080.00	6.9	14567.1	0.83232	12124.486	12.124
3+080.00 - 2+620.00	21.9	14589.0	0.83220	12140.938	12.141
3+620.00 - 2+240.00	12.7	14601.7	0.83213	12150.475	12.150
2+240.00 - 1+950.00	18.7	14620.4	0.83202	12164.512	12.165
1+950.00 - 1+640.00	14.7	14635.1	0.83194	12175.542	12.176
1+640.00 - 1+420.00	14.3	14649.6	0.83186	12186.419	12.186
1+420.00 - 1+120.00	12.8	14662.4	0.83179	12196.018	12.196
1+120.00 - 0+820.00	15.0	14677.4	0.83170	12207.263	12.207
0+820.00 - 0+660.00	16.0	14693.4	0.83162	12219.253	12.219
0+660.00 - 0+000.00	445.0	15138.4	0.82908	12350.954	12.351

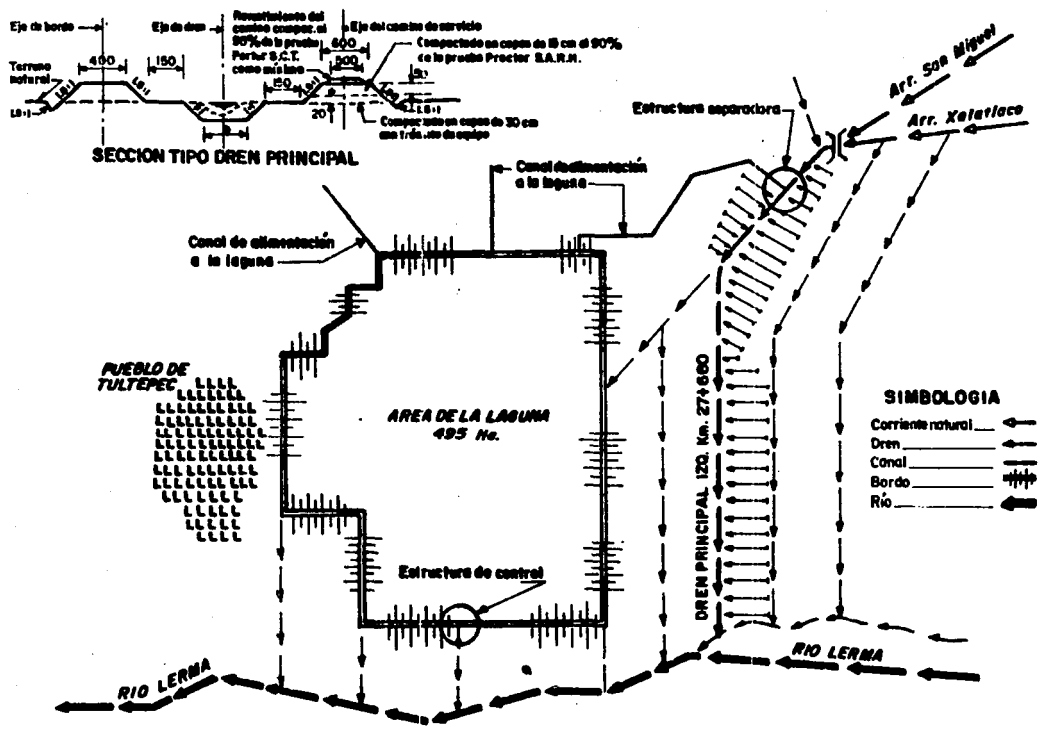
3.4 DATOS HIDRAULICOS DEL DREN EN ESTUDIO.

Los datos hidráulicos del dren principal K-27+660 fueron calculados con la formula de Manning, proporcionando la pendiente y plantilla del dren y estos se muestran a continuación.

D A T O S H I D R A U L I C O S

DREN PRINCIPAL IZD. K-27+660 DEL COLECTOR RIO LERMA

DEL KM AL	K	Q	V	A	P	R	d	b	Lb	Sb	e	n	t	S
		m ³ /s	m/s	m ²	m	m	m	m	m	m	m	m		
CUENCA EXTERNA	12.046	0.696	17.303	11.398	1.518	2.6155	4.00					0.030	1.00	0.00025
4+470 - 4+220	12.052	0.696	17.310	11.400	1.518	2.6162	4.00					0.030	1.00	0.00025
4+220 - 4+100	12.059	0.696	17.317	11.402	1.519	2.6170	4.00					0.030	1.00	0.00025
4+100 - 3+910	12.073	0.697	17.332	11.407	1.519	2.6186	4.00					0.030	1.00	0.00025
3+910 - 3+770	12.080	0.697	17.339	11.409	1.520	2.6194	4.00					0.030	1.00	0.00025
3+770 - 3+600	12.099	0.697	17.359	11.415	1.521	2.6216	4.00					0.030	1.00	0.00025
3+600 - 3+360	12.105	0.697	17.366	11.417	1.521	2.6222	4.00					0.030	1.00	0.00025
3+360 - 3+320	12.119	0.697	17.380	11.421	1.522	2.6238	4.00					0.030	1.00	0.00025
3+320 - 3+080	12.124	0.697	17.386	11.423	1.522	2.6244	4.00					0.030	1.00	0.00025
3+080 - 2+620	12.141	0.698	17.404	11.429	1.523	2.6264	4.00					0.030	1.00	0.00025
2+620 - 2+240	12.150	0.698	17.413	11.432	1.523	2.6274	4.00					0.030	1.00	0.00025
2+240 - 1+950	12.165	0.698	17.429	11.436	1.524	2.6291	4.00					0.030	1.00	0.00025
1+950 - 1+640	12.174	0.698	17.441	11.440	1.525	2.6304	4.00					0.030	1.00	0.00025
1+640 - 1+420	12.186	0.698	17.451	11.443	1.525	2.6315	4.00					0.030	1.00	0.00025
1+420 - 1+120	12.196	0.698	17.462	11.446	1.525	2.6326	4.00					0.030	1.00	0.00025
1+120 - 0+820	12.207	0.699	17.473	11.450	1.526	2.6339	4.00					0.030	1.00	0.00025
0+820 - 0+660	12.219	0.699	17.486	11.454	1.527	2.6353	4.00					0.030	1.00	0.00025
0+660 - 0+000	12.351	0.704	17.835	11.560	1.543	2.6728	4.00					0.030	1.00	0.00025



4. DIMENSIONES DE LOS BORDOS PERIMETRALES DE LA LAGUNA TULTEPEC

4.1 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.

En la zona no existen estaciones hidrométricas por lo que el coeficiente de escurrimiento se obtuvo indirectamente, tomando en cuenta las características del suelo (textura) y del terreno (uso), así como la altura de precipitación anual; de acuerdo al procedimiento superico en "Pequeños Almacenamientos", editado por la S.R.H., en este método se desarrollan los pasos siguientes:

- a) Se obtiene un factor de escurrimiento "K", de acuerdo a las características del suelo y de su uso actual. Para esto, se emplean los cuadros 4.1 y 4.2.

En este caso los suelos son medianamente permeables (clasificación "B", según cuadro 4.1) y su uso actual es de cultivos en hilera y legumbres por lo que el valor de "K" es de 0.27 (Cuadro 4.2).

- b) Dependiendo del valor de "K" se aplican las ecuaciones:

Si "K" es menor de 0.15:

$$1) CE = K (P - 250)/2,000$$

Para "K" mayor de 0.15:

$$2) CE = K (P - 250)/2,000 + (K - 0.15)/1.5$$

Donde "P" es la precipitación media anual en mm.

En el cuadro No. 4.3 se presenta el promedio de las lluvias mensuales (1963-1986).

La precipitación media anual es de 827.3 mm/año como se muestra en el cuadro 4.3.

CUADRO NO. 4.1

CLASIFICACION DE LOS SUELOS DE ACUERDO A SU POTENCIAL DE ESCURRIMIENTO.

DESCRIPCION	CLASIFICACION
Suelos muy permeables, tales como arenas profundas y loes compactos.	A
Suelos medianamente permeables, tales como arenas de mediana profundidad: loes algo más compactos que los correspondientes a los suelos A: terrenos migajosos.	B
Suelos casi impermeables, tales como arenas o loes muy delgados sobre una capa impermeable, o bien arcillas.	C

CUADRO NO. 4.2

VALORES DE K (COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO) SEGUN LA CUBIERTA DEL SUELO.

Uso (o cubierta) del Suelo	Tipo de Suelo		
	A	B	C
Barbecho, áreas incultas y desnudas	0.26	0.28	0.30
Cultivos:			
En hilera	0.24	0.27	0.30
Legumbres o rotación de pradera	0.24	0.27	0.30
Granos pequeños	0.24	0.27	0.30
Pastizal:			
Por ciento del suelo cubierto o 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:			
Cubierto mas del 75%	0.07	0.16	0.24
Cubierto del 50 al 75%	0.12	0.22	0.26
Cubierto del 25 al 50%	0.17	0.26	0.28
Cubierto menos del 25%	0.22	0.28	0.30
Castos y zonas con edificaciones	0.26	0.29	0.32
Caminos, incluyendo derecho de via	0.27	0.30	0.33
Pradera permanente	0.18	0.24	0.30

CUADRO NO. 4.3 PRECIPITACION PLUVIAL (mm).

