



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

28
29

**“ APROVECHAMIENTO DEL RIO ACAPONETA NAY.
PARA RIEGO Y CONTROL DE AVENIDAS ”**

Tesis Profesional

Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a

REYNALDO JOSE BAUTISTA BARGENAS

México, D. F.

1983



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 esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

I N D I C E

	Pág.
I. INTRODUCCION.	1
II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .	3
II.1. Potencialidad agrícola de la región costera del Estado de Nayarit.	4
II.2. Proyecto Presa Huajicori, Nay.	5
III. PROCESO DE LA INFORMACION.	6
III.1. Características hidrográficas del Río Acaponeta.	7
III.2. Datos disponibles.	12
III.2.1. Hidrométricos.	12
III.2.1.1. Escurrimientos.	12
III.2.1.2. Sólidos en suspensión.	12
III.2.2. Climatológicos.	13
III.2.2.1. Precipitación.	13
III.2.2.2. Evaporación.	13
III.2.2.3. Temperatura.	13
III.3. Análisis ciclónico de la región.	25
III.4. Avenida máxima probable.	27
III.4.1. Análisis de avenidas.	27
III.4.2. Obtención de la avenida máxima probable esperada en el Vaso Huajicori.	32
III.5. Obtención de la ley de demandas de extracción al vaso.	40
III.5.1. Demandas de riego.	49
III.5.2. Demandas para acuacultura .	73
III.6. Funcionamiento del vaso .	75
III.6.1. Funcionamiento del Vaso Huajicori.	80

III.7. Tránsito de avenidas .	88
III.7.1. Tránsito de una avenida por vasos .	88
III.7.2. Tránsito de las avenidas máximas observadas y probables a través - del Vaso Huajicori.	91
IV. EVALUACION DE RESULTADOS.	102
 BIBLIOGRAFIA .	 107

I. INTRODUCCION .

I. INTRODUCCION

Una nación como México en constante desarrollo, demanda la total utilización de sus recursos hidráulicos. Para este fin, se hace necesario controlar el escurrimiento natural de los ríos; el cual, además de ser una amenaza para los pueblos y tierras ribereñas, se desperdicia al descargar sus aguas en los mares sin ningún aprovechamiento de él.

Controladas estas corrientes mediante obras hidráulicas adecuadas, grandes extensiones de tierras áridas, que en la actualidad permanecen ociosas podrán ser productivas, así como también grandes extensiones de tierras de las regiones semiáridas, podrán transformar su agricultura aleatoria de temporal, por una agricultura intensiva y diversificada, brindando además una seguridad efectiva, tanto al hombre, como al medio que lo rodea del efecto devastador que pueda ocasionar el agua.

Debido esencialmente a las condiciones especiales de nuestro país, en lo que se refiere a la escasez de recursos hidráulicos disponibles, se requiere planear mejor su utilización, cuenca por cuenca, siendo la meta de esta planeación hacer que se use el agua ya sea regando o produciendo energía hidroeléctrica, o ambas a la vez.

II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .

II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1. POTENCIALIDAD AGRICOLA DE LA REGION COSTERA DEL ESTADO DE NAYARIT.

En la planicie costera del Estado de Nayarit, existe una gran disponibilidad de tierras para el desarrollo agropecuario; ante tal circunstancia se ha considerado conveniente desarrollar el estudio a nivel de gran visión del Estado de Nayarit, que contempla la finalidad de rescatar la mayor superficie de tierras regables y hacerlas productivas al proporcionar riego seguro, aprovechando los escurrimientos de los Ríos Cañas, Acaponeta, Rosemorada, Bejuco, San Pedro, Santiago, Huicicila y Ameca, mediante la construcción de obras de captación en cada uno de ellos con sus respectivos sistemas de conducción, distribución y drenaje.

Además de la construcción de las obras citadas anteriormente, es necesario asegurar el funcionamiento de los distritos de riego y el desarrollo de las zonas aptas para la acuacultura mediante el uso y control adecuado de las aguas superficiales, controlar las avenidas que se generan en los Ríos San Pedro, Bejuco, Rosemorada, Acaponeta y Cañas, mediante la construcción de presas, bordos de defensa, cauces de alivio, conexiones del sistema lagunar y apertura y estabilización de las bocas de descarga al mar, ya que periódicamente se inunda casi toda el área que rodea a dichos ríos.

2. PROYECTO PRESA HUAJICORI, NAY.

El proyecto Huajicori contempla el control del Río Acaponeta, para evitar las inundaciones que se presentan periódicamente aguas abajo del sitio del proyecto, y el aprovechamiento de sus escurrimientos para el riego de tierras aptas para la agricultura, así como el abastecimiento de agua para el sistema de lagunas y esteros Anzueleadero y Chaguín Chuiga. El sitio de la presa se localiza a un kilómetro aproximadamente de la población del mismo nombre. Para que la presa cumpla con todos los requisitos, ésta será de almacenamiento con estructura para control de excedencias, obra de toma para proveer las demandas de riego y acuacultura, con sus respectivos sistemas de conducción y red de distribución para la aplicación directa a las tierras de cultivo y conexiones del sistema lagunar.

III. PROCESO DE LA INFORMACION.

III. PROCESO DE LA INFORMACION

1. CARACTERISTICAS HIDROGRAFICAS DEL RIO ACAPONETA

La cuenca del Río Acaponeta se localiza entre las latitudes 22° 15' N y 23° 50' N y las longitudes 104° 48' WG y 105° 30' WG; es una cuenca de forma alargada orientada sensiblemente de norte a sur y con eje mayor de unos 160 Km. y eje menor o anchura media de unos 35 Km.

Limita al norte con la cuenca alta del Río Presidio, al sur con las zonas de marismas y las Lagunas de Agua Brava y Pascadero, al oriente con la cuenca del Río San Pedro y al poniente con las cuencas del Río Saluarte y Cañas.

El Río Acaponeta nace con el nombre de Quebrada de San Bartolo, cerca del poblado de Ciénega de los Caballos, dentro del Estado de Durango y a unos 40 Km. al SW de la Ciudad de Durango. Se inicia a partir de una elevación de 1600 m.s.n.m., siguiendo sensiblemente la dirección de norte a sur, recibiendo 65 Km. aguas abajo y por su margen izquierda uno de sus afluentes principales, La Quebrada Espiritu Santo; a partir de este sitio, toma el nombre de Río San Diego, la brando un profundo cauce a lo largo de unos 50 Km. hasta los límites de los Estados de Durango y Nayarit.

Conservando la dirección N-S recorre 73 Km. penetrando al Estado de Nayarit, en donde pasa por las inmediaciones de la población de Acaponeta, de la que recibe su nombre. Hasta esta población la cuenca tiene un área de 5092 Km².

A partir de Acaponeta, el río cambia de rumbo hacia el poniente, para ir a desembocar después de un recorrido de 45 Km. a la Barra de Novillero que se comunica con el Océano Pacífico por medio del Estero de Teacapan. El Río Acaponeta tiene una longitud total de 233 Km. hasta la Barra de Novillero, teniendo en los últimos 40 Km. poca pendiente, que permite la navegación de canoas, incluso durante la temporada de secas.

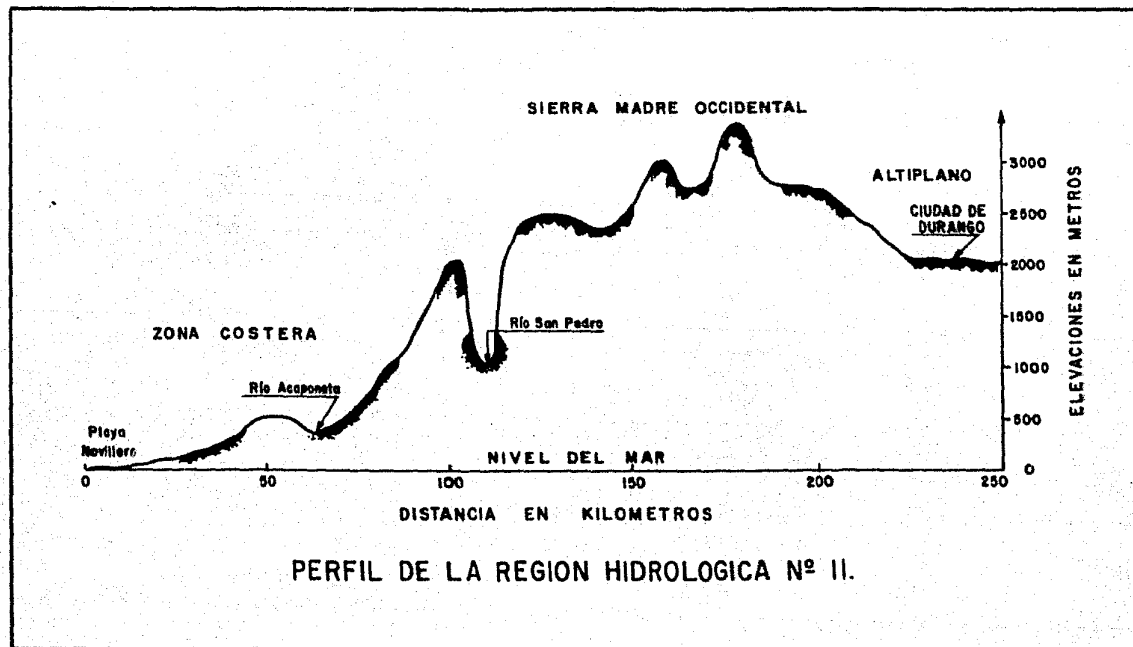
El régimen del escurrimiento del Río Acaponeta se caracteriza por tener más o menos definido tanto el período de avenidas, como el de estiaje. El período de mayores escurrimientos se inicia generalmente con la temporada de lluvias a partir de los últimos días de junio y principios de julio, terminando en el mes de octubre y generalmente el mes de septiembre es el más abundante. El período de estiaje comprende los meses de noviembre a mayo, con excepción de algunas avenidas de invierno que ocurren indistintamente en noviembre, diciembre, enero, febrero o marzo; dichas avenidas no se presentan todos los años, sino en forma irregular.

Entre las principales poblaciones de Nayarit comprendidas dentro de la cuenca del Río Acaponeta, podemos citar las siguientes: Acaponeta, Tecuala, San Felipe Aztatan, Milpas Viejas, Quimichis, Pozo de Higueras, Huajicori y Novillero.

TABLA 1

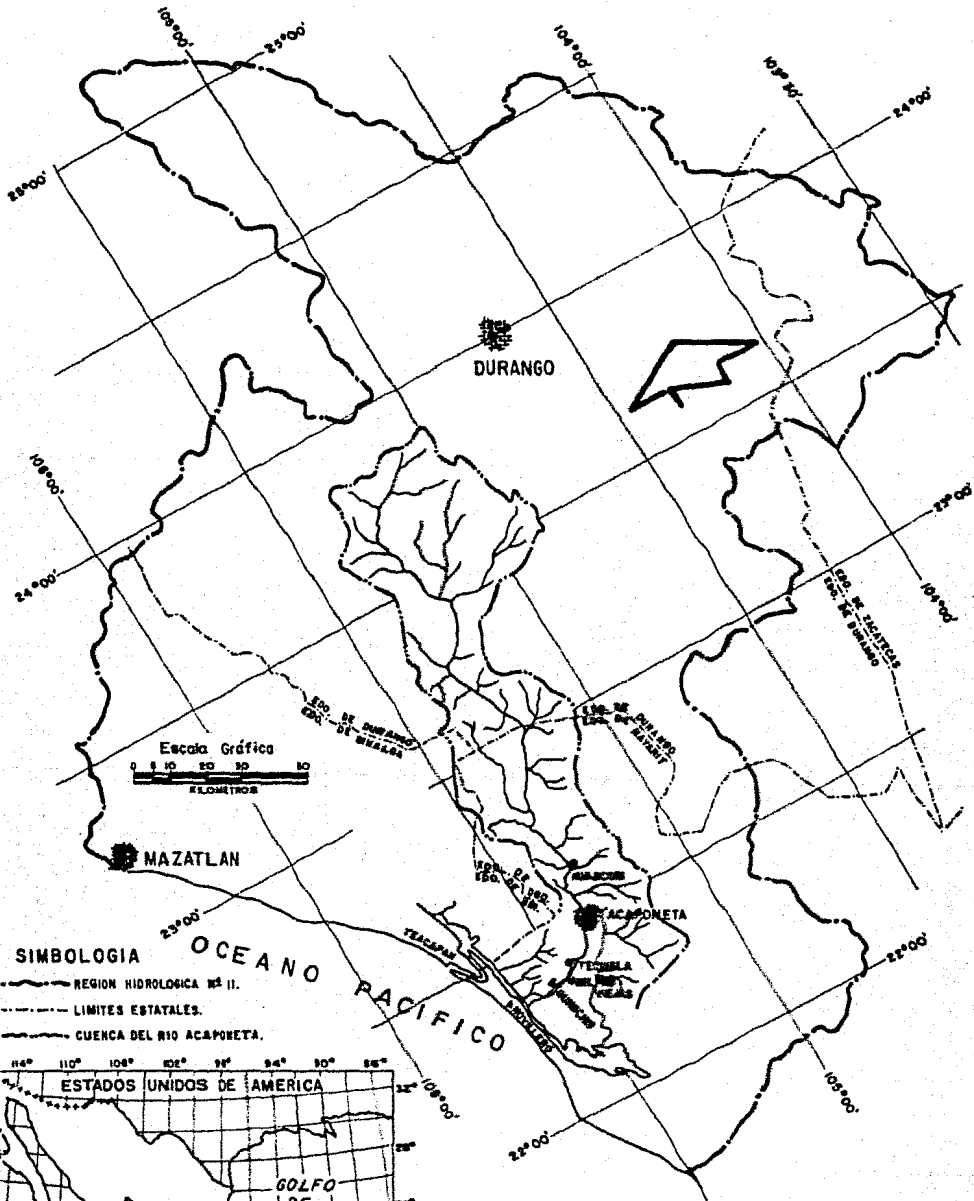
AREAS DRENADAS DE LA CUENCA DEL RIO
ACAPONETA

NOMBRE LOCAL DE LA CORRIENTE	T R A M O DESCRIPCION	AREAS EN Km ² .			COLECTOR GENERAL
		AREA	SUBAFLENTE	AFLUENTE	
Arroyo Quebrada San Bartolo	Hasta la confluencia del Arroyo Quebrada Espiritu Santo	1180			1180
Arroyo Quebrada Espiritu Santo	Hasta su confluencia al Arroyo Quebrada San Bartolo	430		430	
Río Acaponeta	En la confluencia de los Arro- yos Quebrada San Bartolo y Que- brada Espiritu Santo				1610
Río Acaponeta	Entre la confluencia de los - Arroyos Quebrada San Bartolo y Quebrada Espiritu Santo y la - Estación Hidrométrica Acaponeta	3482			5092
Río Acaponeta	Hasta la Estación Hidrométrica Acaponeta				5092
Río Acaponeta	Entre la Estación Hidrométrica Acaponeta y su desembocadura en la Laguna de Teacapan	1775			6267
Río Acaponeta	Total hasta su desembocadura en la Laguna de Teacapan				6267



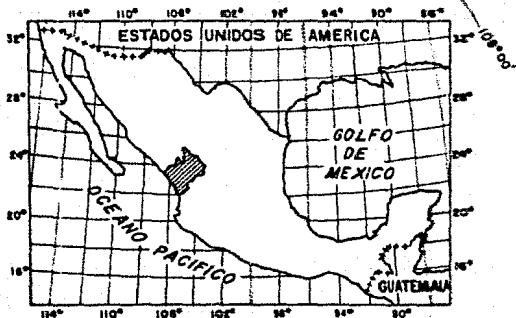
PERFIL DE LA REGION HIDROLOGICA N^o II.

LAMINA 1



SIMBOLOGIA

- REGION HIDROLOGICA N. II.
- LIMITES ESTATALES.
- CUENCA DEL RIO ACAPONETA.



**PLANO DE LOCALIZACION
DE LA CUENCA DEL
RIO ACAPONETA**

2. DATOS DISPONIBLES.

2.1. Hidrométricos.

2.1.1. Escurrimientos.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos opera, desde mayo de 1945 a la fecha, la Estación Hidrométrica Acaponeta que se encuentra ubicada sobre el Río Acaponeta en el cruce con el ferrocarril del Pacífico en el km. 1326, inmediato a la población del mismo nombre y a 18 km. aguas abajo del sitio del proyecto de la presa. Los aforos en esta estación se han obtenido por medio del método de sección-velocidad habiéndose utilizado varios tipos de molinetes.

El escurrimiento medio anual durante el periodo de registros de 1946 a 1975 es de 1340.6 millones de metros cúbicos. (Tablas 2 a 4 y gráfica 1).

2.1.2. Sólidos en Suspensión.

Desde septiembre de 1956 se equipó a la estación hidrométrica Acaponeta con aparatos medidores de sólidos en suspensión.

El volumen medio de azolves en suspensión del periodo de registros de 1957 a 1973 es de 701.3 miles de metros cúbicos (Tabla 5).

2.2 Climatológicos.

La Estación climatológica se haya instalada junto al puente del ferrocarril, en un sitio elevado de la margen derecha, la que funciona desde el año de 1946. La estación cuenta con pluviómetro, termómetro y evaporímetro.

2.2.1. Precipitación.

La precipitación media anual obtenida de los registros que cubren del año de 1946 a 1975 es de 1351.4 mm y la precipitación máxima en 24 horas registrada es de 183.0 mm. (Tabla 6 y gráfica 2).

2.2.2. Evaporación.

La evaporación media anual en la zona es de 1985.6 mm para 30 años de observación (1946-1975). Ver Tabla 7 y gráfica 3.