ESTACION CLIMATOLÓGICA: SAN PEDRO TECHUCHILCO, MEX.
 LATITUD : 19° - 07'
 LONGITUD : 99° - 31'
 ALTITUD : 2,569 esnm
 PERIODO : 1963 - 1966

AÑO	MESES DEL AÑO												
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1963					34.6	80.6	127.2	214.7	191.6	61.7	1.0	0.0	
1964	81.0	0.0	3.8	2.4	121.6	171.1	287.5	139.7	175.5	17.1	24.3	18.2	1,042.2
1965	5.4	21.0	0.0	25.7	112.1	155.2	197.0	216.5	114.5	64.0	7.8	13.4	932.8
1966	9.0	12.8	72.1	84.5	17.5	48.5	198.4	114.3	54.7	68.6	7.3	3.7	711.4
1967	149.4	0.0	0.0	30.3	63.5	206.2	225.2	159.6	170.5	73.1	13.5	9.9	1,101.2
1968	10.2	22.0	9.5	9.0	78.7	156.4	165.6	186.4	148.8	48.0	14.0	22.6	891.2
1969	6.7	0.0	18.0	13.0	21.5	73.8	238.3	319.7	139.4	27.0	0.0	0.0	877.4
1970	0.0	0.0	0.0	1.0	45.6	198.4	248.7	201.6	191.9	36.0	1.4		
1971	0.0	0.0	29.9	26.7	50.6	101.4	218.5	200.3	138.7	92.7	13.1	15.3	884.4
1972	0.0	0.0	21.2	70.4	128.6	251.1	223.4	172.9	177.4	47.7	3.8	9.0	1,105.5
1973	0.0	0.0	0.0	45.8	90.8	138.2	235.6	179.0	140.1	67.5	7.8		
1974	0.0	0.0	13.0	0.0		166.3	174.6	135.0	131.7	33.5	0.0	0.0	
1975	47.0	0.1	0.0	0.0	78.9	134.3	191.2	123.4	130.9	11.2	31.4	0.0	748.4
1976	0.0	4.8	9.0	44.1	77.9	128.4	150.2	232.7	110.9	150.6	56.5	12.2	977.3
1977	0.0	0.0	0.0	14.5	79.3	141.9	160.3	49.3	109.2	54.9	34.8	14.4	679.0
1978	4.1	19.7	36.9	14.0	9.3	196.7	251.9		120.2	74.3	1.8	0.0	
1979	0.0				35.6	92.5	151.6	119.5		1.2	0.0	42.7	
1980	151.1	0.0	0.0	46.6	43.6	65.6	143.3	181.1	120.4	15.0	7.6	0.0	776.3
1981	17.6	13.2	9.0	19.9	28.4	164.5	167.2	192.0	92.4	31.0	0.0	6.3	741.6
1982	21.3	0.0	23.5	47.7	37.6	37.6	188.9	156.3	66.8	32.2	1.8	1.8	615.5
1983	14.7	23.8	14.3	0.0	24.7	43.8	212.3	156.0	134.6	28.2	34.5	1.8	688.5
1984	2.3	8.6	2.1	0.0	69.5	146.4	131.5	136.5	135.3	66.0	6.0	0.0	704.4
1985	0.0	0.0	7.0	31.4	36.2	199.8	155.6	143.7	111.7	23.0			708.4
1986				33.6	109.0	196.6	86.7	108.9	117.3				652.1
SUMA	520.0	126.0	269.3	560.6	1,395.1	3,295.3	4,549.7	3,859.5	3,044.3	1,144.6	268.4	171.7	
MEDIA	24.8	6.0	12.8	25.5	60.7	137.3	189.6	167.8	132.4	49.8	12.2	8.6	827.3
MAX.	151.1	23.8	72.1	84.5	128.6	251.1	287.5	319.7	191.9	150.6	56.5	42.7	
MIN.	0.0	0.0	0.0	23.1	9.3	37.6	86.7	69.5	54.7	1.2	0.0	0.0	
D. E.	44.9	8.6	16.9	23.1	34.3	57.1	46.0	50.8	34.7	32.7	14.7	10.5	
DIST.	2.99	0.73	1.55	3.08	7.33	16.60	22.91	20.28	16.00	6.02	1.47	1.04	100.0

Como $K = 0.15$

$$CE = (K (P - 250)/2.000) + (K - 0.15)/1.5)$$

$$P = 827 \text{ mm/año}$$

$$K = 0.27$$

Por lo tanto:

$$CE = (0.27 (827-250)/2,000) + (0.27-0.15)/1.5)$$

$$CE = 0.077895 + 0.08$$

$$CE = \underline{0.157895}$$

4.2 EVAPORACION NETA.

La altura de la evaporación neta del vaso, se calculó por el procedimiento sugerido en "Pequeños Almacenamientos", editado por la S.R.H., aplicando la siguiente ecuación:

$$EN = 0.77 EQ - P (1 - CE)$$

Donde:

EN = Es la altura de evaporación neta en mm.

EQ = Es la altura de evaporación observada en mm.

CE = Es el coeficiente de escurrimiento.

P = Precipitación media anual en mm/año.

Sustituyendo los siguientes datos:

$$EQ = 1463.8 \text{ mm} \quad (\text{Cuadro 4.4})$$

$$CE = 0.157895$$

$$P = 827 \text{ mm/año}$$

CUADRO NO. 4.4 EVAPORACION (mm).

ESTACION CLIMATOLOGICA: SAN PEDRO TECHUMLCO, MEX.

LATITUD : 17° - 07'

LONGITUD: 99° - 31'

ALTITUD : 2,369 msnm

PERIODO : 1964 - 1986

AÑO	MESES DEL AÑO												
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964	102.5	154.5	186.5	203.4	140.1	142.1	122.5	126.2	116.2	120.2	87.2	94.1	1,395.3
1965	108.2	137.5	214.7	183.4	169.9	141.5	112.6	102.0	103.9	104.7	96.6	83.6	1,558.6
1966	108.7	123.3	146.6	160.0	158.8	119.0	137.0	129.3	92.6	100.0	97.7	96.8	1,489.8
1967	88.5	104.8	137.2	126.1	144.1	144.9	111.9	116.8	103.0	85.3	92.0	110.7	1,365.5
1968	133.2	105.4	164.4	125.4	126.5	118.6	94.5	87.3	109.6	114.7	96.5	92.7	1,368.8
1969	110.4	135.9	175.5	201.2	282.6	206.1	134.1	106.9	124.7	146.9	240.5	119.4	1,984.2
1970	137.7	128.8	218.6	227.5		139.9	116.0	129.7	125.2	112.6	114.2	122.5	
1971	120.9	125.9	155.2		174.9	137.5	129.3	125.3	100.4	104.0	95.8	95.5	
1972	103.8	144.1	155.3	190.9	160.9	128.8	105.4	111.7	104.9	105.0	81.3	91.6	1,483.7
1973	116.3	124.7	191.5	176.0	127.1	117.9	113.4	109.0	109.8	100.9	91.2		
1974		118.3	158.9	163.6		131.4	111.8	115.5	112.1	113.0	81.2	91.5	
1975	79.1	116.0	182.1	197.7	128.7	112.3	105.4	108.3	112.2	93.1	103.0	100.0	1,437.9
1976	102.1	116.0	182.1	197.7	138.7	112.3	105.4	108.3	112.2	93.1	103.0	100.0	1,470.9
1977	96.7	117.7	177.4	174.1	137.1	133.2	135.1	124.2	103.3	92.3	77.5	78.9	1,447.5
1978	105.2	119.3	185.8	178.5	182.7	104.0		105.2	100.0	93.0	94.5		
1979	100.9				128.5	123.2	106.3	123.5		105.7	92.7	91.5	
1980	101.5	113.4	147.8	152.8	121.1	127.6	114.4	118.8	98.2	97.7	74.7	83.0	1,331.0
1981	105.9	93.0	138.3	140.6	181.5	95.1	109.0	96.7	77.1	79.1	81.5	86.3	1,224.1
1982	108.3	108.3	132.7	134.0	117.8	117.1	118.9	107.1	83.8	90.8	83.8	82.7	1,205.5
1983	80.1	104.9	106.9	199.3	190.2	123.2	51.6						
1984		84.6	166.0	190.3	102.0	114.9	108.1	93.7	98.3	117.5	103.8	98.0	
1985	108.8	109.8	121.2	131.4	121.8	114.4	70.9	70.1	105.2	116.9			
1986				167.8	127.5	97.9	111.9	108.5	101.5				
SUMA	2,139.0	2,487.0	3,424.7	3,641.7	3,164.5	2,902.9	2,445.7	2,424.1	2,194.2	2,186.7	1,990.7	1,718.8	
MEGIA	107.0	118.4	163.1	173.4	150.7	126.2	111.2	110.2	104.5	104.1	99.5	95.5	1,463.8
MAX.	157.7	154.3	218.6	227.5	282.6	206.1	157.0	129.7	125.2	146.9	240.5	122.5	
MIN.	79.1	84.5	106.9	125.4	102.0	95.1	51.6	70.1	77.1	79.1	27.7	78.9	
D. E.	16.8	16.0	27.6	27.3	38.0	21.7	20.6	14.2	11.2	14.5	33.9	11.7	
DIST.	7.31	8.09	11.14	11.85	10.29	8.62	7.59	7.53	7.14	7.11	6.80	6.52	100.0

$$EN = 0.77 (1463.8) - 827 (1 - 0.157895).$$

$$EN = 430 \text{ cm} = \underline{43.0 \text{ cm}}$$

Para poder obtener el N.A.M.O. (Nivel de Aguas Máximo Ordinario), tenemos que sumar la evaporación neta el mínimo nivel marcado por "SEDUE" para reserva ecológica (50 cm), realizando la suma:

$$EN + 50 \text{ cm} = 93 \text{ cm.}$$

$$\underline{\text{NAMO} = 1.00 \text{ M}}$$

NOTA: Se redondea a 1 m., para quedar dentro del límite de la seguridad.

4.3 CURVAS DE ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES.

Partimos de una elevación de 2500 m.s.n.m., y cada 20 cm., se obtiene el área y volumen de la laguna, esto fue analizado suponiendo que la sección de la laguna es trapecial con un talud de 2:1 como se muestra en el cuadro siguiente:

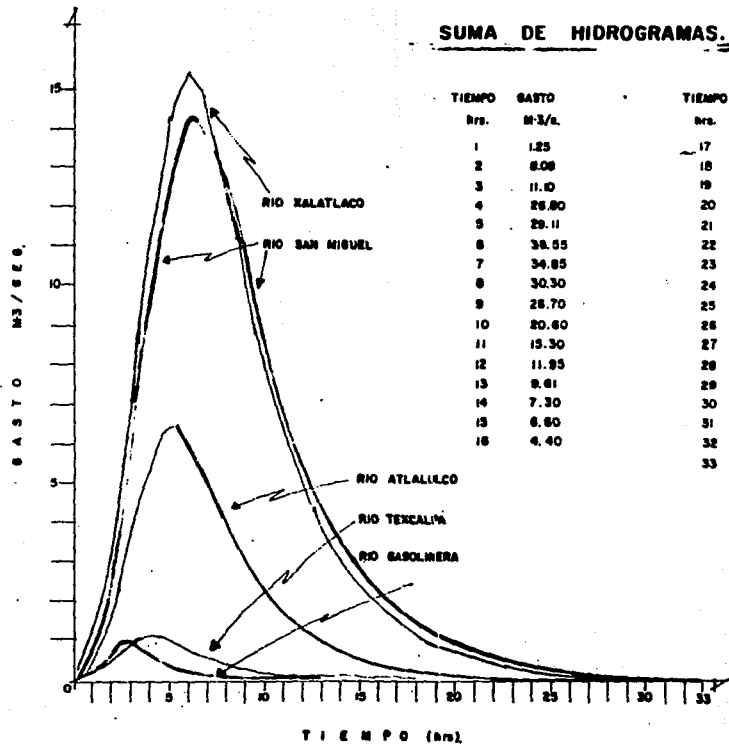
CURVA ELEVACIONES AREAS - CAPACIDADES

ELEVACION	AREA	AREA	VOLUMENES
2500	495	495	50
2500.20	495.4	990.4	990,450.0
2500.40	495.8	1486.2	1'981,650.0
2500.60	496.2	1982.4	2'973,650.0
2500.80	496.6	2479.0	3'996,450.0
2501.00	497.0	2976.0	4'960,050.0
2501.20	497.4	3473.4	5'954,450.0
2501.40	497.8	3971.2	6'949,650.0
2501.60	498.2	4469.4	7'945,650.0
2501.80	498.6	4968.0	8'942,450.0
2502.00	499.0	5467.0	9'940,050.0

4.4 AVENIDA MAXIMA PARA UN $T_r = 10,000$ AÑOS.

Para obtener la avenida máxima con un $T_r = 10,000$ años realizamos una suma de hidrogramas, basada en los gastos máximos presentados en 10,000 años para cada uno de los arroyos que alimentan a la laguna. En la siguiente figura se presentan los hidrogramas de las avenidas de cada uno de los arroyos, así como la suma de hidrogramas, encontrando el TP = 6 hrs. con un gasto de $Q = 36.55 \text{ m}^3/\text{seg.}$

09



SUMA DE HIDROGRAMAS.

TIEMPO	GASTO	TIEMPO	GASTO
Hrs.	M ³ /s.	Hrs.	M ³ /s.
1	1.25	17	3.40
2	8.08	18	2.60
3	11.10	19	2.20
4	26.80	20	1.90
5	29.11	21	1.60
6	38.85	22	1.20
7	34.85	23	1.00
8	30.30	24	0.75
9	26.70	25	0.40
10	20.60	26	0.30
11	15.30	27	0.25
12	11.95	28	0.15
13	9.61	29	0.12
14	7.30	30	0.10
15	6.60	31	0.08
16	4.40	32	0.05
		33	0.00

4.5 LEY DE DESCARGAS DEL VERTEDOR.

Con la fórmula $Q = CLH^{3/2}$ obtenemos nuestra ley de descargas para un vertedor propuesto de pared gruesa, utilizamos $C = 2.0$ que es el valor para un vertedor con perfil tipo Creager, aunque si hicieramos un análisis el valor real estaría entre 1.7 y 1.8 (Se propone 2.0, considerando, que la longitud de la cresta es muy chica: para elaborar esta ley de descargas, que a nivel proyecto no recomendamos utilizar este valor), por otro lado se tiene $H_{\text{máx.}}$ propuesta de 1.00 m y proponiendo varias longitudes de cresta para el vertedor obtenemos lo siguiente: ($L = 3$ m).

H (m)	L (m)	Q (m ³ /seg)
0.2	2.00	0.53
0.4	2.00	1.52
0.6	2.00	2.79
0.8	2.00	4.29
1.0	2.00	6.00

4.6 TRANSITO DE AVENIDAS.

Utilizando los datos contenidos en los puntos (4.3, 4.4 y 4.5), realizamos un tránsito de avenidas por medio de un programa en Fortran utilizado comunmente para presas de la C.F.E., y el cual se basa en el método de Aproximaciones Sucesivas, a continuación se presentan los datos y resultados del mismo.

TRANSITO DE AVENIDAS LAGUNA DE TULTEPEC MEX. VERT. 3.0 M CRESTA 2500.00

NUMERO DE GASTOS DE ENTRADA.....NEN= 34
 NUMERO DE PUNTOS DE LAS CURVAS ELEVACIONES-
 CAPACIDADES Y ELEVACIONES-GASTOS DEL
 VERTEDERO DE EXCEDENCIAS.....NP= 6
 INTERVALO DE TIEMPO.....DT= 1.00 HRS.
 GASTO DE SALIDA POR LA OBRA DE TOMA.....QT= .00 M3/SEG.

TIPO DE RESTRICION EN EL GASTO DE SALIDA..... NTIPO= 0

VOLUMEN EN MILES DE M3	ELEVACION EN METROS	GASTO DEL VERTEDERO DE EXCEDENCIAS EN M3 POR SEGUNDO
4960.100	2500.000	.000
5934.500	2500.200	.530
6949.600	2500.400	1.920
7945.600	2500.600	2.790
8942.500	2500.800	4.290
9940.000	2501.000	6.000

GASTOS DE ENTRADA

TIEMPO HRS.	GASTO M3/SEG	TIEMPO HRS.	GASTO M3/SEG	TIEMPO HRS.	GASTO M3/SEG	TIEMPO HRS.	GASTO M3/SEG	TIEMPO HRS.	GASTO M3/SEG
.00	.00	1.00	1.25	2.00	8.08	3.00	11.10	4.00	26.80
5.00	29.11	6.00	36.33	7.00	34.85	8.00	30.30	9.00	26.70
10.00	20.60	11.00	15.30	12.00	11.95	13.00	9.61	14.00	7.30
15.00	6.60	16.00	4.40	17.00	3.40	18.00	2.60	19.00	2.20
20.00	1.90	21.00	1.60	22.00	1.20	23.00	1.00	24.00	.75
25.00	.40	26.00	.30	27.00	.25	28.00	.15	29.00	.12
30.00	.10	31.00	.08	32.00	.05	33.00	.00		

TRANSITO DE AVENIDAS LAGUNA DE TULTEPEC MEX. VERT. 3.0 M CRESTA 2500.00

CONDICIONES INICIALES

VOLUMEN..... 4960.100 MILES DE M3
 ELEVACION..... 2500.000 METROS
 GASTO DE ENTRADA..... .000 M3 POR SEGUNDO
 GASTO DE SALIDA..... .000 M3 POR SEGUNDO

TIEMPO	VOLUMEN ALMACENADO EN MILES DE M3	ELEVACION EN METROS	GASTO DE ENTRADA EN M3 POR SEGUNDO	GASTO DE SALIDA EN M3/S
.00	4960.100	2500.00	.00	.00
1.00	4962.349	2500.00	1.25	.00
2.00	4979.127	2500.00	8.08	.01
3.00	5013.583	2500.01	11.10	.03
4.00	5081.643	2500.02	26.60	.06
5.00	5181.953	2500.04	29.11	.12
6.00	5259.607	2500.07	36.55	.18
7.00	5427.332	2500.09	34.65	.28
8.00	5543.611	2500.12	30.30	.31
9.00	5644.992	2500.14	26.70	.36
10.00	5728.734	2500.15	20.60	.41
11.00	5791.813	2500.17	15.30	.44
12.00	5839.222	2500.18	11.95	.47
13.00	5876.306	2500.18	9.61	.49
14.00	5904.958	2500.19	7.20	.50
15.00	5928.142	2500.19	6.60	.52
16.00	5946.066	2500.20	4.40	.53
17.00	5958.201	2500.20	3.40	.53
18.00	5967.063	2500.20	2.60	.54
19.00	5973.737	2500.20	2.20	.55
20.00	5979.131	2500.20	1.90	.55
21.00	5983.427	2500.21	1.60	.56
22.00	5986.450	2500.21	1.20	.56
23.00	5988.353	2500.21	1.00	.56
24.00	5989.501	2500.21	.75	.57
25.00	5989.537	2500.21	.40	.57
26.00	5988.764	2500.21	.30	.56
27.00	5987.725	2500.21	.25	.56
28.00	5986.420	2500.21	.15	.56
29.00	5984.887	2500.21	.12	.56
30.00	5983.268	2500.21	.10	.56
31.00	5981.564	2500.21	.08	.56
32.00	5979.815	2500.21	.05	.56
33.00	5977.910	2500.20	.00	.55

MAXIMO INCREMENTO DE VOLUMEN ALMACENADO

1029.58 MIL.M3

MAXIMA ELEVACION DEL NIVEL DEL AGUA EN LA FRESA

2500.21 METROS

Stop - Program terminated.