2.2.3. Temperatura.

La temperatura media anual es de 26.6 °C para los mismos años de observación, con una temperatura máxima de 42 °C y una mínima de 6 °C. (Tabla 8 y gráfica 4).

ESCURRIMIENTOS MEDIOS MENSUALES EN EL RIO ACAPONETA, ESTACION ACAPONETA
 VOLUMEN EN MILES DE M³

MES AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1946	47143	11431	7667	6091	5467	27811	125434	268587	269990	335793	36169	15521
1947	86597	10194	7618	4596	5156	51441	111921	362165	339664	38487	13774	12279
1948	23947	36535	8981	7344	8484	60337	223322	324724	526997	83652	58871	25655
1949	42247	34373	13442	7204	5304	25187	176017	151699	228091	100163	14218	10513
1950	8461	6879	6154	4679	4494	80538	276679	159238	321091	100494	12564	7195
1951	8663	5209	4892	4104	3695	6362	115220	199464	374604	29386	7964	9729
1952	5554	4212	3753	3579	2930	104978	406833	534976	251133	55280	8724	8919
1953	7250	78114	12191	4882	3566	8426	140565	273212	257105	71041	8748	10725
1954	8627	4069	3025	2406	2366	36236	302892	326949	172757	135964	11907	6945
1955	54075	7588	4606	3511	3744	6029	228431	618751	587890	112584	14138	9770
1956	8504	6599	5188	4534	10722	95643	261089	285539	328647	25124	7775	6700
1957	5423	4034	7227	4779	3732	4497	96261	180092	166481	321769	22880	10001
1958	8068	7195	54967	5228	5384	78757	523866	435461	943196	365597	152042	33619
1959	17935	8073	6520	8735	4762	19590	210563	478311	224145	173057	34632	14430
1960	53968	11586	6889	4563	4053	5370	94815	255473	147341	59853	17186	17139
1961	85459	12480	4782	3871	2953	45057	334755	305324	620482	99425	14574	12623
1962	6935	6026	3355	3175	2835	66321	174426	205561	343774	253121	25242	14329
1963	12469	6686	6124	3730	4715	39016	409892	363846	534641	169590	20489	107923
1964	16964	10169	7005	4613	4680	21927	67869	248208	424862	207338	13281	11946
1965	7324	5716	3861	3297	3286	4169	39531	299666	731762	97087	14497	42774
1966	20256	25772	9910	8491	7485	34543	175119	612292	480636	94909	16064	26403
1967	24964	10232	7942	4482	4774	14502	172501	642327	534349	67174	18411	47946
1968	14777	51139	350680	12511	5990	8843	208161	336017	1409289	149202	50594	116661
1969	118890	22241	8034	4376	3629	4390	273534	288664	334026	453995	26641	143866
1970	125961	44528	17236	6738	5025	34931	283278	522639	630155	119544	13532	8730
1971	7355	4917	4161	4508	4665	42011	219864	292006	495881	129631	14359	9061
1972	15776	5666	4720	3457	3107	9217	66178	129579	247733	75726	435591	111260
1973	92141	45705	16033	7390	5949	11983	242780	702769	637542	114740	22085	12646
1974	10716	8029	6641	4100	10026	13306	184960	244109	291478	106147	12350	112836
1975	35121	10070	7056	4612	3885	4826	475637	572371	338270	141762	20509	10356
SU'A	981570	500657	610709	155586	146763	966234	6622493	10620029	13193012	4287825	1140211	988500
PRO'.	32719	16869	20357	5186	4892	32208	220750	354001	439767	142927	38007	32950

TABLA 3
ESTACION ACAPONETA

RESUMEN DE ESCURRIMIENTOS ANUALES

AÑO.	VOLUMEN ANUAL ESCURRIDO MILLONES DE M ³
1946	1,157.1
1947	1,043.9
1948	1,388.8
1949	808.5
1950	988.5
1951	769.3
1952	1,390.9
1953	875.8
1954	1,014.1
1955	1,651.2
1956	1,046.1
1957	826.2
1958	2,613.4
1959	1,200.9
1960	678.2
1961	1,541.8
1962	1,105.1
1963	1,679.2
1964	1,038.9
1965	1,253.0
1966	1,511.9
1967	1,549.6
1968	2,714.3
1969	1,682.3
1970	1,812.4
1971	1,228.4
1972	1,108.3
1973	1,911.7
1974	1,004.7
1975	1,624.8
TOTAL	40,219.3
VOL. MEDIO ANUAL =	1,340.6

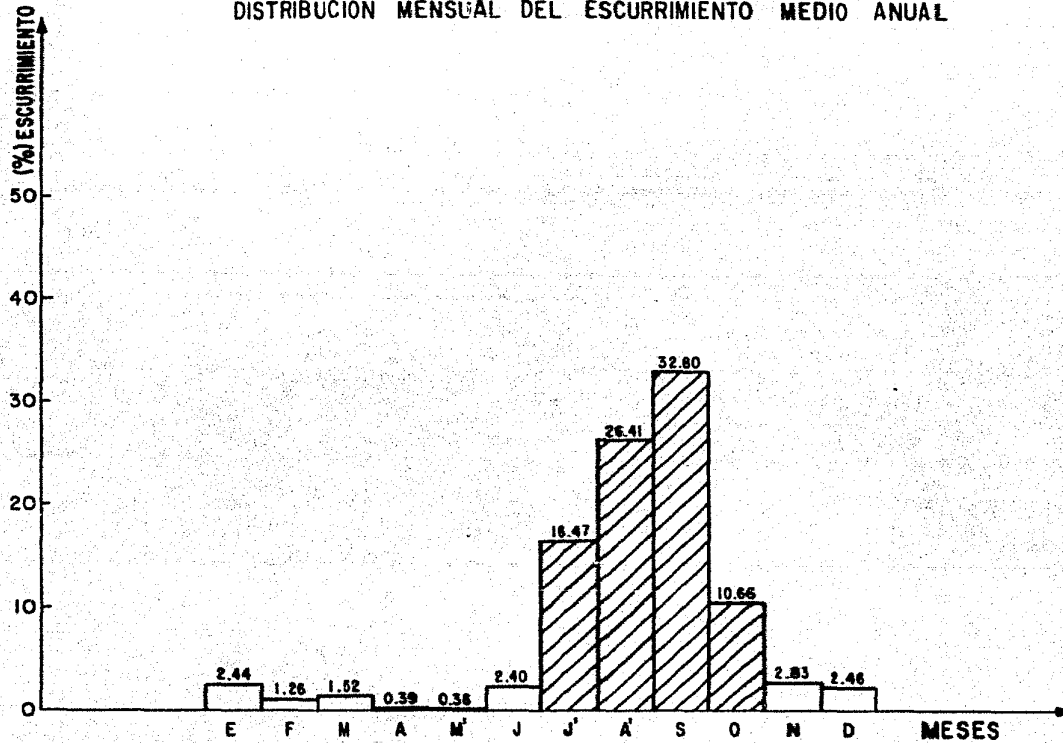
TABLA 4

DISTRIBUCIÓN POR MES DEL ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL

M E S	(%)
ENERO	2.44
FEBRERO	1.26
MARZO	1.52
ABRIL	0.39
MAYO	0.36
JUNIO	2.40
JULIO	16.47
AGOSTO	26.41
SEPTIEMBRE	32.80
OCTUBRE	10.66
NOVIEMBRE	2.83
DICIEMBRE	2.46

ESTACION ACAPONETA, NAY.

DISTRIBUCION MENSUAL DEL ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL



GRAFICA 1.

TABLA 5

ESTACION ACAPONETA

RESUMEN DE ACARREOS ANUALES DE AZOLVES EN SUSPENSION

AÑO	VOLUMENES DE ACARREO MILES M ³
1957	1,022.132
1958	887.917
1959	202.314
1960	244.918
1961	557.359
1962	302.283
1963	1,395.707
1964	495.552
1965	*
1966	383.556
1967	582.471
1968	*
1969	1,011.286
1970	833.981
1971	310.908
1972	847.829
1973	<u>1,442.079</u>
SUMA	10,520.292
PROM.	701.353

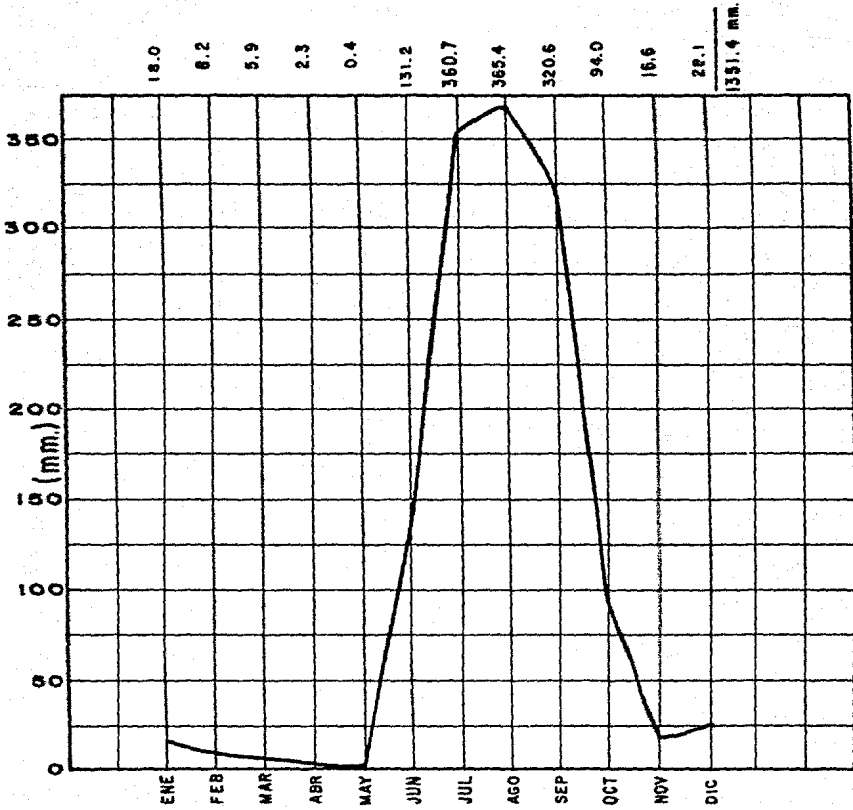
* AÑOS INCOMPLETOS

TABLA 6

PRECIPITACION EN MM EN LA ESTACION ACAPONETA

ANO \ MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA
1946	98.0	INAP	0	4.0	0	62.0	344.0	408.5	426.0	166.0	11.0	68.5	1597.0
1947	12.0	0	11.5	INAP	2.0	98.2	328.0	473.0	225.0	12.0	10.0	1.5	1173.2
1948	10.5	INAP	0	0	INAP	70.0	268.5	368.0	263.5	120.0	89.0	6.0	1195.5
1949	25.6	INAP	0	INAP	0	142.5	256.5	314.0	447.5	70.3	0.0	2.5	1258.9
1950	0	INAP	INAP	0	INAP	160.6	389.9	388.2	387.1	128.8	0	0	1454.6
1951	39.0	0	2.0	INAP	0	58.8	281.1	386.2	478.1	8.0	1.5	13.5	1268.2
1952	0	0	0	6.0	0	371.7	448.8	463.8	335.6	14.2	0	3.5	1643.6
1953	0	65.5	0	0	0	23.3	412.1	271.0	82.1	137.5	INAP	19.7	1011.2
1954	0	0	0	0	0	181.4	555.8	253.0	357.0	246.5	0	INAP	1593.7
1955	30.9	0	0	INAP	0	15.2	473.2	363.5	401.7	38.0	INAP	INAP	1322.5
1956	9.0	0	0	0	2.3	270.0	271.8	350.6	235.7	7.3	INAP	INAP	1146.7
1957	INAP	1.0	13.8	0	INAP	27.0	458.9	333.5	283.0	238.1	2.0	INAP	1357.3
1958	27.0	17.0	47.0	INAP	INAP	213.0	552.0	298.4	593.4	209.0	45.2	19.0	2021.0
1959	6.0	INAP	0	47.0	0	173.5	439.5	413.5	213.6	123.4	2.0	40.6	1459.1
1960	24.0	INAP	0	0	0	20.5	362.5	339.6	234.6	87.2	1.0	35.4	1104.8
1961	72.5	0	INAP	3.0	0	241.4	515.5	357.0	353.0	82.0	0	2.5	1626.9
1962	17.5	1.5	0.0	INAP	0	368.2	247.5	475.9	298.3	194.4	57.0	12.8	1673.1
1963	0	19.7	0	0	INAP	194.1	636.8	231.2	287.9	150.8	13.5	49.1	1583.1
1964	6	INAP	INAP	0	0	30.7	223.5	382.2	555.6	11.7	0	42.3	1252.0
1965	11.9	0	0	INAP	0	18.7	194.4	561.2	253.8	0	0	116.7	1159.7
1966	20.3	34.6	INAP	8.3	0	240.6	142.8	349.9	296.1	163.5	0	31.9	1288.0
1967	42.1	0	INAP	0	INAP	98.0	206.2	298.1	333.6	21.2	0	73.4	1072.6
1968	0.5	21.1	98.7	INAP	0	12.2	236.4	225.3	222.0	53.2	28.8	129.9	1025.1
1969	0.3	23.5	4.7	0	INAP	18.1	210.4	640.4	292.7	172.4	2.2	79.6	1453.3
1970	9.3	34.1	INAP	0	0	137.1	501.7	257.4	312.0	0	13.5	0	1265.1
1971	2.6	0	INAP	0	0	280.0	196.6	241.5	443.2	70.5	0	1.5	1235.9
1972	20.0	INAP	INAP	0	INAP	56.8	447.3	347.2	252.6	144.3	223.3	80.0	1571.5
1973	44.5	28.0	INAP	0	0	174.0	343.2	424.9	382.2	59.5	0	2.0	1458.3
1974	0	0	0	0	0	9.2	130.8	271.9	445.8	190.2	17.3	INAP	1072.3
1975	10.6	INAP	0	0	0	48.3	596.1	295.2	180.8	73.4	0	3.0	1207.4
SUMA	540.1	246	177.7	68.3	13.5	3936.7	10821.9	10961.1	9617.9	2819.5	497.0	842.0	40641.6
PROM.	18.0	8.2	5.9	2.3	0.4	131.2	360.7	365.4	320.6	94.0	16.6	28.1	1351.4

ESTACION ACAPONETA, NAY.
PRECIPITACION MEDIA MENSUAL



GRAFICA 2.