Como podemos observar la máxima elevación del nivel de agua en la laguna es de 21.0 cm., elevación mínima debido a la gran capacidad de regulación existente en la laguna por su extensión.

Si sumamos el NAMO = 1.0 m + 0.21 m obtenidos con el tránsito de avenidas tenemos:

$$\text{NAME} = 1.00 + 0.21 = 1.21 \text{ m}$$

4.7 BORDO LIBRE.

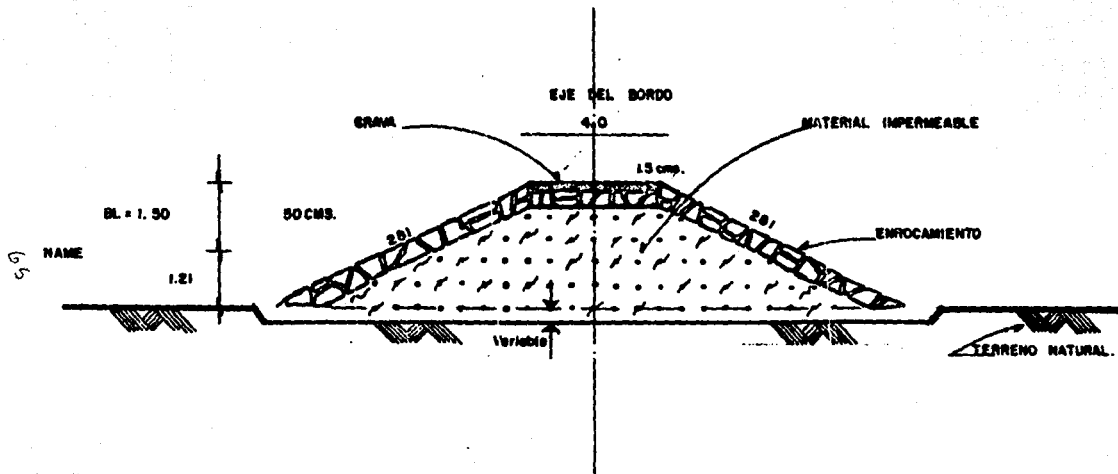
Para la obtención del bordo libre nos basamos en las recomendaciones de la S.A.R.H. para este tipo de presas y estas proponen:

$$\text{B.L.} = 1.50 \text{ metros}$$

En seguida se presentan las secciones del Bordo y Vertedor.

NOTA: Los datos y consideraciones de este capítulo se encuentran a nivel anteproyecto debido a que no contamos en el estudio de mecánica de suelos; por otra parte el proyecto se detuvo en el estudio hidrológico así es que para hacer un proyecto totalmente definido tendríamos que contar con muchos otros datos que no fueron obtenidos.

SECCION TRANSVERSAL DEL BORDO
PERIMETRAL DE LA LAGUNA (TULTEPEC).



ESC 1:100

5. ALGUNAS CONSIDERACIONES, SOBRE EL ASPECTO ECONOMICO DEL PROYECTO

5.1 ESTIMACION DEL COSTO DE INFRAESTRUCTURA.

Para la estimación del costo se determinarán las cantidades de obra a nivel anteproyecto a cada uno de los conceptos requeridos, a los que se les aplico posteriormente los precios unitarios indice.

De esta manera, se estimó un presupuesto total de \$ 16.736'899,043.00 millones de pesos, el cual representa un costo por hectárea, considerando que la superficie beneficiada es de 2,776.70 has., el costo será de \$ 6'027,654.43/ha.

El detalle de dicho presupuesto se presenta a continuación, teniendo en cuenta que los precios indice utilizados para su elaboración son de mediados de 1990.

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PU	IMPORTE
	DESCRIPCION				
11.	REPRESAS Y DIQUES				
11.1	TERRACERIAS				
11.1.1	DESPLANTE				
11.1.1.1	Desplante, desyerbe y desespalce en áreas de construcción y en bancos de préstamo.	ha	17.29	1489,720.00	8,423,184
11.1.1.2	DESPLALME				
11.1.1.2.1	Desplalce de material no apto para la cimentación y/o desplante de terralenes.	m ³	51612.00	3,710.55	191,508,907
11.1.1.2.2	Desplalce en bancos de préstamo.	m ³	114862.00	3,145.00	361,240,990
11.1.1.3	Regreso del material producto del despalce.	m ³	116886.00	529.00	61,832,694
11.1.3	COLOCACION DE MATERIALES.				
11.1.3.1	Colocación de material impermeable semicompactado, en seco o en agua en la base de los bordos.	m ³	154836.00	2,263.00	350,393,668
11.1.3.2	Colocación de material impermeable compactado, en los bordos.	m ³	189750.00	2,687.00	509,658,290
11.1.3.4	Colocación de material permeable:				
11.1.3.4.2	Colocación de material permeable compactado (Texontle) en pavimentos del bordo.	m ³	106240.00	2,061.00	219,001,860
11.1.3.5	Colocación de enrocamiento en el bordo.	m ³	75900.00	1,491.00	113,166,900
11.1.3.7	Colocación de material de revestimiento de coronas del bordo.	m ³	9108.00	3,315.00	30,193,020
11.1.3.8	Colocación de material impermeable para la formación de bancos de depósito temporal.	m ³	70739.00	1,475.00	104,340,025
11.1.3.10	Colocación de estera permeable (Texontle), para la formación de bancos de depósito temporal.	m ²	21252.00	1,475.00	31,346,700

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PU	IMPORTE
	DESCRIPCION				
11.1.4	OBTENCION DE MATERIALES.				
11.1.4.2	OBTENCION, carga y descarga en el bordo de material impermeable proveniente de bancos de préstamo.	m ²	344586.00	7,003.00	2,413,135,758
11.1.4.3	OBTENCION, carga y descarga en el bordo de material impermeable proveniente de bancos de deposito temporal.	m ³	68917.00	7,326.00	504,865,942
11.1.4.6	OBTENCION, carga y descarga en el bordo de material impermeable (tezonile). proveniente de bancos de préstamo.	m ³	106260.00	4,490.00	477,107,400
11.1.4.7	OBTENCION, carga y descarga en el bordo de material impermeable (tezonile), proveniente de bancos de deposito temporal.	m ³	21252.00	3,994.00	84,880,488
11.1.4.8	OBTENCION, carga y descarga en el bordo de revestimiento proveniente de bancos de préstamo.	m ³	79900.00	17,160.00	1,302,444,000
11.1.4.9	OBTENCION, carga y descarga en el bordo de material de revestimiento de coronas, proveniente de bancos de préstamo.	m ³	9108.00	4,703.00	42,824,924
11.1.5	CARREROS Y SOBRECARREROS DE TERRACONIAS.				
11.1.5.1	CARREROS.				
11.1.5.1.1	Carrero en el primer kilómetro de los materiales correspondientes a las excavaciones ejecutadas en los conceptos número 1.1.4.6., 1.1.4.7 y 1.1.4.9	m ³	136620.00	1,009.00	137,849,580
11.1.5.1.2	Carrero en el primer kilómetro de los materiales correspondientes a las excavaciones ejecutadas en los conceptos número 1.1.4.8	m ³	7500.00	1,609.00	76,585,100
11.1.5.1.3	Carrero en el primer kilómetro de los materiales correspondientes a las excavaciones ejecutadas en los conceptos número 1.1.4.2 y 1.1.4.3	m ³	413503.00	1,009.00	417,224,527

CLASIFICACION	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PU	IMPORTE
	DESCRIPCION				
11.1.5.2	SOBREACARREOS.				
11.1.5.2.1	Sobreacarreos en los kilómetros subsiguientes al primero, de los materiales correspondientes a las excavaciones ejecutadas en los conceptos números 1.1.4.6., y 1.1.4.7 y 1.1.4.9	m ³ -km	1092960.00	357.88	391,148,525
11.1.5.2.2	Sobre acarreo en los kilómetros subsiguientes al primero, de los materiales correspondientes a las excavaciones ejecutadas en los conceptos números 1.1.4.8	m ³ -km	607200.00	358.00	217,377,600
11.1.5.2.3	Sobre acarreo en los kilómetros subsiguientes al primero, de los materiales correspondientes a las excavaciones ejecutadas en los conceptos números 1.1.4.2 y 1.1.4.3	m ³ -km	3308024.00	357.88	1,183,875,629
11.2	ESTRUCTURAS.				
11.2.1	EXCAVACIONES				
11.2.1.1	EXCAVACIONES EN LA OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS.				
11.2.1.1.1	En cualquier material excepto roca fija, en estructura invertida.	m ³	218.00	1,576.29	343,631
11.2.2	CONCRETO.				
11.2.2.1	CONCRETO EN LA OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS.				
11.2.2.1.1	AGREGADOS.				
11.2.2.1.1.1	Obtención, carga y descarga de grava.	m ³	41.58	4,489.86	186,688
11.2.2.1.1.2	Obtención, carga y descarga de arena.	m ³	41.58	4,490.00	186,694
11.2.2.1.1.3	Obtención, carga y descarga de agua.	m ³	1.70	241.30	410
11.2.2.1.2	CARRIO DE AGREGADOS Y AGUA				
11.2.2.1.2.1	Carrío en el primer kilómetro de los materiales correspondientes al concepto número 1.2.2.1.1.1	m ³	41.58	1,008.59	41,937
11.2.2.1.2.2	Carrío en el primer kilómetro de los materiales correspondientes al concepto número 1.2.2.1.1.2	m ³	41.58	1,008.59	41,937

CLASIFICACION	C O N C E P T O		UNIDAD	CANTIDAD	PU \$	IMPORTE \$
	D E S C R I P C I O N					
11.2.2.1.2.3	Acarreo en el primer kilómetro de los materiales correspondientes al concepto número 1.2.2.1.1.3		m3	1.70	1,008.59	1,715
11.2.2.1.3	SOBRECARRERO DE AREGADOS Y AGUA					
11.2.2.1.3.1	Sobrecarreo en los kilómetros subsiguientes al primero, de los materiales correspondientes al concepto número 11.2.2.1.2.1		m3-ka	245.48	358.00	89,314
11.2.2.1.3.2	Sobrecarreo en los kilómetros subsiguientes al primero, de los materiales correspondientes al concepto número 11.2.2.1.2.2		m3-ka	498.96	358.00	178,628
11.2.2.1.3.3	Sobrecarreo en los kilómetros subsiguientes al primero, de los materiales correspondientes al concepto número 11.2.2.1.2.3		m3-ka	10.20	358.00	3,652
11.2.2.1.4	FABRICACION Y COLOCACION DEL CONCRETO COMUN.					
11.2.2.1.4.1	En la estructura vertedora.		m3	77.00	194,874.47	14,235,334
11.2.2.1.5	COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO EN LA OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS.					
11.2.2.1.5.1	Colocación de acero de refuerzo		kg	4000.00	2,056.55	8,228,200
11.2.4	RELLENOS.					
11.2.4.1	RELLENOS EN LA OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS.					
11.2.4.1.3	De cualquier material excepto roca, compactada con pistón neumático.		m3	38.00	3,947.84	150,018
11.2.7	CONCEPTOS DIVERSOS.					
11.2.7.1	Suministro y colocación de junta de cartón asfáltico de (2) centímetros de espesor.		m2	1.60	26,217.60	41,948
11.2.7.3	Suministro y colocación de sello de cloruro de polivinilo corrugado.		m	8.00	32,513.77	260,110
11.2.7.9	Suministro y colocación de tubo de acero corrugado de 152.4 ca. (20") de diámetro.		m	15.00	25,662.44	384,937

CLASIFICACION	CONCEPTO DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PU \$	IMPORTE \$
12.	CANAL PRINCIPAL (CAVALES ALIMENTADORES).				
12.1	TERRACERIAS				
12.1.1	DESMONTE.				
12.1.1.1	Desmonte, desraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción.	ha	8.50	1489,720.00	4,162,620
12.1.1.2	Desplase del material no apto para la cimentación y/o desplante de terraplenes y de los bancos de préstamo.	m3	17095.00	3,145.00	53,763,775
12.1.2	EXCAVACIONES				
12.1.2.1	Excavación en cualquier material, en el terreno natural, para formar la cubeta del canal, excepto roca fija.	m3	30.00	2,446.77	73,403
12.1.3	CONSTRUCCION DE BORDOS Y TERRAPLENES.				
12.1.3.1.4	Terraplen para bordos y caminos formados con material obtenido de préstamo con acarreo mayor que 500 y hasta 1 000 metros.	m3	163672.00	8,810.00	1,618,326,920
12.1.3.2.a	Compactación del terreno natural para desplante de bordos y terraplenes.	m2	89470.00	1,750.00	149,572,500
12.1.3.3	Revestimiento de caminos con acarreo libre mayor de 500 y hasta 1 000 metros.	m3	2772.00	7,665.36	21,248,378
12.1.4	ISDREACARREO DE TERRACERIAS.				
12.1.4.2	Acarreo de materiales para los conceptos 2.1.3.1.4 y 12.1.3.3.3. en los kilómetros subsecuentes al primero.	km - m3	745856.00	337.88	266,926,943
12.2	REVESTIMIENTOS				
12.2.1	REVESTIMIENTO DE CONCRETO.				
12.2.1.1	Fabricación y colocación de concreto para revestimiento del canal, (incluye suministro de cemento).	m3	1258.00	154,477.51	194,332,768
12.2.3	OPERACIONES AUXILIARES.				
12.2.3.3	Colocación de sellos en juntas de construcción en los revestimientos de concreto hidráulico del canal.	n.l.	13826.00	850.00	11,760,600

CLASIFICACION	CONCEPTO DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PU	IMPORTE
12.3	ESTRUCTURAS EN GENERAL.				
12.3.1	TERRAZAS PARA ESTRUCTURAS.				
12.3.1.1	Desmante, desanraice, desyerbo y limpia del terreno para propósitos de construcción.	ha	0.10	7,173.23	717
12.3.1.2	Excavación en cualquier material para alojar las estructuras.	m3	34.00	1,576.29	53,594
12.3.1.5	Relleno compactado de cualquier material excepto roca, provenientes de excavaciones previas.	m3	15.60	3,324.18	49,663
12.3.1.9	Relleno de grava o grava y arena, inclusive "Drenes" "Lloraderos" y "Filtros"	m3	5.00	4,023.84	20,119
12.3.2	FABRICACION Y COLOCACION DE MATERIALES MANUFACTURADOS PARA ESTRUCTURAS.				
12.3.2.3	Fabricación y colocación de concreto común.	m3	60.00	184,674.48	11,092,469
12.3.2.5	Colocación de fierro de refuerzo.	kg	13000.00	2,056.55	26,735,150
12.3.5	CONCEPTOS DIVERSOS.				
12.3.5.1	Suministro y colocación de junta asfáltica de 2 (dos) cm. de espesor.	m2	19.00	25,217.60	262,176
12.3.5.2	Suministro y colocación de sello de hule o de cloruro de polivinilo corrugado.	m.l.	25.00	32,513.77	812,844
12.3.5.4	Suministro y colocación de escalones de varilla corrugada de 1.9 cm. (3/4") de diámetro.	pra.	30.00	3,050.00	91,500
12.3.5.5	Suministro y colocación de tubo de 6.33 cms (2.5") de diámetro nominal para lloraderos.	pra.	24.00	22,662.44	543,899

CLASIFICACION	C O N C E P T O		UNIDAD	CANTIDAD	PU \$	IMPORTE \$
	D E S C R I P C I O N					
13.	ZONA DE RIESGO.					
13.2	TERRACERIAS PARA DRENES.					
13.2.1.1.a	Desmante, deseraice, desyerbe y limoia del terreno para propósitos de construcción.		has	55.83	1489,720.00	27,341,068
12.1.1.2	Despalse de material no apto para cimentación y/o desplante de terraplenes y de los bancos de préstamo.		m3	35804.70	3,145.00	179,509,782
13.2.1.3	Regreso del esterial producto del despalse.		m3	39063.23	445.00	17,383,137
13.2.2.1.a	Excavación para drenes en cualquier material excepto roca, incluyendo carga y descarga.		m3	210946.95	2,446.77	516,138,669
15.1.3	TERRAPLENES.					
15.1.3.1.a	Formación de terraplenes compactos (para caminos) con material obtenido de préstamo sin acarreo, incluyendo carga y descarga.		m3	167194.10	7,801.28	1,304,327,988
15.1.3.1.b	Acarreo en el primer kilómetro para el concepto 15.1.3.1.a		m3	167194.10	1,008.59	168,630,297
15.1.3.1.c	Sobrecarreo en los kilómetros subsiguientes al primero del concepto 15.1.3.1.b		1m3 - km	387440.95	357.88	138,637,367
13.1.3.1.a	Compensación adicional por compactación de los terraplenes.		m3	167194.10	241.13	40,315,513
13.4	ESTRUCTURAS EN GENERAL.					
13.4.1.2.a	Excavación en cualquier material (excepto roca) para alojar las estructuras.		m3	10268.46	1,576.30	16,186,173
13.4.1.3.a	Relleno sin compactar de cualquier material (excepto roca), provenientes de excavaciones previas.		m3	4962.60	2,265.94	11,342,834
13.4.1.3.a	Relleno compacto de cualquier material (excepto roca), provenientes de excavaciones previas.		m3	2490.53	3,324.18	8,245,795
13.4.1.9	Relleno de grava ó grava y arena, inclusive drenes, lloraderos y filtros.		m3	37.74	4,033.78	151,857

CLASIFICACION	C O N C E P T O		UNIDAD	CANTIDAD	PU	IMPORTE
	D E S C R I P C I O N					
13.4.2.2.a	Extracción y descarga de roca para la fabricación de masoestería y zapados con mortero.		m3	340.00	90,254.89	30,686,663
13.4.2.2.b	Acarreo de roca en el primer kilómetro.		m3	340.00	1,068.59	342,921
13.4.2.2.c	Sobrecarreo de roca en los kilómetros subsiguientes al primero.		m3-km	2040.60	730.38	1,489,979
13.4.2.3.a	Fabricación y colocación de concretos común (f'c = 100 kg/cm ²).		m3			
13.4.2.3.b	Fabricación y colocación de concretos común (f'c = 150 kg/cm ²).		m3			
13.4.2.3.c	Fabricación y colocación de concretos común (f'c = 200 kg/cm ²).		m3	2655.35	184,874.47	490,906,424
13.4.4	COMPUERTAS Y MECANISMOS.					
13.4.4.3	Suministro e instalación de compuertas deslizantes.		kg	3693.00	3,550.66	129,153,971
13.4.4.4.1	Tratamiento anticorrosivo a base de pintura de resinas epoxídicas en solución.		m2	1073.34	40,810.60	43,603,665
13.4.5	TUBERIAS DE CONCRETO					
13.4.5.1	FABRICACION E INSTALACION DE TUBERIAS DE CONCRETO					
13.4.5.1.a	Fabricación e instalación de tuberías de concreto de 61 cms. de diámetro		m	18.00	15,391.20	277,042
13.4.5.1.b	Fabricación e instalación de tuberías de concreto de 76 cms. de diámetro		m	18.00	19,229.00	346,302
13.5.2.5.a	Suministro y colocación de fierro de refuerzo		kg	215970.00	2,056.79	444,204,936
15.2.1	REVESTIMIENTOS.					
15.2.1.1.a	Revestimiento de canchales incluyendo carga y descarga.		m3	37323.30	6,656.77	361,568,024
15.2.1.1.b	Acarreo en el primer kilómetro para el concreto					
15.2.1.1.a			m3	37323.30	1,008.59	57,615,707