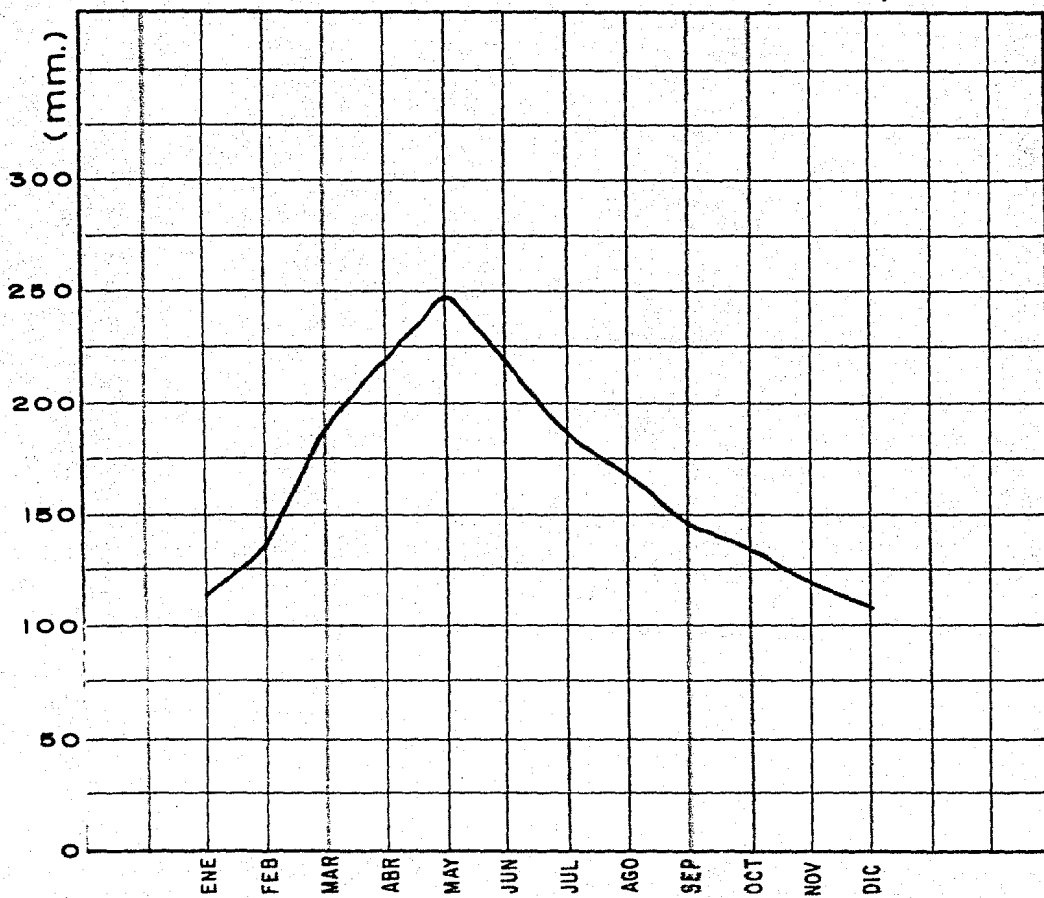
- 21 -
TABLA 7

EVAPORACION EN MM EN LA ESTACION ADAPONETA

MES AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1946	106.0	151.5	223.9	244.6	241.5	216.3	210.2	184.3	165.8	137.2	124.8	131.5
1947	102.7	143.0	192.4	224.6	252.2	228.8	223.7	203.3	147.0	152.7	140.1	121.9
1948	127.0	137.6	194.1	231.5	252.4	243.1	162.1	154.6	129.8	116.7	92.8	81.5
1949	81.2	95.8	168.3	204.1	236.1	190.7	165.9	184.6	153.3	127.4	116.1	93.6
1950	105.7	122.5	185.9	212.9	243.4	230.8	174.6	169.5	150.2	136.2	107.8	96.6
1951	99.9	128.8	174.8	196.1	236.5	—	—	—	—	—	—	—
1952	—	—	183.5	216.2	253.3	185.4	184.4	178.8	144.8	144.9	116.5	93.0
1953	113.2	119.1	184.3	203.9	245.8	253.4	197.6	177.5	154.8	127.0	121.3	97.1
1954	110.6	131.4	188.0	227.5	240.5	220.5	186.8	171.9	143.8	124.2	108.2	98.3
1955	85.9	123.9	190.5	223.9	240.9	244.3	206.5	169.5	144.4	129.4	118.6	114.2
1956	124.1	138.1	203.5	220.8	252.5	203.8	184.3	188.2	159.0	146.2	137.8	111.8
1957	121.4	135.9	177.1	219.3	241.4	255.7	206.2	173.5	154.1	131.6	92.5	98.9
1958	112.4	116.4	152.9	201.4	274.2	186.5	183.2	163.3	162.5	124.0	101.4	124.8
1959	129.9	130.0	208.1	215.5	251.7	224.6	181.1	188.3	158.8	144.9	134.0	138.7
1960	137.8	139.4	213.3	227.6	259.2	237.7	216.0	181.5	164.7	138.7	112.5	97.5
1961	115.6	137.3	182.1	227.1	261.1	196.8	171.2	165.1	170.0	138.5	126.9	114.5
1962	139.4	141.2	197.9	259.3	259.7	216.4	190.4	185.0	145.6	128.6	106.3	106.9
1963	127.3	134.3	184.9	218.4	253.4	226.5	151.6	170.4	147.2	134.5	117.1	114.3
1964	109.0	134.0	179.6	229.1	234.7	223.7	197.9	176.5	133.0	127.8	118.9	105.5
1965	103.2	125.1	192.1	215.7	256.0	237.8	241.4	180.4	162.2	140.7	122.8	113.8
1966	96.5	116.2	186.0	201.6	254.2	237.4	183.2	167.3	161.4	127.5	125.8	116.7
1967	121.4	132.8	204.4	238.4	247.2	211.9	176.3	146.6	156.2	126.6	131.4	100.8
1968	115.1	151.1	179.4	190.0	263.4	204.3	189.4	164.0	151.1	143.8	129.4	95.1
1969	111.4	115.7	173.0	223.9	237.2	229.7	173.1	165.8	128.7	119.4	108.5	102.4
1970	109.0	117.0	165.0	199.6	239.9	225.8	163.4	145.2	137.4	176.8	155.8	120.5
1971	120.6	146.7	200.3	212.8	216.5	206.6	177.7	134.3	114.0	128.9	137.1	113.2
1972	105.9	149.1	193.4	227.5	271.8	170.7	187.0	155.9	147.9	140.2	108.4	110.9
1973	113.4	110.5	156.0	195.8	228.4	216.0	176.1	141.3	125.5	132.5	128.4	133.5
1974	114.7	154.3	191.3	234.1	231.1	235.7	169.7	151.7	130.8	135.9	132.6	88.3
1975	95.5	120.1	195.1	219.1	252.3	228.4	169.7	172.1	134.9	151.3	125.1	106.8
SUMA	3258.8	3802.8	5627.1	6562.3	7428.5	6389.3	5402.7	4910.4	4278.9	3936.1	3498.9	3142.6
PROM.	112.4	131.1	187.6	218.7	247.6	220.3	186.3	169.3	147.6	135.7	120.6	108.4

ESTACION ACAPONETA, NAY.
EVAPORACION MEDIA MENSUAL

112.4 131.1 187.6 218.7 247.6 220.3 186.3 169.3 147.6 135.7 120.6 108.4 1985.6 mm.



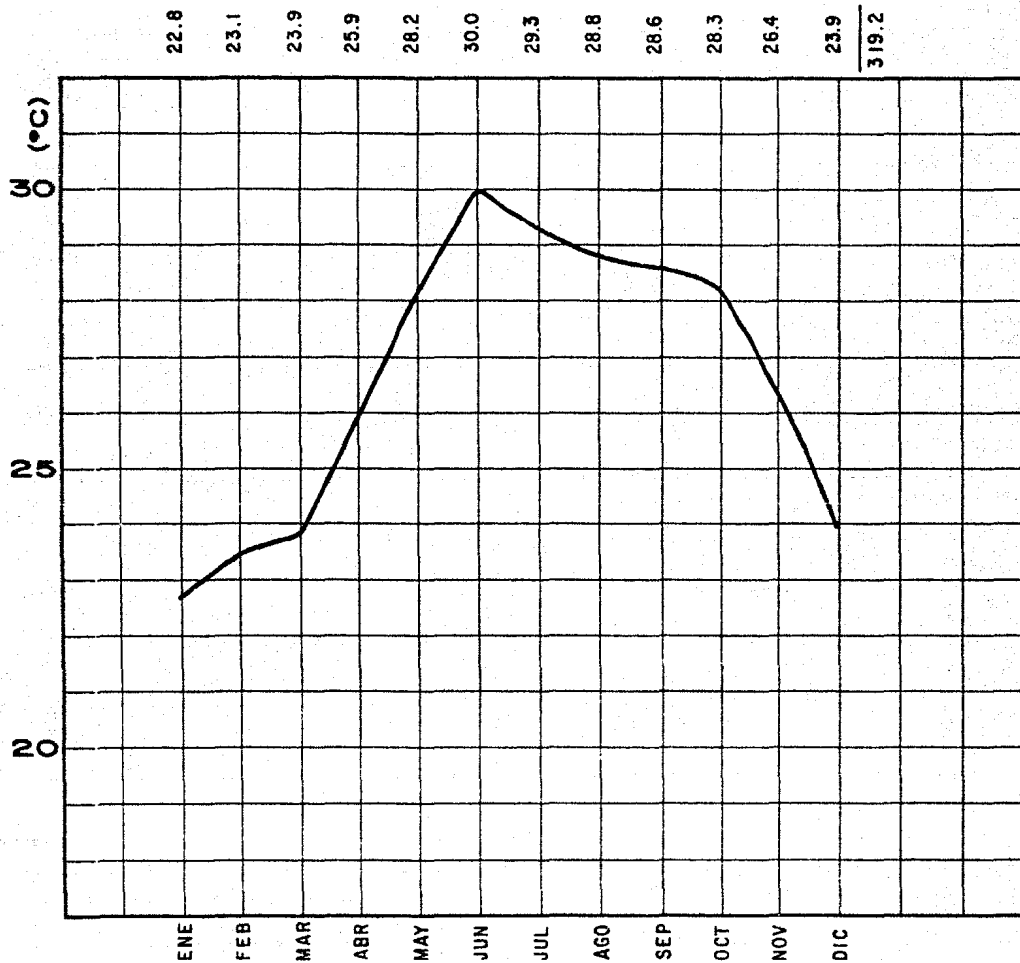
GRAFICA 3

TABLA 8

TEMPERATURA MEDIA MENSUAL EN °C EN LA ESTACION ACAPONETA

LES AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
1946	—	—	—	27.8	28.7	31.8	29.4	28.8	27.8	28.2	26.3	24.0
1947	21.5	23.0	23.5	24.0	28.0	28.9	28.9	27.8	28.3	28.8	25.9	23.4
1948	22.4	23.9	24.1	26.9	29.0	29.8	33.5	28.4	28.2	27.3	25.5	24.4
1949	21.5	22.8	24.4	24.3	27.3	28.3	28.2	28.6	28.1	27.5	24.6	24.3
1950	23.3	23.7	23.6	25.1	—	30.4	28.5	29.1	28.5	28.8	26.9	24.0
1951	21.7	22.3	24.0	26.0	27.5	30.1	29.3	29.3	28.9	28.7	27.1	25.1
1952	24.2	23.8	22.5	25.7	27.2	29.0	28.9	28.8	29.1	28.6	26.7	23.4
1953	22.7	23.0	24.8	26.1	27.2	31.1	29.2	29.4	29.5	28.7	25.5	22.8
1954	24.3	24.9	24.4	26.9	28.5	30.3	28.5	28.8	29.0	28.0	25.6	24.0
1955	21.1	21.8	24.1	25.0	27.8	30.7	28.9	28.3	28.5	28.4	26.2	24.3
1956	25.5	21.5	23.4	25.5	29.6	30.2	28.7	28.9	29.0	28.8	27.3	24.9
1957	23.2	23.5	23.4	25.6	27.5	30.4	29.9	29.0	29.6	27.7	25.7	25.0
1958	22.0	23.9	23.4	26.7	29.0	30.2	29.3	29.0	28.0	28.3	28.2	25.0
1959	23.9	24.7	24.5	27.5	29.2	30.4	29.1	28.5	29.3	27.9	26.5	23.4
1960	22.5	21.3	24.3	25.7	23.7	30.7	30.0	29.3	29.1	28.5	27.7	24.3
1961	23.1	23.5	23.9	25.8	29.2	30.2	28.7	29.0	28.6	29.1	25.1	23.3
1962	23.0	24.1	22.9	26.7	28.8	29.3	29.1	28.7	27.9	28.6	26.2	24.1
1963	23.6	24.2	24.6	27.8	30.0	30.3	28.5	29.0	29.2	28.1	26.6	24.4
1964	22.8	22.7	24.8	26.8	28.0	30.7	30.1	29.6	29.1	28.6	27.3	24.1
1965	24.3	22.6	25.0	27.8	29.0	31.2	30.6	28.7	28.9	28.7	28.5	24.7
1966	22.4	21.0	24.1	26.9	29.8	31.3	30.4	29.4	29.1	28.2	27.3	24.1
1967	21.6	22.9	24.7	25.2	29.0	31.2	30.5	29.6	28.7	28.3	26.7	22.9
1968	22.2	24.4	23.6	26.3	28.3	30.2	30.0	29.3	28.9	29.6	26.5	24.9
1969	23.6	24.1	23.8	26.7	29.0	30.3	30.4	30.2	28.9	28.1	26.6	23.5
1970	23.0	25.0	23.9	25.6	28.1	29.4	28.7	—	—	—	—	—
1971	—	—	22.6	24.8	27.3	28.7	28.5	27.5	27.7	27.4	26.0	22.3
1972	20.2	19.9	—	26.3	28.9	29.4	29.4	28.3	28.6	28.1	26.6	24.0
1973	22.0	23.1	23.3	24.0	27.1	28.1	28.6	27.6	27.6	27.2	26.6	22.3
1974	22.5	21.3	23.0	26.0	26.7	29.3	27.8	28.5	27.8	27.7	26.3	22.1
1975	21.5	21.6	23.6	24.3	26.3	29.2	27.4	28.3	27.9	27.8	24.9	22.8
SUMA	637.6	645.8	668.0	728.0	816.5	901.1	879.0	835.7	829.8	819.7	764.9	691.9
P.D.	22.8	23.1	23.9	25.9	29.2	30.0	29.3	28.8	28.6	28.3	26.4	23.9

ESTACION ACAPONETA, NAY.
TEMPERATURA MEDIA MENSUAL



GRAFICA 4

3. ANALISIS CICLONICO DE LA REGION

Debido a que el sitio elegido para el aprovechamiento pertenece a la región costera del Océano Pacífico es conveniente hacer un análisis ciclónico de la zona ya que éste es un factor muy importante en la determinación de la avenida de diseño de la estructura de excedencias.

Con el fin de conocer la forma en que se han comportado los ciclones del Pacífico, se analizaron los datos de sus trayectorias en el período de 1930 a 1968, habiéndose encontrado que de 203 ciclones ocurridos sólo 66 tocaron tierra; es decir, que sólo un 33 % entraron a tierra.

NUMERO DE CICLONES TROPICALES DEL PACIFICO QUE ENTRARON A TIERRA Y MES DE OCURRENCIA (1930-1968).

M E S	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	TOTAL
NUMERO	1	11	4	8	24	18	0	66
%	1.5	16.7	6.1	12.2	36.0	27.5	0	100

NUMERO DE CICLONES TROPICALES DEL PACIFICO QUE HAN AFECTADO LA COSTA MEXICANA Y ESTADO POR DONDE ENTRARON (1930-1968)

P. DE B. CAL.	SON	SIN	NAY	JAL, COJ Y MICH.	GRU	OAX	CHIS	TOTAL
6	18	<u>14</u>	<u>6</u>	10	7	5	0	66

Por los datos anteriores puede observarse que nuestra zona de estudio (Llanura Costera de Sinaloa y Nayarit) fue afectada por 20 ciclones en un período de 39 años, lo que equivale a un ciclón por cada 2 años.

4. AVENIDA MAXIMA PROBABLE.

Esta parte tiene como objeto la determinación de la avenida máxima, que con cierta frecuencia se pueda esperar de la cuenca tributaria en el sitio elegido para el vaso.

4.1 Análisis de averidas.

En el diseño de obras de protección contra inundaciones, o cualquier otro tipo de obras que sirvan para dar paso a un cierto caudal de agua, uno de los problemas a resolver es: ¿Qué dimensiones tendrán éstas para que cumplan con sus objetivos y además sean económicas? Para resolver tal problema es necesario conocer el gasto máximo producto de una avenida y en muchas ocasiones la distribución de ésta con respecto al tiempo (hidrograma).

La magnitud de la avenida es función directa del período de retorno T_r que se le asigne, el que a su vez, depende de la importancia de la obra y de la vida útil de la misma.

El período de retorno T_r de una avenida se puede definir como el intervalo de recurrencia promedio de que esa avenida sea igualada o superada en un determinado lapso de tiempo y viene dado por la expresión siguiente:

$$T_r = \frac{n + 1}{m} \quad (4.1)$$

donde:

- Tr = Período de retorno
- n = Número de años del registro
- m = Número de orden del gasto máximo anual en el análisis

La definición anterior permite el desglose de las siguientes relaciones de probabilidad:

- La probabilidad de que la avenida (Y) ocurra en cualquier año.

$$P(Y) = \frac{1}{Tr} \quad (4.2)$$

- La probabilidad de que (Y) no ocurra en cualquier año.

$$P(\bar{Y}) = 1 - P(Y) = 1 - \frac{1}{Tr} \quad (4.3)$$

- La probabilidad de que (Y) no ocurra en n años sucesivos.

$$P(\bar{Y})^n = \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \quad (4.4)$$

- La probabilidad conocida como de ocurrencia o riesgo R, de que (Y) ocurra al menos una vez en n años sucesivos.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \quad (4.5)$$

Si se considera que n sea la vida útil de una obra, de la ecuación 4.5, obtenemos la ecuación 4.6.

$$Tr = \frac{1}{1 - (1-R)^{1/n}} \quad (4.6)$$

que nos permite determinar a partir de la asignación de un cierto riesgo de que una avenida ocurra al menos una vez en n años sucesivos, el periodo de retorno de la misma. La tabla 9 nos indica los periodos de retorno T_r correspondientes a diversos niveles de riesgo R y periodos de diseño n .

De lo anterior se tiene que la asignación de un periodo de retorno T_r a una avenida para realizar el diseño de una obra, si se acepta que la vida de diseño es constante, es función directa de la probabilidad de que se presente un evento mayor al de diseño (riesgo) durante su vida operacional.

En la mayor parte de los casos, especialmente para las estructuras que tienen un gran volumen de almacenamiento, la falla no puede tolerarse y por lo tanto la avenida de diseño de la misma es la máxima avenida que puede esperarse razonablemente en una corriente en el punto elegido. Sin embargo, la elección de una avenida de diseño menor que la máxima probable es una decisión que requiere de un análisis hidrológico y económico del problema teniendo en consideración los siguientes puntos:

- a) Costo de la obra.
- b) Daños que pueden tenerse al presentarse la falla.
- c) Costo de mantenimiento.
- d) Inconvenientes y perjuicios en el caso de la falla.
- e) Riesgo de vidas humanas.

Conforme se incrementa la magnitud de la avenida de diseño, el costo de la obra crece y al mismo tiempo, la probabilidad de riesgo disminuye. Se puede construir una gráfica de avenidas de diseño contra

TABLA 9
 PERIODOS DE RETORNO ASOCIADOS CON DIVERSOS GRADOS DE
 RIESGO Y VIDA DE DISEÑO

RIESGO R	VIDA DE DISEÑO ESPERADA, EN AÑOS n							
	2	5	10	15	20	25	50	100
95	1.29	2.22	3.86	5.52	7.18	8.86	17.2	33.9
90	1.46	2.71	4.86	7.03	9.19	11.4	22.2	43.9
75	2.00	4.13	7.73	11.0	14.9	18.6	36.6	72.6
50	3.41	7.73	14.9	22.1	29.4	36.6	72.6	145.0
40	4.44	10.3	20.1	29.9	39.7	49.5	98.4	196.3
30	6.12	14.5	28.5	42.6	56.5	70.6	140.7	281.0
25	7.46	17.9	35.3	52.6	70.0	87.3	174.0	348.0
20	9.47	22.9	45.3	67.7	90.1	113.0	225.0	449.0
15	12.8	31.3	62.0	90.8	123.6	154.3	308.0	616.0
10	19.5	48.0	95.4	142.9	190.0	238.0	475.0	950.0
5	39.5	98.0	195.0	292.9	390.0	488.0	975.0	1,950.0
2	99.0	248.0	495.0	743.0	990.0	1,238.0	2,476.0	4,951.0
1	199.5	498.0	995.0	1,492.0	1,990.0	2,488.0	4,977.0	9,953.0

$$T_r = \frac{1}{1 - (1-R)^{1/n}}$$

costo total anual tanto de la obra en sí, como de los daños que ocasionaría su falla. Se elegirá la avenida a la que corresponda el costo anual mínimo.