CLASIFICACION	CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDAD	PU	IMPORTE
	DESCRIPCION					
15.2.1.1.c	Sobre acarreo en los kilómetros subsiguientes al primero del concepto 5.2.1.1.b		m3-km	334316.20	337.68	119,643,082
13.8	AGREGADOS.					
13.8.1	Obtención, carga y descarga de grava, para fabricación de concreto.		m3	1433.99	4,489.85	6,438,400
13.8.2	Obtención, carga y descarga de arena, para la fabricación de concreto.		m3	1433.81	4,023.80	5,769,345
13.8.4	Obtención, carga y descarga de agua, para la fabricación de concreto.		m3	58.43	241.30	14,104
13.8.5	Acarreo de grava y arena en el primer kilómetro.		m3	2848.05	1,008.59	2,892,687
13.8.7	Acarreo de agua en el primer kilómetro.		m3	98.47	465.00	27,189
13.8.8	Acarreo de grava y arena en los kilómetros subsiguientes al primero.		m3-km	31826.33	337.68	11,389,291
13.8.11	REGALIAS POR EXTRACCION DE MATERIAL DE BANCOS.					
13.8.11.2	Material para revestimiento de caminos.		m3	57322.70	10,882.28	623,801,672
17.3.1	EQUIPO DE BOMBEO PARA DESAGUE EN GENERAL.					
17.3.1.3	Bomba de 102 mm (4") de diámetro.		H.e	680.00	72,850.00	49,538,000
18.1.1.3	Empastamiento en las bermas y en taludes de cubeta.		m2	597370.00	500.00	298,685,000

CLASIFICACION:	CONCEPTO	RESUMEN	IMPORTE PARCIAL
	DESCRIPCION		\$
11.	IMPRESAS Y DIQUES		9,235,027,024
12.	CANAL PRINCIPAL		2,339,829,780
13.	ZONA DE RIEGO		5,122,042,240
IMPORTE TOTAL \$			16,736,899,043

5.2 ORGANIZACIÓN DE LAS EJECUCIONES.

Una vez obtenidas las cantidades de obra, materiales y otros recursos, se procedió a realizar un programa de ejecución de obra que se basó en los cronogramas, así como de los canales alimentadores y del control de obras y diques, el cual nos muestra tanto el calendario de ejecución, como días calendario de cada una de las actividades a realizar para cada concepto.

Obtenidos los días calendario se construyó cada concepto un diagrama de barras, adecuando éste cuidadosamente, con un programa de actividades mensuales, realizado para distribuir los gastos de obra, en setecientos veinte días calendario con lo cual se determinó la erogación para el último concepto (obra y material), habiendo terminado ya el 100 % de los restantes conceptos, lo que indica el carácter de este punto ya que lo que se necesita únicamente para la ejecución económica es el tiempo citado anteriormente.

5.2 CALENDARIZACION DE LAS EROGACIONES.

Una vez obtenidas las cantidades de obra, estimadas a nivel anteproyecto, se procedió a realizar un programa de obra real de cada uno de los drenes, así como de los canales alimentadores y del concepto de presas y diques, el cual nos arroja tanto días efectivos de construcción, como días calendario de cada una de las actividades a realizar para cada concepto.

Obtenidos los días calendario se conjuntó cada concepto en un programa de barras, adecuando éste cuidadosamente, con un programa de erogaciones mensuales, realizado para distribuir los gastos de esta obra, en setecientos veinte días calendario con lo cual terminarían las erogaciones para el último concepto (presas y diques), teniendo terminado ya el 100 % de los restantes conceptos. No se incluye el detalle de este punto ya que lo que nos servirá únicamente para la evaluación económica es el tiempo citado anteriormente.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

5.3 DETERMINACION DE PARAMETROS Y CUANTIFICACION DE BENEFICIOS.

De acuerdo con la información del estudio Agrológico, (realizado por una empresa privada, como se citó anteriormente), en lo que se refiere a los cultivos factibles para la zona en estudio, se realizó la preselección de las fechas de siembra que se indican en el cuadro siguiente:

PRESELECCION DE FECHAS DE SIEMBRA DE LOS CULTIVOS PROPUESTOS.

CULTIVO	CICLO	PERIODO
MAIZ	160	20 MAYO - 31 OCT.
FRIJOL	105	15 JUN - 30 SEPT.
CEBADA	105	15 JUN - 30 SEPT.
PAPA	120	01 JUN - 30 SEPT.
COL	90	01 JUN - 31 AGOS.
CALABACITA	70	01 JUN - 10 AGOS.
ZANAHORIA	120	01 JUN - 30 SEPT.

En base a las recomendaciones del estudio agrológico y considerado los costos de producción, los rendimientos esperados, el valor de la producción y la utilidad esperada al ponerse en funcionamiento el proyecto de la red de drenaje y bordos de confinamiento, se elaboró el patrón de cultivos y la estimación de los beneficios esperados. Esta información se muestra en los siguientes cuadros.

PATRON DE CULTIVOS PROPUESTO (BASE).

SUBTOTAL CON PROYECTO 3071 ha.

CULTIVO	SUPERFICIE	%
ASOC. MAIZ- HABA	2,150	70
FRIJOL	460	15
PAPA	134	5
CALABACITA	123	4
COL	92	3
ZANAHORIA	92	3

DISTRIBUCION DE CULTIVOS POR SERIE.

S E R I E	SUPERFICIE	% DEL TOTAL
ATARASQUILLO:		
MAIZ- HABA	900	29.31
FRIJOL	193	6.29
TULE Y TLATIZAPAN:		
MAIZ- HABA	1250	40.70
FRIJOL	267	8.69
PAPA	134	5.01
CALABACITA	123	4.00
COL	92	3.00
ZANAHORIA	92	3.00
T O T A L	3071	100.00

ACTUALMENTE 2200 HA. BAJO CULTIVO.

COSTOS DE CULTIVO, RENDIMIENTOS Y UTILIDAD DEL PATRON PROPUESTO.

CULTIVO	COSTO DE CULTIVO \$/Ha.	RENDIMIENTO Ton/Ha.	PRECIO DE VENTA \$/Ton.	VALOR DE LA PRODUCCION \$/Ha.	UTILIDAD \$/Ha.
SERIE ATARASQUILLO.					
MAIZ	1,028,423	4.00	435,490	1,741,960	
HABA	105,000	0.60	350,000	210,000	
SUMA	1,133,423			1,951,960	818,537
FRIJOL	1,011,978	2.00	923,945	1,847,890	835,912
SERIES TULE Y TLALTIZAPAN.					
MAIZ	890,307	4.00	435,490	1,741,960	
HABA	105,000	0.60	350,000	210,000	
SUMA	995,307			1,951,960	956,653
FRIJOL	916,399	2.00	923,945	1,847,890	931,491
PAPA	2,399,331	17.00	220,000	3,740,000	1,340,669
CALABACITA	1,609,707	18.00	170,000	3,060,000	1,450,293
COL	1,474,407	20.00	150,000	3,000,000	1,525,593
ZANAHORIA	1,880,307	23.00	150,000	3,450,000	1,569,693

5.4 EVALUACION ECONOMICA.

Obtenida la utilidad unitaria con proyecto y al considerar la distribución de superficies del patrón de cultivos, se obtiene la utilidad total esperada con el proyecto, información que se indica en el siguiente cuadro.

UTILIDAD ESPERADA CON EL PROYECTO.

CULTIVO	UTILIDAD \$/Ha	SUPERFICIE Ha.	UTILIDAD \$
SERIE ATARASQUILLO.			
MAIZ-HABA	818,537	900.00	736,683,300
FRIJOL	833,912	193.00	161,331,016
SERIES TULE Y TLATIZAPAN.			
MAIZ-HABA	954,653	1250.00	1,195,816,250
FRIJOL	931,941	267.00	248,708,097
PAPA	1,340,669	154.00	206,463,026
CALABACITA	1,450,293	123.00	178,384,039
COL	1,523,393	92.00	140,334,556
ZANAHORIA	1,569,693	92.00	144,411,756
T O T A L : 3071.00			3,012,154,040

Por otra parte, según el estudio agrológico actualmente se cultivan 2200 Ha. en las que, de acuerdo al estudio socioeconómico se tiene una utilidad de \$ 120,164.00/Ha; Es decir, una utilidad total de ---- \$ 264'382,800.00.

De acuerdo con lo anterior, el beneficio bruto del proyecto asciende a \$ 2'747,771,240.00 / año, el cuál fue aplicado a partir del tercer ----- año.

El análisis económico se calculó para un horizonte de 20 años, el cual es aplicado actualmente por la C.N.A. (S.A.R.H).

Del programa de erogaciones se tomaron las inversiones para los primeros años. tiempo en el cual se programó la ejecución de las obras al 100% Así mismo se consideró el concepto correspondiente a operación y mantenimiento a partir del tercer año cuyos costos sumados a las inversiones correspondientes, constituyen los costos totales para el resto del período de análisis.