Para la obtención de la avenida máxima probable, uno de los estudios más usuales, (si se cuenta con registros hidrométricos), es el análisis de gastos máximos anuales. El análisis de gastos máximos anuales consiste en la obtención de la distribución de frecuencias para obtener posteriormente a partir de ella, el gasto de diseño para un cierto período de retorno T_r . La metodología que se sigue es la siguiente:

- 1° Obtención de los períodos de retorno y probabilidad de recurrencia de cada uno de los gastos máximos anuales. Para esto se ordenan en forma decreciente, asignándoles un número de orden y valiéndose de las ecuaciones 4.1 y 4.2, respectivamente.
- 2° Conocidos los períodos de retorno y la probabilidad de recurrencia de cada gasto máximo anual, se procede a determinar la distribución de probabilidad que mejor se ajuste y esto se logra seleccionando diversas distribuciones teóricas y probando cuál es la más representativa de la muestra. Se debe tomar en cuenta que cuando se analizan gastos máximos anuales, en ocasiones se tiene que algunos de ellos ocurren durante la época de ciclones y que estos ciclones afectan dichos gastos, con lo cual tenemos que la información está constituida por dos poblaciones distintas. Por lo anterior, es conveniente proceder antes de ajustar la información a una cierta distribución de frecuencias, graficar los gastos máximos anuales registrados, con respecto a sus períodos de retorno en papel de probabilidad de Gumbel.

3ª Determinada la distribución de frecuencias de los gastos máximos - anuales que se estén analizando, se procede a valuar el período de retorno asignado al diseño.

Con el período de retorno de diseño; a partir de la distribución de gastos conocida, se obtiene el gasto máximo de diseño. - Se debe tener en consideración las limitaciones que implica la extrapolación cuando el período de diseño es grande comparado con los años - del registro disponible.

4.2. Obtención de la avenida máxima probable esperada en el Vaso Huajicori.

La Estación Hidrométrica Acaponeta cuenta con un registro de gastos máximos anuales que cubren un período de 30 años; de 1946 a - 1975. Las mayores crecientes se sucedieron en septiembre de 1968 y en noviembre de 1972, siendo del orden de 16,000 y 7,050 m³/seg, respectivamente. La tabla 10 contiene todos los gastos máximos anuales instantáneos registrados en la estación.

Para la obtención del período de retorno y probabilidad - de recurrencia de cada uno de los gastos observados, se ordenaron estos en forma tabular de mayor a menor, empleando para el cálculo las ecuaciones 4.1 y 4.2. Los valores así obtenidos se encuentran en la tabla 11, éstos a su vez, se graficaron en papel de probabilidades de Gumbel, con el fin de observar la tendencia de la muestra (gráfica 5). - En base a esta gráfica se puede inferir que la muestra se compone de -- dos tipos de poblaciones; una cuyos escurrimientos son función de las -

TABLA 10

ESTACION ACAPONETA

GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS ANUALES

AÑO	MES	DIA	Q. MAX. M3/SEG.
1946	10	7	834
1947	9	11	1126
1948	9	10	1949
1949	9	19	434
1950	9	6	1220
1951	9	4	1334
1952	6	30	1390
1953	8	27	1561
1954	8	17	1041
1955	9	9	2052
1956	9	14	1442
1957	10	21	4500
1958	8	6	2080
1959	8	3	871
1960	8	17	692
1961	9	12	876
1962	6	25	597
1963	9	29	2706
1964	10	1	1691
1965	9	27	6150
1966	8	11	1067
1967	8	22	2099
1968	9	13	16000
1969	10	12	4230
1970	9	27	1582
1971	9	12	1211
1972	11	24	7060
1973	9	12	2510
1974	7	24	663
1975	7	31	1699

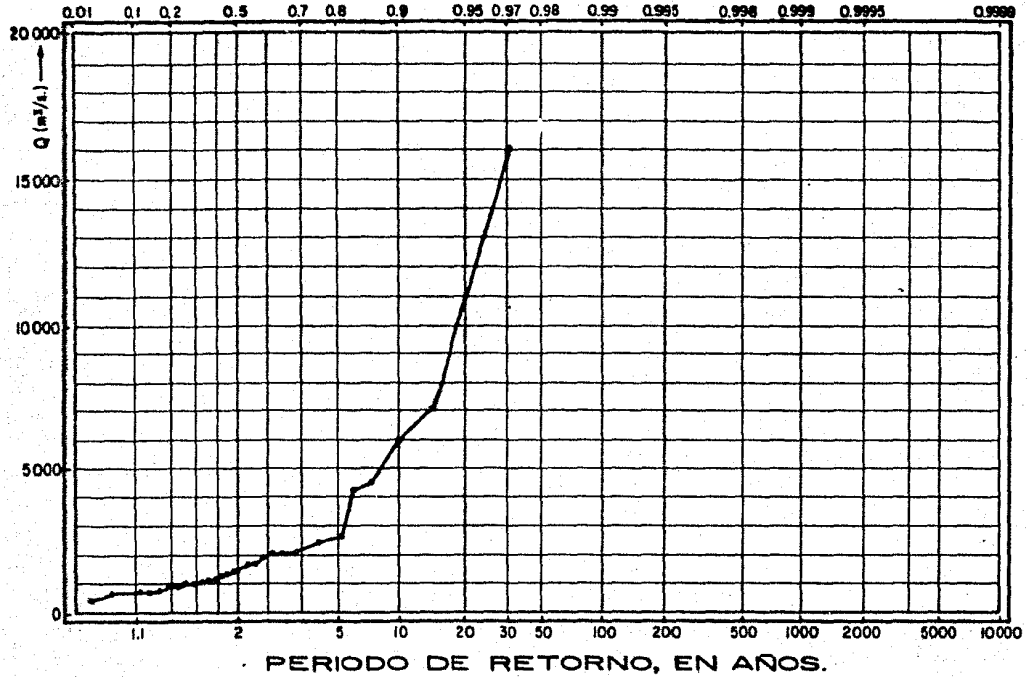
TABLA 11

OBTENCION DEL PERIODO DE RETORNO Y LA PROBABILIDAD DE RECURRENCIA DE LOS GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS ANUALES OBSERVADOS DE 1946 A - 1975.

AÑO	ORDEN m	GASTO MAX. Y	PERIODO DE RETORNO $T_r = \frac{n+1}{m}$	PROB. DE RECURRENCIA $P(Y) = 1/T_r$
1968	1	16,000	31.00	0.0323
1972	2	7,050	15.50	0.0645
1965	3	6,150	10.33	0.0968
1957	4	4,500	7.75	0.1290
1969	5	4,230	6.20	0.1613
1963	6	2,706	5.16	0.1935
1973	7	2,510	4.43	0.2258
1967	8	2,099	3.88	0.2581
1958	9	2,080	3.44	0.2903
1955	10	2,052	3.10	0.3225
1948	11	1,949	2.82	0.3548
1975	12	1,699	2.58	0.3871
1964	13	1,691	2.38	0.4194
1970	14	1,582	2.21	0.4516
1953	15	1,561	2.06	0.4839
1956	16	1,442	1.94	0.5161
1952	17	1,390	1.82	0.5484
1951	18	1,334	1.72	0.5806
1950	19	1,220	1.63	0.6129
1971	20	1,211	1.55	0.6452
1947	21	1,126	1.48	0.6774
1966	22	1,067	1.41	0.7097
1954	23	1,041	1.35	0.7419
1961	24	875	1.29	0.7742
1959	25	871	1.24	0.8065
1946	26	834	1.19	0.8387
1960	27	692	1.15	0.8710
1974	28	653	1.11	0.9032
1962	29	597	1.07	0.9355
1949	30	434	1.03	0.9677

PROBABILIDAD

$$P(\gamma) = 1 - \frac{1}{T_r}$$



GRAFICA 5.

características atmosféricas y meteorológicas normales de la región y otra proveniente de fenómenos ciclónicos. Conforme a lo anterior, y del resultado del análisis ciclónico de la zona se puede afirmar que la elección de un método que tome en cuenta los dos tipos de poblaciones, resultará el más adecuado para obtener la distribución teórica más apegada a la muestra, sin embargo, se piensa conveniente con el objeto de comparación, analizar además otros tipos de distribución. Entre las distribuciones de frecuencias más empleadas se hayan las siguientes:

Distribución de Valores Extremos Tipo I de Gumbel.- Esta distribución se basa en el tamaño de la muestra y en sus propiedades estadísticas como son: su media y su variancia; y de acuerdo con esto, la distribución se expresa como:

$$Y = \bar{Y} - \frac{S_y}{\sqrt{n}} \left(Y_n + \log_e \log_e \frac{T_r}{T_r - 1} \right) \quad (4.7)$$

donde:

Y = Gasto máximo relacionado con el T_r , en m^3/seg .

\bar{Y} = Media de los gastos máximos anuales registrados, en m^3/seg .

S_y = Desviación estándar de los gastos.

\sqrt{n} , Y_n = Parámetros en función del tamaño de la muestra.

T_r = Periodo de retorno asignado al evento para el cual se desea obtener el gasto máximo, en años.

Método de Nash.- Este autor propone un ajuste de la muestra por medio de mínimos cuadrados basándose en la distribución de Gumbel de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$Y = a + c \log_e \log_e \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (4.8)$$

o de otra forma:

$$Y = a + cx \quad (4.9)$$

donde:

Y = Gasto máximo relacionado con el Tr, en m³/seg.

Tr = Período de retorno asignado al evento para el cual se desea obtener el gasto máximo, en años.

a, c = Parámetros a determinar por medio de regresión lineal.

Distribución Pearson Tipo III.- Karl Pearson derivó una serie de funciones de probabilidad virtualmente aptas para cualquier tipo de distribución, entre las que se encuentra la del tipo III, -- que se expresa como:

$$Y = \text{antilog } Y^* \quad (4.10)$$

$$Y^* = (\overline{\log Y}) + K \sqrt{\log Y} \quad (4.11)$$

donde K es función de Tr y el parámetro Cs.

$$Cs = \frac{N \sum (\log Y - \overline{\log Y})^3}{(N-1)(N-2) \sigma^3 \log Y} \quad (4.12)$$

Distribución Gumbel Doble.- Esta distribución considera dos tipos de poblaciones distintas y se expresa de la siguiente forma:

$$p(\bar{y}) = e^{-e^{-\frac{y+a_1}{c_1}}} \left(p + (1-p) e^{-e^{-\frac{y+a_2}{c_2}}} \right) \quad (4.13)$$

donde:

Y = Gasto máximo relacionado con el Tr, en m³/seg.

ρ, a_1, c_1, a_2, c_2 = Son parámetros por estimar.

$$P = \frac{N_1}{N}$$

N_1 = Número de gastos máximos de población no ciclónica.

N = Número total de gastos máximos de la muestra.

Para la población no ciclónica:

$$a_1 = 0.577 C_1 - \bar{X}_1$$

$$c_1 = (\sqrt{6} / \pi) S_1$$

Para la población ciclónica:

$$a_2 = 0.577 C_2 - \bar{X}_2$$

$$c_2 = (\sqrt{6} / \pi) S_2$$

\bar{X}_1 y S_1 son la media y la desviación estandar de los valores propios de cada población. Debido a que la ecuación 4.13 es una función implícita de "y", González V. propone una resolución por medio de iteraciones suponiendo un gasto y obteniendo su período de retorno o probabilidad correspondiente.

Los cuatro criterios estadísticos anteriores se aplicaron a los gastos máximos observados (1946-1975), dando por resultado la Tabla 12 que muestra, para cada una de las distribuciones, los gastos máximos correspondientes.

TABLA 12
GASTOS MAXIMOS PROBABLES EN M3/SEG.

Tr AÑOS	DISTRIBUCION TIPO I GUMBEL	NASH	DOBLE GUMBEL	LOG PEARSON TIPO III	*R EN %
10	9,889	7,346	5,750	4,780	99.48
20	11,836	9,286	9,300	7,272	92.31
30	12,957	10,412	11,073	9,736	81.64
50	14,357	11,826	13,178	12,163	63.58
100	16,247	13,739	15,918	17,650	40.00
500	20,612	18,174	22,091		9.53
1,000	22,489	20,086	24,721	56,644	4.88
5,000	26,845	24,524	30,809		1.00
10,000	28,720	26,436	33,429	169,609	0.50

$$*R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^{50}$$

* Probabilidad de ocurrencia de la avenida durante la vida de diseño del vaso, siendo ésta de 50 años.

5. OBTENCION DE LA LEY DE DEMANDAS DE EXTRACCION AL VASO .

5.1 Demandas para riego.

La demanda de riego se define como la cantidad de agua que se debe extraer o derivar de un almacenamiento para poder satisfacer las necesidades en riego, la cual se expresa en volumen o en por ciento.

El riego es la aplicación artificial del agua a los suelos para satisfacer las necesidades de agua que tienen los cultivos durante su desarrollo. El riego puede ser de aniego, auxilio o mixto.

Es riego de aniego cuando los cultivos aprovechan el agua que el suelo almacena después de que se aplica en cantidades fuertes, en una o hasta en dos ocasiones.

El riego de auxilio es aquel que únicamente suple las deficiencias de lluvia durante el desarrollo del cultivo.

Es riego mixto cuando intervienen los dos anteriores, iniciándose con un riego de aniego y suministrando después riegos de auxilio suplementarios.

Los cultivos requieren del agua que se encuentra en el suelo, en cantidad tal que permita su natural desarrollo para lograr la maduración bajo las condiciones locales en que se encuentren; a esta cantidad de agua óptima se le llama coeficiente de riego y puede expresarse en lámina, gasto por unidad de área o volumen por unidad de área pudiendo ser éste mensual, anual, por cultivo o por riego.

El coeficiente de riego se ve afectado por ciertos factores, siendo los principales los siguientes:

- a) La lluvia, temperatura, viento y otras características del clima durante el período vegetativo del cultivo.
- b) El carácter del suelo, considerando no sólo la constitución geológica, sino también el desarrollo físico del perfil del suelo, textura, estructura y poder retentivo para el agua.
- c) La clase de cultivo de que se trata.
- d) La aptitud del agricultor que se manifiesta en la aplicación del agua y el proceso que sigue en todas las operaciones propias del cultivo.

El coeficiente de riego puede ser neto o bruto expresado generalmente en metros; el primero se define como la cantidad de agua que efectivamente es aplicada sobre el terreno para satisfacer las necesidades de los cultivos durante su desarrollo o ciclo vegetativo; y el segundo, como la cantidad total de agua que se deriva para satisfacer la demanda de riego en la zona de aprovechamiento, siendo éste igual al coeficiente de riego neto más las pérdidas que ocasionan la conducción y la distribución del agua; éstas pérdidas están en función del tipo de canal, longitud del mismo, clase de terreno, nivel del manto freático, temperatura y habilidad de los encargados para la distribución del agua.

Para determinar las demandas y el coeficiente de riego se pueden emplear diferentes métodos dependiendo de los datos de que se disponga.

Método de Observación Directa.

Cuando se cuenta con datos observados de volúmenes de agua derivados para regar en forma adecuada una determinada superficie de terreno, el coeficiente bruto de riego se puede obtener dividiendo el volumen anual derivado entre el número de hectáreas efectivas regadas en el mismo año, y la distribución de las demandas de riego se obtienen al dividir el volumen derivado promedio de cada mes entre el volumen promedio anual derivado.

Método por Comparación.

Cuando existen características semejantes en las zonas por comparar, como tipo de terreno y clima, se puede asegurar que los cultivos, coeficientes de riego y la distribución de la demanda de riego, serán prácticamente los mismos.

Método Analítico.

Existen varios procedimientos para calcular analíticamente la cantidad de agua que consumen las plantas para su desarrollo y nutrición. El método más usado actualmente es el de Elaney-Criddle.

El método de Elaney-Criddle considera que las plantas aprovechan sólo un bajo porcentaje del agua de riego que se extrae del almacenamiento, debido a que la mayor parte se consume por diferentes causas siendo las más importantes la infiltración superficial o profunda, la evaporación en el terreno que las sustenta y la transpiración a través de ellas.

En los experimentos llevados a cabo para hacer posible este método se demostró que la evaporación y la transpiración están íntimamente ligadas entre sí y que ambas son una función intrínseca de la temperatura, por lo cual se ha convenido denominar a los dos fenómenos en conjunto como evapotranspiración o uso consuntivo.

Este método basa su cálculo en las temperaturas medias y en el tanto por ciento de la insolación total anual correspondiente a cada mes, ambos muy importantes en la actividad fisiológica del vegetal, como es la fotosíntesis.

El método de Blaney-Criddle tiene cierta flexibilidad para ajustarse a casos donde se tienen definidos los agrotipos que constituyen la cosecha, sin dejar de tomar en cuenta los principales factores ecológicos.

La expresión en sistema inglés que nos define el factor de uso consuntivo mensual es la siguiente:

$$f = \frac{t \times p}{100} \quad (5.1)$$

donde:

f = Lámina potencial mensual de consumo de agua, en pulgadas.

t = Temperatura media mensual, en °F.

p = Por ciento de la insolación total anual correspondiente al mes en cuestión.