Con los datos anteriores, se obtuvieron los valores netos presentes aplicado distintas tasas de descuento las cuales se muestran en las tablas No. 5.1 a No. 5.3; así mismo se calcularon los beneficios netos del proyecto (a valor presente), que se muestran en las mismas tablas.

Por otra parte se calculó la relación beneficio/costo para cada una de las tasas de descuento analizadas.

La tasa interna de retorno se determino de acuerdo a la tasa de descuento haciendo que el valor presente neto de la corriente de beneficios resultara igual a cero, el cálculo anterior se muestra en la tabla No. 5.4.

TASA DE DESCUENTO = 11 %

AÑO	COSTOS BRUTOS			BENEFICIO	VALOR NETO PRESENTE		
	INVERSIONES	OPERACION Y MANTENIMIENTO	SUMA	BRUTO	BENEFICIO BRUTO	COSTOS TOTALES	BENEFICIO NETO
				\$			
1	110,226,528,973	0	110,226,528,973	0	0	9,195,080,156	119,195,080,156
2	6,530,360,070	0	6,530,360,070	0	0	5,300,186,730	113,300,186,730
3	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	2,009,146,648	29,247,655	1,979,898,993	111,320,287,737
4	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,810,042,026	26,349,239	1,783,692,787	109,536,595,000
5	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,630,668,492	23,738,053	1,606,930,438	107,929,664,562
6	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,469,070,713	21,385,633	1,447,685,080	106,482,000,000
7	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,323,487,129	19,266,336	1,304,220,793	105,177,779,207
8	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,192,330,747	17,337,660	1,174,973,687	104,002,805,520
9	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,074,171,844	15,636,791	1,058,534,893	102,944,270,627
10	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	967,722,382	14,087,379	953,635,003	101,990,635,624
11	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	871,821,956	12,671,333	869,150,633	101,131,484,991
12	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	785,425,194	11,333,633	773,991,561	100,357,493,430
13	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	707,590,265	10,000,570	697,289,695	99,658,203,735
14	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	637,468,707	8,779,793	628,688,914	99,029,514,821
15	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	574,296,133	7,660,174	566,635,959	98,462,878,862
16	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	517,283,903	6,631,688	509,652,215	97,947,226,647
17	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	466,111,625	5,785,305	459,326,320	97,476,500,327
18	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	419,920,383	5,112,887	413,807,496	97,042,692,831
19	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	378,306,651	4,507,105	372,799,546	96,644,893,285
20	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	340,216,603	4,061,306	335,655,296	96,281,238,000
SUMA					117,178,781,610	114,745,255,077	2,430,462,533

RELACION BENEFICIO/COSTO = 1.1648310096

TABLA No. 5.1

TASA DE DESCUENTO = 12%

C O S T O S E R U T O S			BENEFICIO		VALOR NETO PRESENTE		
AÑO	INVERSIONES	OPERACION Y	SUMA	BRUTO	BENEFICIO	COSTOS	BENEFICIO
	\$	MANTENIMIENTO	\$	\$	BRUTO	TOTALES	NETO
	\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$
1	110,208,526,973	0	110,208,528,973	0	0	9,112,981,221	19,112,981,221
2	6,330,360,070	0	6,330,360,070	0	0	3,205,963,066	15,205,963,066
3	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,955,869,294	28,471,210	1,927,338,064	
4	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,746,258,258	23,420,723	1,729,837,575	
5	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,559,159,155	22,697,074	1,536,462,121	
6	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,352,108,424	20,285,245	1,371,841,179	
7	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,242,952,164	16,093,969	1,224,658,196	
8	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,109,778,716	16,155,329	1,093,623,389	
9	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	990,873,856	14,424,401	976,449,455	
10	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	884,708,800	12,878,929	871,829,870	
11	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	789,918,571	11,499,044	778,419,527	
12	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	705,284,436	10,267,004	695,017,433	
13	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	629,718,249	9,166,968	620,551,281	
14	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	562,248,436	8,184,793	554,063,644	
15	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	502,067,532	7,307,559	494,659,882	
16	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	448,221,011	6,524,866	441,696,145	
17	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	400,197,321	5,825,774	394,371,545	
18	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	357,319,046	5,201,584	352,117,462	
19	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	319,024,862	4,644,271	314,380,591	
20	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	284,692,596	4,146,671	280,708,865	
S U M A					119,880,448,782	14,530,119,596	1,330,328,786

RELACION BENEFICIO/COSTO = 1.0914307776

TABLA No. 5.2

TASA DE DESCUENTO = 13%

AÑO	COSTOS BRUTOS			BENEFICIO	VALOR NETO PRESENTE		
	INVERSIONES	OPERACION Y MANTENIMIENTO	SUMA	BRUTO	BENEFICIO BRUTO	COSTOS TOTALES	BENEFICIO NETO
				\$			
1	110,206,538,973	0	110,206,538,973	0	0	9,032,335,374	(9,032,335,374)
2	6,330,369,070	0	6,330,369,070	0	0	5,114,229,830	(5,114,229,830)
3		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,504,343,304	27,722,005	1,876,421,297
4		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,685,259,561	24,532,749	1,660,726,812
5		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,491,380,142	21,710,397	1,469,669,745
6		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,319,805,436	19,212,741	1,300,592,695
7		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,167,369,412	17,002,428	1,150,366,986
8		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,033,601,250	15,046,394	1,018,554,855
9		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	914,691,371	13,313,393	901,378,978
10		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	809,461,391	11,783,534	797,677,857
11		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	716,337,514	10,427,906	705,909,608
12		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	633,927,003	9,228,236	624,698,768
13		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	560,997,348	8,166,580	552,830,768
14		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	496,457,830	7,227,062	489,230,768
15		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	439,343,213	6,395,620	432,947,592
16		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	388,799,303	5,659,650	383,139,653
17		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	344,070,180	5,008,717	339,061,465
18		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	304,486,685	4,432,492	300,054,192
19		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	269,457,420	3,922,560	265,534,860
20		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	238,457,894	3,471,292	234,986,602
SUMA					11,719,916,456	114,349,831,170	338,013,286

RELACION BENEFICIO/COSTO = 1.024929937

TABLA No. 5.3

TASA INTERNA DE RETORNO = 13.3579104 %

AÑO	COSTOS BRUTOS			BENEFICIO BRUTO	VALOR NETO PRESENTE		
	INVERSIONES	OPERACION Y MANTENIMIENTO	SUMA		BENEFICIO BRUTO	COSTOS TOTALES	BENEFICIO NETO
	\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$
1	110,206,538.973	0	110,206,538.973	0	0	9,000,372.531	(9,000,372.531)
2	6,530,360.070	0	6,530,360.070	0	0	5,078,098.289	(5,078,098.289)
3		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	1,884,197,967	27,428,746	1,656,769,221
4		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	1,661,531,284	24,187,331	1,637,343,953
5		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	1,463,178,408	21,328,972	1,441,849,436
6		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	1,292,029,701	18,808,403	1,273,221,299
7		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	1,139,342,890	16,585,764	1,122,757,126
8		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	1,004,760,161	14,625,674	990,134,487
9		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	885,966,863	12,897,273	873,069,591
10		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	781,268,708	11,373,126	769,895,582
11		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	688,541,338	10,029,037	678,512,301
12		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	607,525,374	8,843,900	598,681,473
13		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	535,730,545	7,795,765	527,934,780
14		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	472,420,131	6,877,139	465,542,992
15		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	416,591,479	6,064,427	410,527,052
16		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	367,360,426	5,347,759	362,012,667
17		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	323,947,395	4,715,783	319,231,612
18		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	285,464,547	4,158,491	281,306,056
19		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	251,905,896	3,667,058	248,238,838
20		40,000,000	40,000,000	12,747,771.240	222,136,762	3,233,760	218,903,002
	SUMA				114,256,442,167	114,286,442,167	0

TABLA No. 5.4

TASA DE DESCUENTO = 12%

AÑO	COSTOS BRUTOS			BENEFICIO BRUTO	VALOR NETO PRESENTE		
	INVERSIONES	OPERACION Y MANTENIMIENTO	SUMA		BENEFICIO BRUTO	COSTOS TOTALES	BENEFICIO NETO
	\$	\$	\$		\$	\$	\$
1	4,768,711,272	0	4,768,711,272	0	0	4,257,777,921	(4,257,777,921)
2	2,676,302,329	0	2,676,302,329	0	0	2,133,531,851	(2,133,531,851)
3	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,953,809,294	28,471,210	1,927,338,084	
4	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,746,238,298	25,420,723	1,720,817,575	
5	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,559,159,195	22,697,074	1,536,462,121	
6	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,392,106,424	20,285,245	1,371,821,179	
7	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,242,952,164	18,093,969	1,224,858,196	
8	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,109,778,718	16,153,329	1,093,625,389	
9	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	990,873,856	14,424,401	976,449,455	
10	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	884,708,800	12,878,929	871,829,870	
11	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	789,918,571	11,499,044	778,419,527	
12	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	705,284,428	10,267,004	695,017,433	
13	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	629,718,249	9,166,968	620,551,281	
14	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	562,248,436	8,184,793	554,063,644	
15	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	502,007,532	7,307,890	494,699,642	
16	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	448,221,011	6,524,866	441,696,145	
17	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	400,197,321	5,823,774	394,373,548	
18	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	357,319,046	5,201,564	352,117,482	
19	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	319,034,862	4,644,271	314,390,591	
20	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	284,852,556	4,146,671	280,705,885	
SUMA				115,880,448,782	6,622,485,457	9,257,963,225	