La suma de los valores "f" para los distintos meses del período vegetativo de la cosecha, cuyo uso consuntivo se quiere conocer de un valor "F" que es el factor de uso consuntivo en la zona agrícola para la cosecha en cuestión. Ahora bien, el uso consuntivo propiamente dicho, está dado por la fórmula:

$$U_c = K F \quad (5.2)$$

en la que:

- U_c = Uso consuntivo en pulgadas.
- K = Coeficiente empírico, es función del tipo de cultivo.
- F = Suma de las láminas mensuales de consumo de agua en pulgadas.

El método de Blaney-Criddle no puede decirse que sea exacto, pues para aplicarse en zonas nuevas donde no se cuenta con datos observados directos de uso consuntivo, es necesario que las condiciones de esas zonas sean semejantes a aquella en donde fueron determinados los valores de K; así como igualdad de características generales de los suelos; fertilidad, capacidad productiva de las especies cultivadas, procedimientos agrícolas empleados y otros. Sin embargo, este método proporciona una guía de gran utilidad para la determinación de los probables consumos de agua de los cultivos.

Para el presente estudio, se acepta la ley de demandas mensuales para riego y la lámina bruta anual obtenidas por el método de Blaney-Criddle.

Aplicación del Método de Blaney-Criddle.

El proyecto Huajicori contempla el beneficio de una área neta de 50,000 Ha situada aguas abajo del sitio del almacenamiento. -- El programa de la distribución de los cultivos se presenta en la tabla 13.

Por medio del Memorandum Técnico No. 219, referente a -- Los Períodos de Siembra y Recolección de los Cultivos Anuales en los -- Distritos de Riego, editado por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, se determinaron del Distrito de Riego No. 43 del Estado de Nayarit los períodos de siembra y recolección de cada uno de los cultivos de la futura zona agrícola.

Para proceder al cálculo primeramente se hará la conversión de las fórmulas en sistema inglés que definen el uso consuntivo -- al sistema métrico decimal, quedando éstas de la siguiente manera:

$$f = \frac{p \times T}{100} \quad (5.3)$$

en donde:

f = Línea potencial mensual de consumo de agua en cm.

p = Porcentaje de insolación total anual correspondiente al mes en cuestión.

T = $4.572t + 81.28$, en la cual t es la temperatura media mensual en °C.

TABLA 13
PROGRAMA DE DISTRIBUCION DE CULTIVOS

CULTIVO	ESTABLECIDO		REPETIDO	
	AREA EN HA.	%	AREA EN HA.	%
Arroz	5,000	10.0	3,500	7.0
Frijol	2,500	5.0	2,500	5.0
Sorgo	7,500	15.0	6,000	12.0
Maiz	5,000	10.0	5,000	10.0
Tabaco	5,000	10.0		
Algodón	1,250	2.5		
Ajonjolí	3,000	6.0	3,000	6.0
Melón	500	1.0		
Sandía	500	1.0		
Jícama	250	0.5	250	0.5
Jitomate	500	1.0		
Chile Verde	500	1.0		
Chile Seco	500	1.0		
Hortalizas	500	1.0	500	1.0
Caña de Azúcar	5,000	10.0		
Pastos	7,500	15.0		
Frutales	5,000	10.0		
S U M A	50,000	100.0	20,750	41.5

Cabe hacer notar que los valores de p varían con la latitud y por lo tanto, aunque las temperaturas medias de un mes sean iguales en dos regiones distintas, se obtendrán diferentes láminas de consumo de agua para cada región.

La fórmula que nos determina el uso consuntivo queda de la siguiente forma:

$$u = kmf$$

en donde:

u = Uso consuntivo mensual del cultivo en cm.

km = Coeficiente mensual del cultivo en %.

f = Lámina potencial de consumo de agua en cm.

El cálculo de lámina potencial de consumo de agua se realizó en forma tabular como se muestra en la tabla 16 en base a los datos de temperatura media mensual del período de registros de 1946 a 1975 y a los valores de p para la Estación Climatológica Acaponeta.

Para facilitar el cálculo se empleó la tabla 14 para la obtención de los factores T , así como también la tabla 15 para los valores de p , interpolando para la latitud norte $22^{\circ}29'$, que es la localización de la estación climatológica.

Los valores de la lámina potencial de consumo de agua para cada mes así obtenidos son los siguientes:

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 SECCION DE HIDROLOGIA. DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS HIDROLOGICOS.
 TABLA PARA CALCULAR LOS VALORES DEL FACTOR T. DE LA FORMULA DE BLANEY-CRIDDLE
 EN FUNCION DE LA TEMPERATURA EN °C.

Fórmula en sistema Inglés:

$$f = \frac{p \cdot t}{100}$$

f Lámina potencial de consumo de agua en pulg.

p Porcentaje de asoleamiento.

t Temperatura media mensual en °F.

Fórmula en sistema métrico.

$$f = \frac{p \cdot T}{100}$$

f Lámina potencial de consumo de agua en cm.

p Porcentaje de asoleamiento.

T = 4.572 t + 81.28

en la cual t temperatura media mensual en °C.

0.0	81.3	81.7	82.2	82.7	83.1	83.6	84.0	84.5	84.9	85.4
1.0	86.9	86.3	86.8	87.2	87.7	88.1	88.5	89.1	89.5	90.0
2.0	90.4	90.9	91.3	91.8	92.3	92.7	93.2	93.6	94.1	94.5
3.0	95.0	95.5	95.9	96.4	96.8	97.3	97.7	98.2	98.7	99.1
4.0	99.6	100.0	100.5	100.9	101.4	101.9	102.3	102.8	103.2	103.7
5.0	104.1	104.6	105.1	105.5	106.0	106.4	106.9	107.3	107.8	108.3
6.0	103.7	109.2	109.6	110.1	110.5	111.0	111.5	111.9	112.4	112.8
7.0	113.3	113.7	114.2	114.7	115.1	115.6	116.0	116.5	116.9	117.4
8.0	117.9	118.3	118.8	119.2	119.7	120.1	120.6	121.1	121.5	122.0
9.0	122.4	122.9	123.3	123.8	124.3	124.7	125.2	125.6	126.1	126.5
10.0	127.0	127.5	127.9	128.4	128.8	129.3	129.7	130.2	130.7	131.1
11.0	131.6	132.0	132.5	132.9	133.4	133.9	134.3	134.8	135.2	135.7
12.0	136.1	136.6	137.1	137.5	138.0	138.4	138.9	139.3	139.8	140.3
13.0	140.7	141.2	141.6	142.1	142.5	143.0	143.5	143.9	144.4	144.9
14.0	145.3	145.7	146.2	146.7	147.1	147.6	148.0	148.5	148.9	149.4
15.0	149.9	150.3	150.8	151.2	151.7	152.1	152.6	153.1	153.5	154.0
16.0	154.4	154.9	155.3	155.8	156.3	156.7	157.2	157.6	158.1	158.5
17.0	159.0	159.5	159.9	160.4	160.8	161.3	161.7	162.2	162.7	163.1
18.0	163.6	164.0	164.5	164.9	165.4	165.9	166.3	166.8	167.2	167.7
19.0	168.1	168.6	169.1	169.5	170.0	170.4	170.9	171.3	171.8	172.3
20.0	172.7	173.2	173.6	174.1	174.5	175.0	175.5	175.9	176.4	176.8
21.0	177.3	177.7	178.2	178.7	179.1	179.6	180.0	180.5	180.9	181.4
22.0	181.9	182.3	182.8	183.2	183.7	184.2	184.6	185.1	185.5	186.0
23.0	186.4	186.9	187.4	187.8	188.3	188.7	189.2	189.6	190.1	190.6
24.0	191.0	191.5	191.9	192.4	192.8	193.3	193.8	194.2	194.7	195.1
25.0	195.6	196.0	196.5	197.0	197.4	197.9	198.3	198.8	199.2	199.7
26.0	200.2	200.6	201.1	201.5	202.0	202.4	202.9	203.3	203.8	204.3
27.0	204.7	205.2	205.6	206.1	206.6	207.0	207.5	207.9	208.4	208.8
28.0	209.3	209.8	210.2	210.7	211.1	211.6	212.0	212.5	213.0	213.4
29.0	213.9	214.3	214.8	215.2	215.7	216.2	216.6	217.1	217.5	218.0
30.0	218.4	218.9	219.4	219.8	220.3	220.7	221.2	221.6	222.1	222.6
31.0	223.0	223.5	223.9	224.4	224.8	225.3	225.8	226.2	226.7	227.1
32.0	227.6	228.0	228.5	229.0	229.4	229.9	230.3	230.8	231.2	231.7
33.0	232.2	232.6	233.1	233.5	234.0	234.4	234.9	235.3	235.8	236.2
34.0	236.7	237.2	237.6	238.1	238.5	239.0	239.5	239.9	240.4	240.8
35.0	241.3	241.8	242.2	242.7	243.1	243.6	244.0	244.5	245.0	245.4
36.0	245.9	246.3	246.8	247.2	247.7	248.2	248.6	249.1	249.5	250.0
37.0	250.4	250.9	251.4	251.8	252.3	252.7	253.2	253.6	254.1	254.6
38.0	255.0	255.5	255.9	256.4	256.8	257.3	257.8	258.2	258.7	259.1
39.0	259.6	260.0	260.5	261.0	261.4	261.9	262.3	262.8	263.2	263.7
40.0	264.2	264.6	265.1	265.5	266.0	266.4	266.9	267.3	267.8	268.3
41.0	269.7	269.2	269.6	270.1	270.6	271.0	271.5	271.9	272.4	272.8
42.0	273.3	273.8	274.2	274.7	275.1	275.6	276.0	276.5	277.0	277.4
43.0	277.9	278.3	278.8	279.2	279.7	280.2	280.6	281.1	281.5	282.0
44.0	282.4	282.9	283.4	283.8	284.3	284.7	285.2	285.6	286.1	286.6
45.0	287.0	287.5	287.9	288.4	288.8	289.3	289.8	290.2	290.7	291.1
46.0	291.6	292.0	292.5	293.0	293.4	293.9	294.3	294.8	295.2	295.7
47.0	296.2	296.6	297.1	297.5	298.0	298.5	298.9	299.4	299.8	300.3
48.0	300.7	301.2	301.7	302.1	302.6	303.0	303.5	303.9	304.4	304.9
49.0	305.3	305.8	306.2	306.7	307.1	307.6	308.1	308.5	309.0	309.4
50.0	309.9	310.3	310.8	311.3	311.7	312.2	312.6	313.1	313.5	314.0

TABLA 15

PORCENTAJES DE HORAS-LUZ EN EL DIA PARA CADA MES

P

INSOLACION

LATITUD NORTE	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D
15°	7.89	7.41	8.38	8.46	9.03	8.79	9.11	8.79	8.30	8.22	7.73	7.69
16°	7.86	7.39	8.38	8.47	9.06	8.84	9.14	8.83	8.30	8.20	7.69	7.84
17°	7.82	7.37	8.38	8.49	9.09	8.88	9.17	8.88	8.29	8.18	7.66	7.79
18°	7.79	7.35	8.37	8.50	9.12	8.93	9.20	8.93	8.29	8.16	7.62	7.74
19°	7.75	7.33	8.37	8.52	9.15	8.98	9.23	8.97	8.28	8.14	7.59	7.69
20°	7.72	7.31	8.37	8.53	9.18	9.02	9.26	9.02	8.28	8.12	7.55	7.64
21°	7.69	7.29	8.37	8.54	9.21	9.07	9.31	9.03	8.28	8.10	7.52	7.59
22°	7.65	7.27	8.37	8.56	9.24	9.11	9.36	9.04	8.28	8.09	7.49	7.54
23°	7.62	7.25	8.36	8.57	9.27	9.16	9.41	9.06	8.28	8.07	7.45	7.49
24°	7.58	7.24	8.36	8.59	9.30	9.20	9.45	9.08	8.28	8.06	7.42	7.44
25°	7.55	7.22	8.36	8.60	9.33	9.25	9.50	9.09	8.28	8.04	7.39	7.39
26°	7.47	7.15	8.37	8.61	9.34	9.34	9.51	9.10	8.29	8.04	7.39	7.39
27°	7.46	7.14	8.35	8.68	9.41	9.33	9.57	9.16	8.27	8.03	7.30	7.30
28°	7.39	7.14	8.36	8.69	9.41	9.42	9.58	9.17	8.28	7.95	7.30	7.31
29°	7.38	7.06	8.35	8.68	9.49	9.41	9.65	9.16	8.35	7.95	7.30	7.22
30°	7.29	7.04	8.34	8.74	9.55	9.47	9.72	9.23	8.34	7.94	7.21	7.13
31°	7.28	7.04	8.33	8.74	9.55	9.55	9.71	9.22	8.33	7.93	7.20	7.12
32°	7.20	6.96	8.33	8.74	9.63	9.63	9.79	9.30	8.33	7.93	7.12	7.04

TABLA 16

CALCULO DE LA LAMINA POTENCIAL DE CONSUMO DE AGUA "f"

ESTACION : ACAPONETA

LATITUD NORTE : 22°29'00"

M E S	TEMPERATURA MEDIA °C	FACTOR T	POR CIENTO DE INSOLACION P	p x T	"f" en cms =pxT/100
ENERO	22.8	185.5	7.64	1417	14.2
FEBREPO	23.1	186.9	7.27	1359	13.6
MARZO	23.9	190.6	8.37	1595	16.0
ABRIL	25.9	199.7	8.56	1709	17.1
MAYO	28.2	210.2	9.25	1944	19.4
JUNIO	30.0	218.4	9.13	1994	19.9
JULIO	29.3	215.2	9.38	2019	20.2
AGOSTO	28.8	213.0	9.05	1928	19.3
SEPTIEMBRE	28.6	212.0	8.28	1755	17.6
OCTUBRE	28.3	210.7	8.08	1702	17.0
NOVIEMBRE	26.4	202.0	7.47	1509	15.1
DICIEMBRE	23.9	190.6	7.52	1433	14.3
S U M A			100.00		

Los valores del coeficiente mensual del cultivo k_m para determinar el uso consuntivo "u" se obtienen al multiplicar el coeficiente "K" estacional correspondiente a cada cultivo por sus porcentajes de variación; k equivalente (k_e).

$$k_m = K \times k_e$$

Los valores del coeficiente "K" estacional fueron determinados por medidas reales del uso consuntivo en tanques, lisímetros, - estudios de humedad del suelo y de las fluctuaciones del agua de entrada y salida en el oeste de los E.U.A. y zonas diversas. Estos valores se hayan contenidos en la Tabla 17.

Los porcentajes de variación k_e se deben a que los cultivos tienen diferentes periodos vegetativos y que la iniciación de la siembra puede ser en cualquier mes; estos valores se obtienen entrando con el número de meses correspondiente al ciclo vegetativo de cada cultivo a la Tabla 18.

TABLA 17
COEFICIENTE "K" ESTACIONAL

CULTIVO	DURACION NORMAL DEL PERIODO DE DESARROLLO DE LOS CULTIVOS (+)	COEFICIENTE (K) DE USO CONSUMTIVO (*)
Ajonjolí	3 a 4 meses	0.80
Alfalfa	Entre Heladas	0.80 a 0.90
Algodón	7 meses	0.60 a 0.70
Arroz	3 a 5 meses	1.00 a 1.10
Cacao y Café	Año completo	0.70 a 0.80
Caña de Azúcar	Año completo	0.80 a 0.90
Cereales pequeños	3 meses	0.75 a 0.85
Chile	3 a 4 meses	0.60
Dátiles	Año completo	0.65 a 0.80
Frijoles, habas, etc.	3 meses	0.60 a 0.70
Huacahuate	Año completo	0.65 a 0.70
Hortalizas	2 a 4 meses	0.60 a 0.70
Jitomates (Tomates)	4 meses	0.65 a 0.70
Linaza	7 a 8 meses	0.70 a 0.80
Maíz	4 meses	0.75 a 0.85
Melón	3 a 4 meses	0.60
Papas	3 a 5 meses	0.65 a 0.75
Plátanos	Año completo	0.80 a 1.00
Ramolacha de Azúcar	6 meses	0.65 a 0.75
Sardía	3 a 4 meses	0.60
Semillas Oleaginosas	3 a 5 meses	0.65 a 0.75
Sorgo	4 a 5 meses	0.70 a 0.80
Tabaco	4 meses	0.70 a 0.80
Vinedos	5 a 7 meses	0.50 a 0.60
FRUTALES		
Aguacate	Año completo	0.50 a 0.55
De Hojas Caedizas	Entre Heladas	0.60 a 0.70
Naranja y Limón	Año completo	0.45 a 0.55
Nuez de Nogal	Entre Heladas	0.60 a 0.70
Toronja	Año completo	0.55 a 0.65
PASTURAS		
Pastos	Entre Heladas	0.75 a 0.85
Trébol Blanco	Entre Heladas	0.80 a 0.85
Pastos de Gramíneas	Año completo	0.75

NOTAS:

(+) La duración del período de desarrollo depende básicamente de la variedad del cultivo y de la estación en la cual se produce el mismo. Los cultivos anuales plantados durante el invierno, normalmente necesitan mucho tiempo, más que el requerido durante el verano.

(*) Los valores bajos de K para la fórmula de Planey-Criddle, son para las zonas húmedas, mientras que los altos son para climas áridos.

El volumen mensual de riego V se obtiene de la ecuación:

$$V = z_A (u-r) \times 10^2 \quad (5.5)$$

donde:

- V = Volumen mensual de riego en m^3 .
- z = Factor de ajuste por área y duración del riego, considerando como unidad los meses de siembra y período vegetativo, y en los meses de cosecha solamente la mitad.
- A = Área cultivada en hectáreas.
- u = Uso consuntivo mensual del cultivo en cm.
- r = Lluvia aprovechable en cm.
- $u-r$ = Lámina necesaria de riego en cm.

Para la determinación de la lluvia aprovechable, se tomaron las precipitaciones medias mensuales de la Estación Acajoneta (tabla 6), y se les aplicó un factor del 120%, con el objeto de tomar en cuenta el efecto de períodos abundantes:

M E S	PRECIPITACION MEDIA MENSUAL EN MM.	1.20 X PRECIPITACION MEDIA MENSUAL EN MM.
Enero	18.0	21.6
Febrero	8.2	9.8
Marzo	5.9	7.1
Abril	2.3	2.8
Mayo	0.4	0.5
Junio	131.2	157.4
Julio	360.7	432.8
Agosto	365.4	438.5
Septiembre	320.6	384.7
Octubre	94.0	112.8
Noviembre	16.6	19.9
Diciembre	28.1	33.7

Estos nuevos valores se compararon con los observados de la misma tabla 6, y se tomaron aquellos que fueron iguales o menores; esto, con el fin de trabajar con valores que dieran un margen de seguridad. Estos valores determinan, para cada mes, un nuevo valor promedio, el cual indica la lluvia que se tendrá en la zona de riego (tabla 19). Finalmente, de acuerdo con la magnitud de las láminas disponibles y tomando en cuenta la tabla 20 de aprovechamiento, se obtuvieron los siguientes valores mensuales de lluvia aprovechable.

TABLA 19
CALCULO DE LA LUVIA APROVECHABLE "mm"

MeS AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
1946		INAP	0		0	62.0	344.0	408.5			11.0	
1947	12.0	0		INAP		98.2	328.0		225.0	12.0	10.0	1.5
1948	10.5	INAP	0	0	INAP	70.0	268.5	368.0	263.5			6.0
1949		INAP	0	INAP	0	142.5	256.5	314.0		70.3	0	2.5
1950	0	INAP	INAP	0	INAP		389.9	388.2			0	0
1951		0	2.0	INAP	0	58.8	281.1	386.2		8.0	1.5	13.5
1952	0	0	0		0				335.6	14.2	0	3.5
1953	0	0	0	0	0	23.3	412.1	271.0	82.1		INAP	19.5
1954	0	0	0	0	0			253.0	357.0		0	INAP
1955		0	0	INAP	0	15.2		363.5		38.0	INAP	INAP
1956	9.0	0	0	0			271.8	350.6	235.7	7.3	INAP	INAP
1957	INAP	1.0		0	INAP	27.0		333.5	283.0		2.0	INAP
1958				INAP	INAP			298.4				19.0
1959	6.0	INAP	0		0			413.5	213.6		2.0	
1960		INAP	0	0		20.5	362.5	339.6	234.6	87.2	1.0	
1961		0	INAP		0			357.0	353.0	82.0	0	2.5
1962	17.5	1.5	0	INAP	0		247.5		298.3			12.8
1963	0		0	0	INAP			231.2	287.9		13.5	
1964	6.0	INAP	INAP	0	0	30.7	223.5	282.2		11.7	0	
1965	11.9	0	0	INAP	0	18.7	194.4		253.8	0	0	
1966	20.3		INAP		0		142.8	349.0	296.1		0	31.9
1967		0	INAP	0	INAP	98.0	206.2	298.1	333.6	21.2	0	
1968	0.5			INAP	0	12.2	236.4	225.3	222.0	53.2		
1969	0.3		4.7	0	INAP	18.1	219.4		292.7		2.2	
1970	9.3		INAP	0	0	137.1		257.4	312.0	0	13.5	0
1971	2.6	0	INAP	0	0		196.6	241.5		70.5	0	1.5
1972	21.0	INAP	INAP	0	INAP	56.8		347.2	252.6			
1973			INAP	0	0			343.2	424.9	382.2	59.5	2.0
1974	0	0	0	0		130.8	271.9		190.2	17.3	INAP	7.1
1975	10.6	INAP	0	0	0	48.3		295.2	180.8	73.4	0	3.0
SUMA	136.5	2.5	6.7	0	0	1,068.2	5,196.3	7,897.9	5,885.3	625.8	55.7	126.3
PROM.	6.5	0.1	0.3	0	0	59.3	273.5	329.1	287.5	36.8	2.3	6.3

TABLA 20

PORCENTAJES DE APROVECHAMIENTO

LAMINAS EN M.M.			% DE APROVECHAMIENTO
25.0	6	menor	90
25.1	a	50.0	85
50.1	a	75.0	80
75.1	a	100.0	75
100.1	a	125.0	70
125.1	a	150.0	60

NOTA: Las lluvias mayores de 150 M.M. se limitan a 100.

TABLA 21
CALCULO DE LA LLUVIA APROVECHABLE "r"
 $r = \text{Lluvia promedio} \times \% \text{ de aprovechamiento}$

MES	LLUVIA PRO- MEDIO EN M.M.	% DE APROVE- CHAMIENTO	LLUVIA APROVE- CHABLE EN M.M.	LLUVIA APROVE- CHABLE EN CM
ENE	6.5	90	5.8	0.6
FEB	0.1	90	0.1	0
MAR	0.3	90	0.3	0
ABR	0	0	0	0
MAY	0	0	0	0
JUN	59.3	80	47.4	4.7
JUL	273.5	70	191.4	19.1
AGO	329.1	70	230.4	23.0
SEP	267.5	70	187.2	18.7
OCT	36.8	85	31.3	3.1
NOV	2.3	90	2.1	0.2
DIC	6.3	90	5.7	0.6

Por último, los volúmenes mensuales de riego V para cada cultivo se obtuvieron de la ecuación 5.5, teniendo especial cuidado con las unidades empleadas. Para facilitar el procedimiento de cálculo, éste se desarrolló en forma tabular de acuerdo a los períodos de siembra y recolección de cada uno de los cultivos de la zona agrícola, como se presenta a continuación.

CULTIVOS ESTABLECIDOS
CALCULO DE LOS COEFICIENTES MENSUALES km

km = K X ke

CULTIVO	CPTO	M			E			S			E			S											
		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
ARROZ	ke	1.00																							
	ke %																								
	km %																								
FRIJOL	ke	0.60																							
	ke %																								
	km %																								
SORGO	ke	0.70																							
	ke %																								
	km %																								
MAIZ	ke	0.75																							
	ke %																								
	km %																								
TABACO	ke	0.70																							
	ke %																								
	km %																								
ALGODON	ke	0.60																							
	ke %																								
	km %																								
AVONJOLI	ke	0.80																							
	ke %																								
	km %																								
MELON	ke	0.60																							
	ke %																								
	km %																								
SANDIA	ke	0.60																							
	ke %																								
	km %																								

- 66 -
CULTIVOS ESTABLECIDOS
VOLUMEN MENSUAL DE RIEGO

$$V = Z A (u-r) \times 10^6$$

CULTIVO	CPTO	M E S E S												ANUAL MENSUAL		
		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D			
CHILE SECO A = 500 Ha.	h_m	34	73	82	51											
	f	14.2	13.6	16.0	17.1											
	$u-h_m$	4.8	9.9	13.1	8.7											
	r	0.8	0	0	0											
	$u-r$	4.7	9.9	13.1	8.7											
	z	1	1	1	0.5											
	V	210	495	655	218											1,678
MORTALIZAS A = 500 Ha.	h_m	63	73	43							26	58	77			
	f	14.2	13.6	16.0							17.0	18.1	14.3			
	$u-h_m$	11.8	9.9	6.9							4.4	8.8	11.0			
	r	0.6	0	0							3.1	0.2	0.8			
	$u-r$	11.2	9.9	6.9							1.3	8.6	10.4			
	z	1	1	0.5							1	1	1			
	V	560	495	173							65	430	820			2,243
CARA DE AZUCAR A = 5000 Ha.	h_m	57	60	61	64	68	84	98	97	105	99	89	78			
	f	14.2	13.6	16.0	17.1	19.4	19.9	20.2	19.3	17.6	17.0	15.1	14.3			
	$u-h_m$	8.1	8.2	9.8	10.9	13.2	16.7	18.8	18.7	18.5	16.8	13.4	11.3			
	r	0.6	0	0	0	0	4.7	19.1	23.0	18.7	3.1	0.2	0.8			
	$u-r$	7.5	8.2	9.8	10.9	13.2	12.0	0.7	0	0	13.7	13.2	10.7			
	z	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.5	1	1			
	V	3750	4100	4900	5450	6800	8000	350	0	0	3425	8900	5380			46,528
PASTOS A = 7500 Ha.	h_m	102	95	80	50	35	23	48	71	87	96	102	104			
	f	14.2	13.6	16.0	17.1	19.4	19.9	20.2	19.3	17.6	17.0	15.1	14.3			
	$u-h_m$	14.5	12.9	12.8	8.8	6.8	4.6	9.7	13.7	15.3	16.3	15.4	14.9			
	r	0.6	0	0	0	0	4.7	19.1	23.0	18.7	3.1	0.2	0.8			
	$u-r$	13.9	12.9	12.8	8.8	6.8	0	0	0	0	13.2	15.2	14.3			
	z	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			
	V	10425	9675	9800	8450	5100	0	0	0	0	9900	11400	10725			73,275

- 67 -
CULTIVOS ESTABLECIDOS
VOLUMEN MENSUAL DE RIEGO

$$V = \sum A (u-r) \times 10^6$$

CULTIVO	CPTO	M E S												ANUAL <small>miles m3</small>	
		F	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D		
FRUTALES A= 5000 Ha.	km	26	17	32	47	62	74	81	83	79	72	53	35		
	f	14.2	13.6	16.0	17.1	19.4	19.9	20.2	19.3	17.6	17.0	15.1	14.3		
	u=kmf	3.7	2.3	5.1	8.0	12.0	14.7	16.4	16.0	13.9	12.2	8.0	5.0		
	r	0.6	0	0	0	0	4.7	19.1	23.0	18.7	3.1	0.2	0.6		
	u-r	3.1	2.3	5.1	8.0	12.0	10.0	0	0	0	9.1	7.8	4.4		
	z	0.5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
	V	775	1150	2550	4000	6000	5000	0	0	0	4550	3900	2200	30,125	
	km														
	f														
	u=kmf														
	r														
	u-r														
	z														
	V														
	km														
f															
u=kmf															
r															
u-r															
z															
V															
TOTAL		34645	38108	45154	39289	36098	16300	2500	1150	2250	28890	36549	31275	312208	

- 70 -
CULTIVOS REPETIDOS
VOLUMEN MENSUAL DE RIEGO

$$V = Z A (u-r) \times 10^6$$

CULTIVO	CPTO	M E S E S												ANUAL =Σm n3	
		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D		
ARROZ A= 3 500 Ha.	k _m	124	132	129	132	54								29	
	f	14.2	13.6	16.0	17.1	19.4								14.3	
	u=k _m f	17.6	18.0	20.6	22.6	10.5								4.1	
	r	0.6	0	0	0	0								0.6	
	u-r	17.0	18.0	20.6	22.6	10.5								3.5	
	z	1	1	1	1	0.5								1	
	V	5950	6300	7210	7910	1838								1225	30,433
FRIJOL A= 2 500 Ha.	k _m			35	83	61									
	f			16.0	17.1	19.4									
	u=k _m f			5.6	14.2	11.8									
	r			0	0	0									
	u-r			5.6	14.2	11.8									
	z			1	1	0.5									
	V			1400	3550	1475									6,425
SORGO A= 6 000 Ha.	k _m				27	84	106	83	50						
	f				17.1	19.4	19.9	20.2	19.3						
	u=k _m f				4.6	16.3	21.1	16.8	9.7						
	r				0	0	4.7	19.1	23.0						
	u-r				4.6	16.3	16.4	0	0						
	z				1	1	1	1	0.5						
	V				2760	9780	9840	0	0						22,380
MAIZ A= 5 000 Ha.	k _m						32	83	105	103	77	50			
	f						19.9	20.2	19.3	17.6	17.0	15.1			
	u=k _m f						6.4	16.8	20.3	18.1	13.1	7.6			
	r						4.7	19.1	23.0	18.7	3.1	0.2			
	u-r						1.7	0	0	0	10.0	7.4			
	z						1	1	1	1	1	0.5			
	V						850	0	0	0	5000	1850			7,700

- 71 -
CULTIVOS REPETIDOS
VOLUMEN MENSUAL DE RIEGO
 $V = Z A (U-r) \times 10^6$

CULTIVO	CPTO	M E S E S												ANUAL milim ³			
		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D				
AJONJOLI A= 3000 Ha.	k _m	90												44	81	105	
	f	14.2												17.0	15.1	14.3	
	u=k _m f	13.0												7.5	12.2	15.0	
	r	0.6												3.1	0.2	0.6	
	u-r	12.4												4.4	12.0	14.4	
	z	0.5												1	1	1	
	V	1860												1320	3600	4320	11,100
JICAMA A= 250 Ha.	k _m	83	51											35	68	88	
	f	14.2	13.6											17.0	15.1	14.3	
	u=k _m f	11.8	6.9											6.0	10.3	12.6	
	r	0.6	0											3.1	0.2	0.6	
	u-r	11.2	6.9											2.9	10.1	12.0	
	z	1	0.5											1	1	1	
	V	280	86											73	253	300	992
HORTALIZAS A= 500 Ha.	k _m				29	64	82	79	46								
	f				17.1	19.4	19.9	20.2	19.3								
	u=k _m f				5.0	12.4	16.3	16.0	8.9								
	r				0	0	4.7	19.1	23.0								
	u-r				5.0	12.4	11.6	0	0								
	z				1	1	1	1	0.5								
	V				250	620	580	0	0								1,450
	k _m																
	f																
	u=k _m f																
	r																
	u-r																
	z																
	V																
	TOTAL	8090	6386	8610	14 470	13 713	11270	0	0	0	6393	5703	5845	80,480			

TABLA 22
DEMANDA NETA PARA RIEGO
EN Mm³

MES	CULTIVOS ESTABLECIDOS	CULTIVOS REPETIDOS	SUMA
ENE	34.645	8.090	42.735
FEB	38.108	6.386	44.494
MAR	45.154	8.610	53.764
ABR	39.289	14.470	53.759
MAY	36.098	13.713	49.811
JUN	16.300	11.270	27.570
JUL	2.500	0	2.500
AGO	1.150	0	1.150
SEP	2.250	0	2.250
OCT	28.890	6.393	35.283
NOV	36.549	5.703	42.252
DIC	31.275	5.845	37.120
SUMA	312.208	80.480	392.688

5.2 Demandas para acuicultura.

La Dirección de Acuicultura ha señalado con carácter preliminar que la presa debe tener una capacidad adicional para abastecer una lámina media anual neta de 0.40 m al sistema de lagunas y esteros Anzueleadero y Chaguín-Chuiga que tiene un área aprovechable de alrededor de 9,000 Ha. Por lo que el volumen neto anual demandado es de 36 Mm³, siguiendo la distribución siguiente:

$$\text{Vol. Demandado} = 0.40 \times 9000 \times 10^4 = 36 \text{ Mm}^3$$

TABLA 23

DEMANDA NETA PARA ACUICULTURA

M E S	Mm ³
ENERO	5.142
FEBRERO	5.143
MARZO	5.143
ABRIL	5.143
MAYO	5.143
JUNIO	5.143
JULIO	0
AGOSTO	0
SEPTIEMBRE	0
OCTUBRE	0
NOVIEMBRE	0
DICIEMBRE	<u>5.143</u>
S U M A	36.000

TABLA 24

LEY DE DEMANDAS DE EXTRACCION
AL VASO

MES	DEMANDA NETA RIEGO Mm ³	DEMANDA NETA ACUACULTURA Mm ³	DEMANDA NETA TOTAL Mm ³	DEMANDA % DE LA ANUAL
ENE	42.735	5.142	47.877	11.2
FEB	44.494	5.143	49.637	11.6
MAR	53.764	5.143	58.907	13.7
ABR	53.759	5.143	58.902	13.7
MAY	49.811	5.143	54.954	12.8
JUN	27.570	5.143	32.713	7.6
JUL	2.500	0	2.500	0.6
AGO	1.150	0	1.150	0.3
SEP	2,250	0	2.250	0.5
OCT	35,283	0	35,283	8.2
NOV	42,252	0	42,252	9.9
DIC	37,120	5.143	42,263	9.9
SUMA	392,688	36,000	428,688	100.0

6. FUNCIONAMIENTO DEL VASO.

Existen varias técnicas para calcular el volumen de oferta de un almacenamiento, entre las que figuran: el método gráfico o diagrama de Rippl; que es una curva masa aplicada a estudios hidrológicos, y el funcionamiento analítico de vasos.

En la actualidad el método más usado debido al desarrollo cada vez más avanzado de las computadoras, es el funcionamiento analítico de vasos, el cual simula la evolución de los volúmenes almacenados, evaporaciones y derrames de una presa, en base a ciertos escurrimientos y extracciones.

Este método se fundamenta en las siguientes hipótesis:

- La longitud del registro histórico es tal que los escurrimientos y evaporaciones netas registradas son representativas de aquellas que ocurrirán en el futuro.
- La demanda anual de agua es constante en el tiempo, aunque su distribución a lo largo del año puede ser variable.
- Las infiltraciones se desprecian cuando no se espera que sean muy importantes. En caso contrario se determinan como una función de la elevación del nivel de agua almacenada.

La información que se necesita para el funcionamiento es la siguiente:

- 1.- Curvas elevaciones-áreas-capacidades del vaso.
- 2.- Volúmenes de escurrimiento mensual al vaso.
- 3.- Lámina de evaporación mensual neta.
- 4.- Volumen de demanda anual y su distribución por mes a lo largo del año.
- 5.- Capacidades muertas y de conservación de la presa.
- 6.- Almacenamiento inicial.