RELACION BENEFICIO/COSTO = 2.3979590289

TABLA No. 5.3

TASA DE DESCUENTO = 20 %

COSTOS BRUTOS				BENEFICIO BRUTO	VALOR NETO PRESENTE		
INVERSIÓN	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	SUMA		BENEFICIO BRUTO	COSTOS TOTALES	BENEFICIO NETO	
\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$
1	4,768,711,272	0	4,768,711,272	0	0	3,973,926,660	(3,973,926,660)
2	2,676,302,329	0	2,676,302,329	0	0	1,858,543,264	(1,858,543,264)
3	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,590,145,394	22,148,145	1,566,997,245	
4	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,325,121,161	19,290,123	1,305,621,038	
5	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,104,267,634	16,075,103	1,068,192,532	
6	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	920,223,029	13,395,919	906,627,110	
7	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	766,652,524	11,163,266	755,689,258	
8	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	639,043,770	9,302,722	629,741,048	
9	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	532,536,475	7,752,258	524,784,217	
10	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	443,780,396	6,460,223	437,320,173	
11	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	369,816,996	5,363,519	364,453,477	
12	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	308,180,830	4,486,266	303,694,564	
13	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	256,817,359	3,738,555	253,078,804	
14	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	214,014,466	3,115,463	210,899,003	
15	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	178,345,268	2,596,219	175,749,049	
16	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	148,621,157	2,163,516	146,457,641	
17	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	123,689,544	1,802,930	122,086,614	
18	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	102,209,137	1,502,441	101,706,696	
19	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	86,607,614	1,252,035	85,355,579	
20	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	71,673,011	1,043,262	70,629,749	
SUMA					7,182,507,304	5,566,141,422	3,216,365,881

RELACION BENEFICIO/COSTO = 1.3391021913

TABLA No. 5.6

TASA DE DESCUENTO = 25 %

AÑO:	COSTOS BRUTOS			BENEFICIO	VALOR NETO PRESENTE		
	INVERSIONES	OPERACION Y MANTENIMIENTO	SUMA	BRUTO	BENEFICIO BRUTO	COSTOS TOTALES	BENEFICIO NETO
				\$			
1	4,768,711.272	0	4,768,711.272	0	0	3,814,969,018	13,614,969,018
2	2,676,302.329	0	2,676,302.329	0	0	1,712,833,491	11,712,833,491
3	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,406,638,675	20,480,000	1,366,378,675	
4	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,125,487,100	16,384,000	1,109,103,100	
5	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	900,369,680	13,107,200	887,262,480	
6	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	720,311,744	10,465,760	709,846,000	
7	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	576,249,395	8,368,608	567,888,000	
8	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	460,999,516	6,710,888	454,288,630	
9	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	368,759,613	5,368,769	363,400,904	
10	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	295,039,690	4,294,967	290,744,722	
11	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	236,031,752	3,423,974	232,607,778	
12	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	189,628,402	2,748,779	186,879,623	
13	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	151,060,321	2,199,023	148,861,298	
14	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	120,848,257	1,759,219	119,089,039	
15	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	96,678,606	1,407,375	95,271,231	
16	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	77,342,889	1,125,900	76,216,989	
17	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	61,874,305	900,720	60,973,585	
18	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	49,499,446	720,576	48,778,870	
19	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	39,599,357	576,461	39,023,096	
20	40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	31,679,646	461,169	31,218,477	
SUMA					6,907,573,792	5,628,337,834	1,279,217,959

RELACION BENEFICIO/COSTO = 1.2272908511

TABLA no. 5.7

TASA INTERNA DE RETORNO = 30.2102982 %

COSTOS BRUTOS			BENEFICIO BRUTO	VALOR NETO PRESENTE			
Nº	INVERSIONES	OPERACION Y MANTENIMIENTO	SUMA	BENEFICIO BRUTO	COSTOS TOTALES	BENEFICIO NETO	
	\$	\$	\$	\$	\$	\$	
1	4,768,711,272	0	4,768,711,272	0	3,662,314,974	13,662,314,974	
2	2,676,302,329	0	2,676,302,329	0	1,578,499,690	11,578,499,690	
3		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	1,244,642,329	16,116,573	1,226,523,757
4		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	955,870,680	13,914,634	941,956,026
5		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	724,097,755	10,666,446	723,411,308
6		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	563,778,365	8,207,067	555,571,498
7		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	432,973,402	6,302,932	426,670,470
8		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	332,520,050	4,840,579	327,679,511
9		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	253,371,574	3,717,509	251,654,066
10		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	196,122,406	2,853,003	193,269,408
11		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	150,619,736	2,192,610	148,427,127
12		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	115,619,211	1,683,899	113,935,313
13		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	88,836,453	1,293,215	87,543,239
14		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	68,225,366	992,174	67,233,192
15		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	52,376,290	762,746	51,613,544
16		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	40,239,744	585,780	39,653,963
17		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	30,903,650	449,372	30,454,278
18		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	23,733,650	343,497	23,390,153
19		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	18,227,168	268,357	17,958,811
20		40,000,000	40,000,000	12,747,771,240	13,998,254	203,776	13,794,478
SUMA					5,318,233,534	5,318,233,534	0

TABLA No. 5.8

De los resultados obtenidos en la presente evaluación para distintas tasas de descuento se tienen los siguientes datos de relación beneficio/costo.

TASA DE DESCUENTO %	RELACION BENEFICIO/COSTO.
11	1.16
12	1.09
13	1.03

TASA INTERNA DE RETORNO: 13.4 %

Como se puede notar la relación beneficio/costo es relativamente baja a las tasas de descuento analizadas, que como puede verse, oscilan entre 11 y 13 %, siendo la de 12 % la comúnmente utilizada y/o recomendada por la C.N.A. para obras de agua potable y drenaje sanitario.

Sin embargo en este análisis se consideró la inversión del proyecto (incluyendo el costo total de la laguna y canales alimentadores) totalmente a cargo del Distrito de Drenaje, sin tomar en cuenta que estos últimos y la Laguna pudieran considerarse como proyectos separados.

Debido a lo anterior se realizó un segundo cálculo de los indicadores económicos sin considerar la totalidad de las inversiones de la Laguna de confinamiento y canales alimentadores como parte integral.

Para tal efecto se hicieron las siguientes consideraciones.

El sistema de drenaje se proyectó para un período de retorno de 5 años, ésto significa que de no existir la Laguna, el Distrito de Drenaje sufriría una inundación cada 5 años; por lo tanto el beneficio directo corresponde a un 20% de las inversiones para la construcción de dicha Laguna y el 80% será destinado a la restauración integral de la cuenca alta del río Lerma, que se justifica con la recarga del manto freático y el mejoramiento ecológico de la zona.

Para el procedimiento de cálculo se siguió la misma secuela aplicada anteriormente, en las tablas No. 5.5 a No. 5.8 se muestra dicha evaluación.

De los resultados obtenidos en la presente evaluación para distintas tasas de descuento, se obtubieron los siguientes datos de relación beneficio/costo.

TASA DE DESCUENTO %	RELACION BENEFICIO/COSTO
12	2.40
20	1.54
25	1.23

TASA INTERNA DE RETORNO = 30.2 %

Como se puede notar la relación beneficio/costo resulta bastante elevada a las tasas de descuento analizadas, que como puede verse, oscilan entre el 12 y 25%; por lo tanto con estas ultimas consideraciones el proyecto de drenaje es altamente rentable.

6. CONCLUSIONES

6.1 RECUPERACION DE AREAS INUNDABLES PARA LA AGRICULTURA.

De llevarse a cabo el proyecto se recuperarían 3071 hectáreas para la agricultura, cuyo aumento en valor de la producción es de 8 veces respecto a la actual, con lo que de acuerdo a la evaluación económica se recupera la inversión del proyecto; además de los beneficios indirectos que representaría el mismo, como empleos y arraigo en la zona, evitando así la emigración de la gente que vive en la zona hacia las grandes urbes como Toluca y Distrito Federal.

6.2 RESTAURACION DE LA ECOLOGIA EN LA ZONA.

Desde el punto de vista ecológico, el proyecto garantiza la restauración de la ecología en la zona al tomar en cuenta el tirante mínimo en la laguna de 50 cm., para que exista vida acuática; con lo que se favorecerá el desarrollo de la flora y la fauna, así como la regeneración del habitat para las aves migratorias.

Por otro lado se tendrá un beneficio muy importante también que es la recarga de los mantos freáticos en la zona.

POR LO TANTO EL PROYECTO ES FACTIBLE DESDE EL PUNTO DE VISTA ECONOMICO Y CUMPLE CON LOS PLANTEAMIENTOS Y FINES MARCADOS EN EL PRIMER CAPITULO DE ESTA TESIS.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. "Fundamentos de Hidrología de Superficie".
Francisco J. Aparicio Mijares. 1989.
Editorial LIMUSA.
2. "Manual Para la Estimación de Avenidas Máximas
en Cuencas y Presas Pequeñas".
Daniel Francisco Campos Aranda.
S.A.R.H., 1981.
3. "Proyecto de Zonas de Riego".
S.R.H., 1973.
4. "Obras Hidráulicas".
Francisco Torres Herrera.
Editorial LIMUSA. 1987.
5. "Hidráulica General", Volumen I, Fundamentos.
Silberto Sotelo Avila.
Editorial LIMUSA, 1987.
6. "Hidrología para Ingenieros".
Linsley, Kohler, Paulus.
Editorial MCGRAW - HILL, 1986.
7. "Evaluación Financiera de Proyectos de Inversión".
Dr. Arturo Infante Villarreal.
Editorial Norma, 1988.