La simulación consiste en resolver, para cada mes del periodo de registros de escurrimiento y evaporación la ecuación de conservación de la materia;

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad (6.1)$$

la que resulta por incrementos finitos de tiempo iguales a un mes:

$$S_f = S_i - O + I \quad (6.2)$$

pero como:

$$O = Q + E_n + D_r \quad (6.3)$$

entonces:

$$S_f = S_i + I - Q - E_n - D_r \quad (6.4)$$

donde:

I = Volumen escurrido al vaso en el mes m .

O = Volumen de salidas totales del vaso en el mes m .

S_i = Almacenamiento del vaso al inicio del mes m .

S_f = Almacenamiento del vaso al final del mes m .

Q = Volumen extraído para satisfacer las demandas durante el mes m .

E_n = Volumen evaporado neto durante el mes m .

D_r = Volumen de derrame en el mes m .

Para el primer mes del funcionamiento, el almacenamiento inicial del vaso es dato; y para los siguientes es el almacenamiento final del mes anterior. Esto es:

$$S_i(m) = S_f(m-1)$$

La demanda anual expresada como D_a se distribuye entre todos los meses del año, según los porcentajes fijos atribuidos a cada mes, que son constantes para todos los años.

$$D_{em}(m) = P_d \times D_a$$

Donde:

$D_{em}(m)$ = Demanda mensual requerida en el mes m .

P_d = Porcentaje de demanda en el mes m .

D_a = Demanda anual

y además se debe cumplir que:

$$\sum_{j=1}^{12} P_d(j) = 100\%$$

El volumen extraído al vaso para satisfacer las demandas durante el mes m ; $Q(m)$, puede ser igual o menor que $Dem(m)$; cuando es menor se dice que hay deficiencia en el mes m , la cual se calcula como:

$$\text{Volumen de déficit } (m) = Dem(m) - Q(m)$$

El derrame en el mes m ; $Dr(m)$, se considera como el volumen que al final del mes sobrepasa el de conservación.

Al terminar la simulación se hace un balance de volúmenes - derramados, déficits, evaporaciones, demandas satisfechas, lapsos de deficiencias y frecuencias de éstas.

En el análisis se respetarán las especificaciones siguientes: La deficiencia máxima en un año no será mayor que el 60% del volumen demandado; en dos años consecutivos, la deficiencia acumulada no superará al 90% del caudal respectivo de la demanda con un máximo anual del 55%, y en tres años consecutivos la deficiencia total no superará al 110% del volumen demandado anualmente, restringiendo la deficiencia anual máxima al 50% del caudal respectivo. No serán admisibles las deficiencias por más de tres años consecutivos, y en promedio se aceptará una cada cuatro años. La suma de los porcentajes de deficiencias para el período de estudio, no excederá del 5%, como promedio anual.

TABLA 25
NORMAS PARA EL DEFICIT DE AGUA PARA RIEGO
EN LOS SISTEMAS DE ALMACENAMIENTO

- I.- Se establece como máximo de años con déficit: uno por cada cuatro años.
- II.- En un año el porcentaje anual promedio de déficit será del 5%, o bien; para todo el periodo del funcionamiento, lo que resulte del 5% promedio anual acumulado en todo el periodo.
- III.- Para años consecutivos de déficit se establece como norma la siguiente tabla:

No. DE AÑOS DE DEFICIT	DEFICIENCIA MAXIMA EN UN AÑO (%)	DEFICIENCIA MAXIMA ACUMULADA (%)
1	60	
2	56	90
3	50	110

Ejemplo: Si se tienen 30 años de registro de funcionamiento de vaso, se deben cumplir las restricciones siguientes:

- 1.- El número de años con déficit máximo es de:
 $30 \left(\frac{1}{4}\right) = 7.5$ años
- 2.- El máximo déficit anual promedio es del 5%.
- 3.- El máximo déficit acumulado en el periodo es de:
 $5\% \times 30 = 150\%$
- 4.- Cumplir con las restricciones del cuadro del inciso III.

Para hacer más comprensibles las especificaciones anteriores se desarrolló la Tabla 25 de normas para déficit de agua para riego.

6.1 Funcionamiento del Vaso Huajicori.

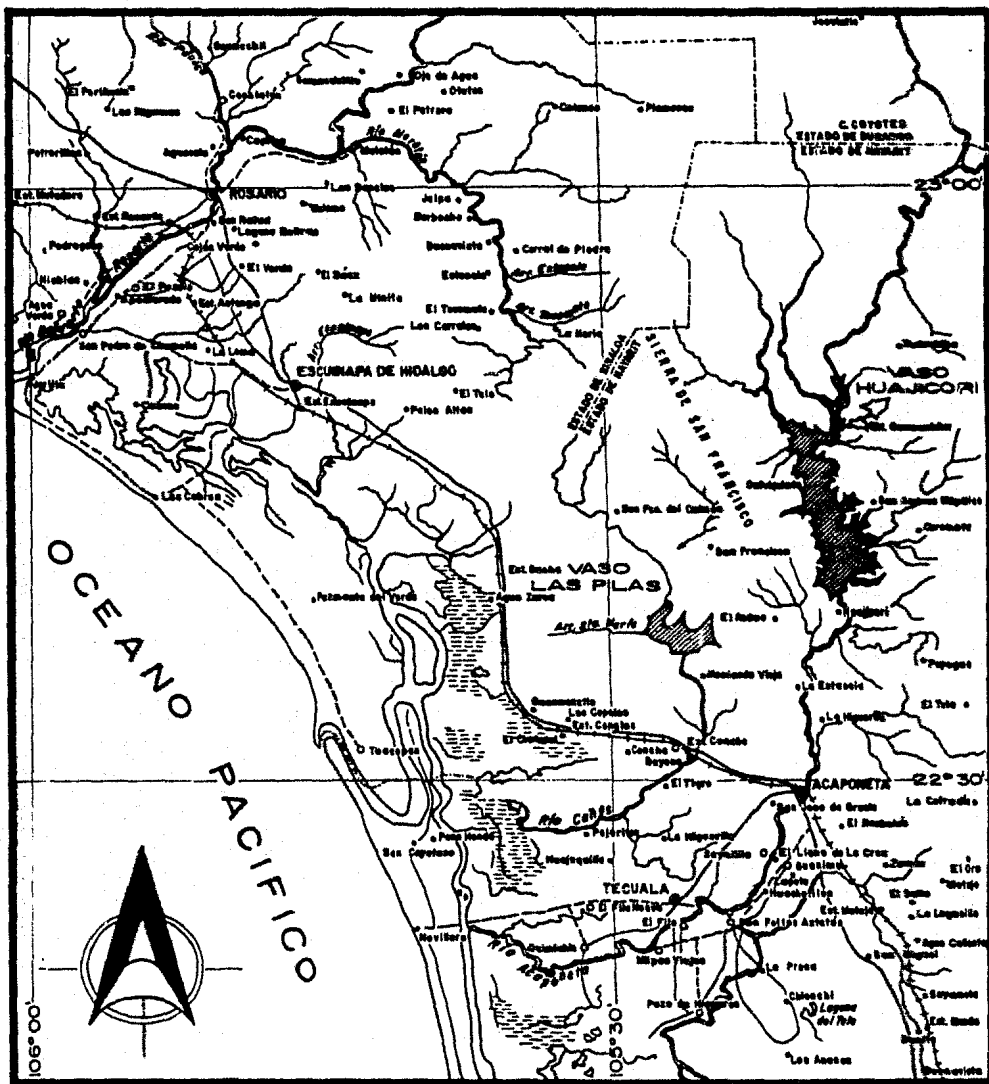
Siguiendo el método expuesto anteriormente, se realizó el funcionamiento del Vaso Huajicori para 30 años de simulación con los datos de entrada que a continuación se enumeran:

- a) Curva elevaciones-áreas-capacidades del vaso, Gráfica 6.
- b) Volúmenes de escurrimiento medio mensual al vaso, correspondientes a 29 ciclos agrícolas: de octubre de 1946 a septiembre de 1976.
- c) Lámina de evaporación mensual neta de un período de registros igual al de escurrimientos, misma que se calculó con la ecuación:

$$E_n = 0.7 E - P \quad (6.5)$$

que toma la evaporación medida en evaporímetro, multiplicada por un factor que generalmente es igual a 0.70 menos la altura de precipitación, Tabla 26.

- d) Capacidad de azolves del vaso o capacidad muerta igual a 47 Mm³, obtenida al multiplicar el volumen medio anual de sólidos en suspensión de 0.701353 Mm³ por 50 años supuestos de vida útil del vaso e incrementando este valor en un 33% para tomar en cuenta el acarreo de fondo.



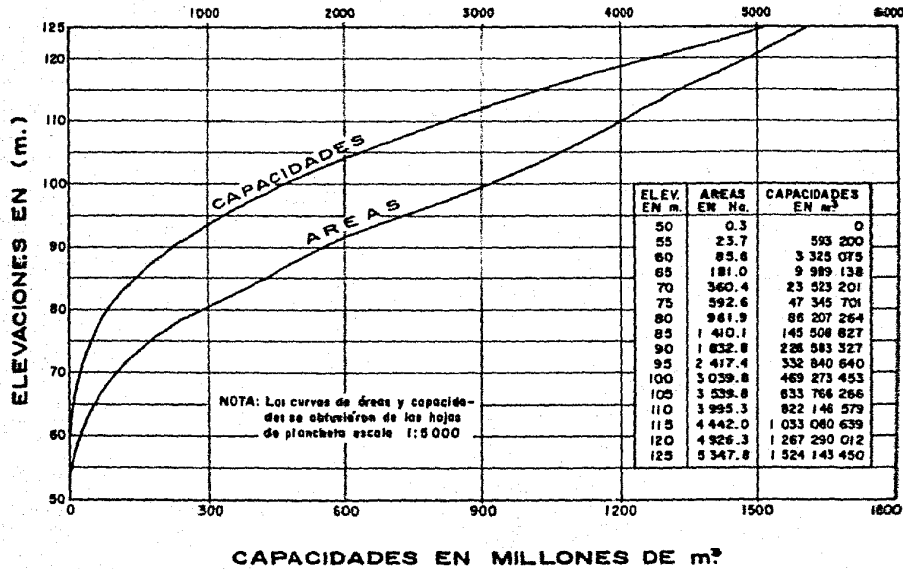
Escala 1: 50 000



KILOMETROS

LAMINA 3.

PROYECTO VASO HUAJICORI, NAY.
 CURVAS ELEVACIONES CAPACIDADES AREAS
 AREAS EN HECTAREAS



GRAFICA 6

TABLA 26

EVAPORACION NETA EN M. M. En=0.7 E-P

AÑO	MESES	E	F	M	A	M'	J	J'	A	S	O	N	D
1945		-23.8	106	156.7	167.2	169.1	69.4	-196.9	-279.5	-309.9	- 69.0	76.4	23.6
1947		59.9	100.1	123.2	157.2	174.5	62.0	-171.4	-330.7	-122.1	94.9	88.1	83.8
1948		78.4	96.3	135.9	162.1	176.7	100.2	-155.0	-259.8	-172.6	- 38.3	-24.0	51.1
1949		31.2	67.1	117.8	142.9	165.3	- 9.0	-140.4	-184.8	-340.2	18.9	81.3	63.0
1950		74.7	85.8	130.8	149.0	170.4	1.0	-267.7	-269.6	-282.0	- 33.5	75.5	67.6
1951		30.9	90.2	120.4	137.3	165.6	95.4	-150.7	-267.7	-374.8	87.0	82.9	62.4
1952		78.7	91.8	128.5	145.3	177.3	-241.9	-319.7	-338.6	-234.2	87.2	81.6	61.6
1953		79.2	17.9	129.0	142.7	172.1	154.1	-273.8	-146.8	26.3	- 48.6	84.9	48.3
1954		77.4	92.0	131.6	159.3	168.4	- 27.1	-425.0	-132.7	-256.3	-159.6	75.7	68.8
1955		29.2	86.7	133.4	156.7	168.6	155.8	-328.7	-244.9	-300.6	52.6	83.0	79.9
1956		77.9	96.7	142.5	154.6	174.5	-127.3	-142.8	-218.9	-124.4	95.0	96.5	78.3
1957		85.0	96.9	110.2	153.5	169.0	152.0	-313.2	-212.1	-175.1	-146.0	62.8	69.2
1958		51.7	64.5	66.0	141.0	151.0	- 32.5	-423.3	-181.1	-179.7	-122.2	25.8	68.1
1959		84.9	91.0	145.7	103.9	176.2	- 16.3	-312.7	-281.7	-102.4	- 22.0	91.8	56.5
1960		72.5	97.6	149.3	159.3	181.4	146.9	-211.3	-212.6	-119.3	9.9	77.8	32.9
1961		9.1	96.1	127.5	156.0	182.8	-103.6	-395.7	-241.4	-234.0	15.0	88.8	77.7
1962		80.1	97.3	138.5	131.5	181.8	-216.7	-114.2	-346.4	-196.4	-104.4	17.4	62.0
1963		89.1	74.3	129.4	152.9	177.4	- 35.6	-530.7	-111.9	-184.9	- 56.7	68.5	30.9
1964		70.3	93.8	125.7	160.4	164.3	125.9	- 85.0	-258.7	-462.5	77.8	83.2	31.6
1965		60.3	87.6	134.5	151.0	179.2	147.8	- 25.4	-437.9	-140.3	98.5	86.0	-37.0
1966		47.3	46.7	130.2	132.8	177.9	- 74.4	- 14.6	-232.8	-183.1	- 74.3	88.1	49.8
1967		42.9	93.0	143.1	166.9	173.0	50.3	- 82.8	-195.5	-224.3	68.8	92.0	- 2.8
1968		80.8	84.7	26.9	133.0	184.4	130.8	-103.8	-110.5	-116.2	47.5	64.8	-63.3
1969		77.7	57.5	116.4	156.7	166.0	142.7	- 98.2	-524.3	-202.6	- 88.8	73.8	- 7.9
1970		66.3	47.8	115.5	139.7	167.9	21.0	-387.3	-155.8	-215.8	123.8	95.6	84.4
1971		81.8	102.7	140.2	149.0	151.6	-135.4	- 72.2	-147.5	-363.4	19.7	96.0	77.7
1972		54.1	104.4	138.9	159.3	190.3	62.7	-316.4	-238.1	-149.1	- 46.2	-147.4	- 2.4
1973		34.9	49.4	109.2	137.1	159.9	- 22.8	-219.9	-326.0	-294.4	33.3	89.9	91.5
1974		80.3	108.0	133.9	163.9	152.6	34.2	-153.1	-339.6	- 98.6	77.8	92.8	54.7
1975		57.0	84.1	136.6	153.4	176.6	111.6	-477.3	-174.7	- 66.4	32.5	87.6	71.8
SUMA		1819.8	2508.0	3761.5	4525.6	5186.7	691.2	-6909.7	-7406.6	-6519.3	30.6	2037.2	1434.1
PROM.		60.7	83.5	125.4	150.9	172.9	23.0	-230.3	-246.9	-217.3	1.0	67.9	47.8

TABLA 27

PERDIDAS DE AGUA QUE DEBEN CONSIDERARSE EN UN PROYECTO DE DISTRITO DE RIEGO

SISTEMA DE CANALES SIN REVESTIR

1.- Infiltración profunda o sobreriego:	del 10%	al 12%
2.- Desperdicio de agua en la parcela : del	5%	al 6%
por operación deficiente o roturas		
Pérdida total en la parcela : del	15%	al 18%
Terreno : Arcilloso-		Arenoso
Arenoso		
3.- Pérdida por infiltración y evapora--:del	30%	40%
ción en los canales de conducción y		
distribución.		
4.- Desperdicio en la conducción por : del	5%	5%
operación deficiente y roturas		
Pérdida total en la conducción:del	35%	45%
Eficiencia total en el sistema:	55.3%	45.1%
Pérdida total en el sistema :	44.7%	54.9%

- e) Un volumen o capacidad en el vaso de 600 Mm³ al comienzo de la simulación.
- f) Despreciando las infiltraciones en el vaso.
- g) Para la obtención de volumen de demanda anual de extracción al vaso, se consideró que el sistema de conducción y distribución sería a base de canales sin revestir. De la Tabla 27 de las pérdidas que deben considerarse en un distrito de riego, se seleccionaron los siguientes coeficientes de eficiencia: 0.60, 0.55, 0.45, 0.42 y 0.40, los que afectaron la demanda neta total de 428.688 Mm³, dando como resultado las siguientes alternativas de extracción anual al vaso:

COEFICIENTE DE EFICIENCIA	DEMANDA ANUAL DE EXTRACCION AL VASO Mm ³ Da
0.60	714.480
0.55	779.433
0.50	857.376
0.45	952.640
0.42	1020.686
0.40	1071.720

Cada una de las alternativas anteriores siguen la ley de distribución que se determinó en el inciso 5.1 de este capítulo, siendo éstas:

MES	% DE LA DEMANDA ANUAL Pd
Enero	11.2
Febrero	11.6
Marzo	13.7
Abril	13.7
Mayo	12.8
Junio	7.6
Julio	0.6
Agosto	0.3
Septiembre	0.5
Octubre	8.2
Noviembre	9.9
Diciembre	9.9

Los resultados de los funcionamientos aparecen a continuación, donde además se presentan los volúmenes de aprovechamiento, derrame, evaporación y déficits para cada una de las alternativas — (Tabla 28).

TABLA 28
 PROYECTO VASO HUALICOURI, MAY.
 FUNCIONAMIENTO DEL VASO PARA DIFERENTES ALTERNATIVAS
 DE CAPACIDAD UTIL Y DE EXTRACCION ANUAL
 VOLUMEN EN Ha²

ALMACENAMIENTO INICIAL: 600.0		CAPACIDAD MUERTA: 47.0						30 AÑOS DE SIMULACION			29 CICLOS AGRICOLAS: DE OCT. 1946 A SEP. 1975						
ALT.	CAP. UTIL VASO	EXT. ANUAL	ENTRADAS TOTALES	DEMANDAS TOTALES	SALIDAS TOTALES	DERRAMES TOTALES	EVAP. TOTAL	ALMAC. FINAL	% APROV.	% DERRAME	% EVAP.	Nº AÑOS DEFICIT	% DEFICIT ANUAL PROM.	% DEFICIT ACUMULADO	AÑOS CONSEC. DEFICIT	% DEFICIT ADM. AÑOS CONSEC.	
1	633.766	714.480	39277	20720	20577	18742	-75	633.766	52.4	47.6	0	5	0.69	20.05	2	5.28	*
2		779.433	39277	22504	21818	17512	-87	633.766	56.0	44.0	0	17	3.48	100.79	8	55.03	
3	822.147	714.480	39277	20720	20720	18375	-40	822.147	53.2	46.7	0	0	0	0	0	0	*
4		779.433	39277	22504	22504	16484	-33	822.147	58.1	41.9	0	0	0	0	0	0	*
5		857.376	39277	24854	24830	14247	-22	822.147	63.7	36.3	0	3	0.14	3.95	0	0	*
6		952.640	30277	27827	26816	12273	-33	822.147	68.6	31.2	0	12	2.94	65.26	3	24.13	
7	1033.081	952.640	39277	27827	27823	11212	9	1033.081	71.4	28.6	0	1	0.01	0.40	0	0	*
8		1020.686	39277	29600	29121	9718	5	1033.081	75.2	24.7	0	5	1.62	46.93	2	25.37	*
9		1071.720	39277	31080	30060	8786	-3	1033.081	77.2	22.4	0	9	3.28	95.12	3	42.32	
10	1267.290	1071.720	39277	31080	30588	7896	25	1267.290	79.6	20.1	0.1	3	1.26	36.54	2	34.08	*

NOTA: LAS CAPACIDADES UTILES SE ELIGIERON EN FUNCION DE LA GRAFICA DE AREAS Y CAPACIDADES DEL VASO.

* CUMPLEN CON LAS NORMAS DE DEFICIT DE AGUA PARA RIEGO EN LOS SISTEMAS DE ALMACENAMIENTO.

7. TRANSITO DE AVENIDAS.

7.1 Tránsito de una avenida por vasos.

A la técnica hidrológica utilizada para calcular el efecto del almacenamiento en un vaso, sobre la forma y movimiento de una onda, conociendo el caudal en un punto aguas arriba se le denomina tránsito por vasos.

El tránsito de una avenida por un vaso con vertedor de cresta libre y/o controlado, tiene como objeto conocer la evolución del vaso al presentarse la avenida y conocer el hidrograma de salida por el vertedor para dictar las medidas necesarias referidas al caso; es decir, es una manera de conocer anticipadamente lo que pudiera ocurrir aguas abajo de la presa, al presentarse una avenida.

La función de un vaso para control de avenidas es la de almacenar una porción del escurrimiento de la avenida en forma tal que se reduzca el máximo de la avenida en el punto por protegerse. Esto se consigue descargando las entradas al vaso hasta que las salidas alcanzan la capacidad segura del cauce aguas abajo. Todo escurrimiento arriba de este valor se almacena hasta que los escurrimientos de entrada sean inferiores a la capacidad segura del cauce. El volumen almacenado se extrae para recuperar la capacidad de almacenamiento destinada a regularizar la siguiente avenida.

Existen varios métodos para realizar el tránsito de avenidas, entre los que se cuentan los gráficos y analíticos, pero todos se basan en la ecuación 6.1 de la conservación de la materia; la cual puede expresarse como sigue: "La rapidez de variación del volumen almacenado es igual a la diferencia de los gastos de entrada y salida".

Una forma más conveniente de expresar la ecuación 6.1 es:

$$\bar{I} - \bar{O} = \frac{\Delta S}{t} \quad (7.1)$$

en la que:

\bar{I} Es el gasto de entrada.

\bar{O} Es el gasto de salida.

S Es el almacenamiento.

que supone que el promedio de los flujos al inicio y al final de un intervalo pequeño de tiempo t es igual al volumen promedio durante ese período. Usando los subíndices i y f para indicar las condiciones al principio y al final del intervalo, la ecuación 7.1 se puede escribir como:

$$\frac{(I_i + I_f)}{2} t - \frac{(O_i + O_f)}{2} t = S_f - S_i \quad (7.2)$$

despejando y agrupando de un solo lado los términos conocidos y del otro las incógnitas, la ecuación 7.2 toma la forma siguiente:

$$I_i + I_f + \frac{(2S_i - O_i)}{t} = \frac{2S_f}{t} + O_f \quad (7.3)$$

Debido a que existen dos incógnitas (S_f y O_f); se hace necesario encontrar una segunda relación para resolver la ecuación 7.3, de esto es donde se derivan los diferentes métodos de cálculo.

Las consideraciones anteriores han sido para vertedores con cresta libre, cuando el tránsito de la avenida es a través de un vaso con salida controlada, la ecuación general 7.1 se expresa como:

$$\bar{I} - \bar{O} - \bar{O}_R = \frac{\Delta s}{t} \quad (7.4)$$

donde:

\bar{O}_R = Gasto de salida controlado o regularizado.

Si $\bar{O} = 0$

La ecuación pasa a ser:

$$\bar{I}t - \bar{O}_R t + S_i = S_f \quad (7.5)$$

que puede resolverse fácilmente para S_f .

La información que se requiere para el tránsito de una avenida es la siguiente:

- a) Hidrograma de entradas al vaso.
- b) Curva-elevaciones-capacidades del vaso.
- c) Curva de los gastos de descarga de la estructura de salida, que puede ser un gasto de regularización constante (cresta controlada), una función de las características de la estructura (cresta libre), o una combinación de ambas (vertedor mixto).

7.2 Tránsito de las avenidas máximas observadas y probables a través del Vaso Huajicori.

La Estación Hidrométrica Acaponeta ha registrado en 30 - años de observación, los gastos máximos instantáneos que aparecen en la Tabla 10. Las mayores crecientes fueron: la de septiembre de 1968, con un gasto máximo de 16,000 m³/seg y un período de retorno de 31 años; y la de noviembre de 1972, con un gasto máximo de 7,050 m³/seg y un período de retorno de 15.5 años. Los hidrogramas de estas - crecientes se pueden observar en las gráficas 7 y 8.

Se dispone de las curvas elevaciones-áreas-capacidades - del vaso, las cuales fueron obtenidas de hojas de plancheta a escala 1:5000 (gráfica 6).

Para efectuar el tránsito de las avenidas se consideró un vertedor de 159.00 m de longitud total, cresta vertedora a la elevación de 105.00 m.s.n.m. y 10 compuertas de 15.00 m de altura.

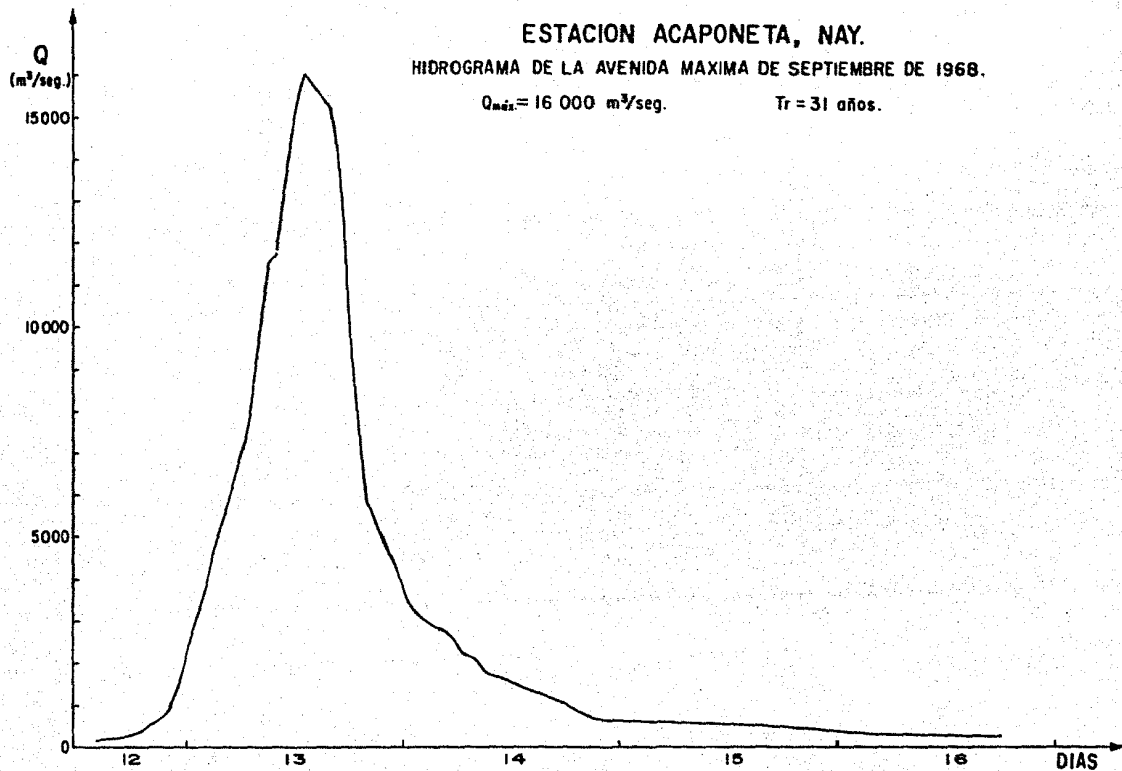
La condición más desfavorable del tránsito de las avenidas es la de que éstas se presenten cuando el vaso se encuentre lleno totalmente a su capacidad útil, por esta razón la altura al inicio del tránsito y la altura de control de operación de las compuertas se fijó a la elevación de la cresta vertedora.

La curva de descargas de la estructura de salida se determinó con la ecuación 7.6, considerando una relación $\frac{P}{H_o}$ mayor de 3, - para cimacio con paramento de aguas arriba vertical, se obtiene un coeficiente máximo de descarga $C_o = 2.18$ en base a la gráfica 189 del libro "Diseño de Presas Pequeñas".

- 92 -
 TABLA 29

ESTACION ACAPONETA, NAY.
 HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA DE SEPTIEMBRE DE 1968
 Q máx. = 15000 m³/seg. Tr = 31 años

Hr	DIA	12	13	14	15	16
1			2240.60	3762.20	654.91	389.19
2			2970.76	3296.00	649.17	377.00
3			3600.00	3052.80	643.43	364.81
4			4540.00	2935.60	637.69	352.63
5			5415.00	2818.40	631.94	341.33
6			6105.00	2701.20	626.20	330.17
7			6661.67	2482.99	617.27	327.20
8			7750.00	2180.00	608.33	324.22
9			9330.80	2082.50	599.40	321.25
10			11525.00	1829.00	590.47	318.27
11			11725.00	1714.00	582.33	315.30
12			13567.20	1638.00	575.00	312.33
13			14887.25	1543.00	564.00	307.86
14	167.20		15000.00*	1448.00	553.00	303.40
15	179.35		15738.13	1356.90	542.00	298.94
16	191.50		15476.32	1321.50	531.00	294.47
17	233.13		15214.52	1197.60	520.00	290.01
18	280.00		13392.00	1126.80	509.00	
19	330.50		10725.00	1030.80	488.38	
20	383.00		7750.00	888.00	469.55	
21	562.50		5823.00	846.00	453.43	
22	657.70		5415.00	762.00	437.30	
23	837.20		4710.00	666.40	421.18	
24	1446.13		4295.80	650.66	405.05	



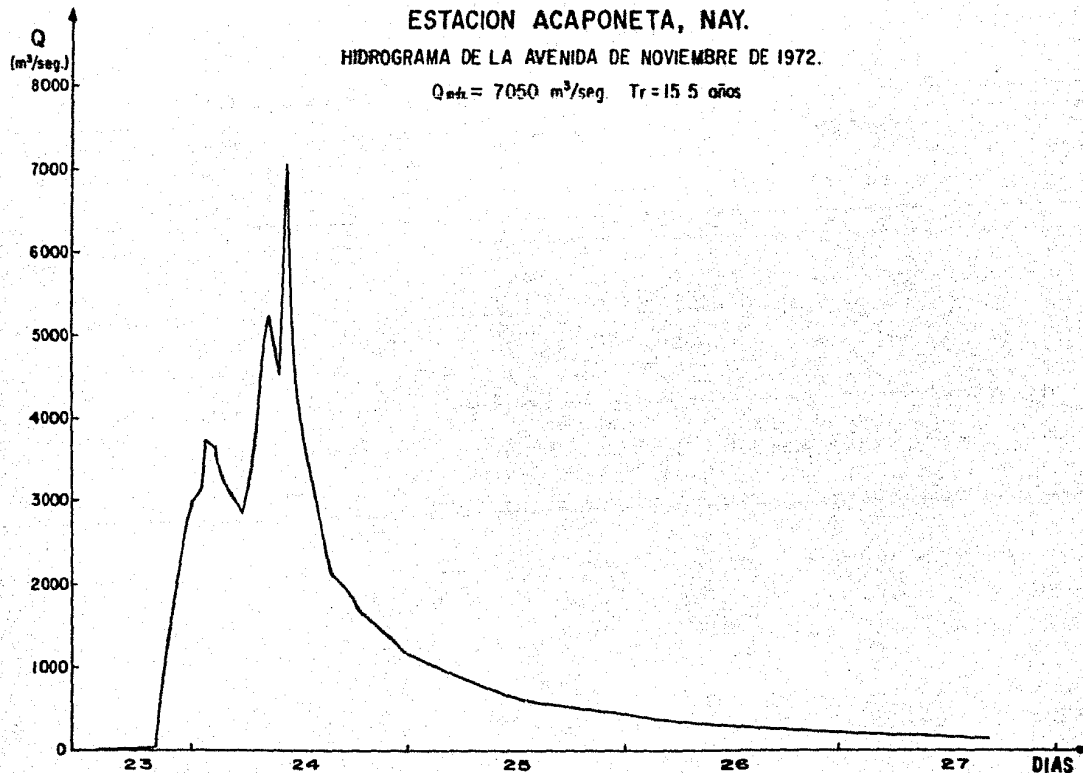
GRAFICA 7

ESTACION ACAPONETA, NAY.

HIDROGRAMA DE LA AVENIDA DE NOVIEMBRE DE 1972

Q máx. = 7050 m³/seg. Tr = 15.5 años

HORA	DIA	23	24	25	26	27
1			3167.00	1164.25	432.70	216.16
2			3723.00	1111.00	416.20	212.11
3			3660.00	1057.75	399.70	208.07
4			3264.00	1006.00	383.20	204.02
5			3070.00	955.00	367.34	199.98
6			2850.00	904.00	354.04	195.93
7			3361.00	860.93	344.29	194.07
8			4535.00	817.87	334.53	192.20
9			5229.00	774.80	324.78	177.93
10			4535.00	731.73	315.03	176.88
11			7050.00 *	689.00	305.27	175.88
12			4510.00	647.20	295.52	174.85
13	12.53		3785.00	627.40	287.54	174.85
14	13.55		3200.00	607.60	279.56	174.85
15	14.58		2654.00	587.80	271.58	174.85
16	15.61		2140.00	568.00	263.60	169.73
17	16.63		2017.00	548.20	255.62	
18	17.66		1898.00	528.40	247.64	
19	24.22		1679.00	515.20	241.88	
20	31.50		1586.70	502.00	236.38	
21	892.00		1494.40	488.80	232.33	
22	2025.00		1402.10	475.60	228.29	
23	2447.60		1309.60	462.40	224.24	
24	2982.00		1217.50	449.20	220.20	



GRAFICA 8

$$Q = C L_e H^{3/2} \quad (7.6)$$

en la que:

C = Coeficiente de descarga en función de Co y de la relación H/Ho, se obtiene de la gráfica 190 del libro "Diseño de Presas Pequeñas".

L_e = Longitud efectiva del vertedor, es función de la forma de las pilas, estribos y H.

H = Carga sobre el vertedor. H < Ho

La longitud efectiva se calcula como:

$$L_e = L - 2 (Nk_p + K_e) H \quad (7.7)$$

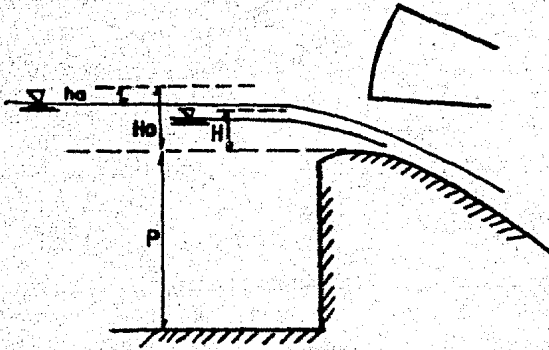
o de otra manera:

$$L_e = L - \Delta K H \quad (7.8)$$

donde:

- L = Longitud total neta en m.
- N = Número de pilas.
- ΔK = Coeficiente que toma en cuenta las contracciones laterales sobre la descarga debidas a la forma de las pilas y estribos.

$$\frac{P}{H_0} > 3$$



P = PROFUNDIDAD DE LLEGADA.

H₀ = CARGA MÁXIMA SOBRE EL VERTEDOR.

H = CARGA SOBRE EL VERTEDOR H < H₀

h_v = CARGA DE VELOCIDAD

LAMINA. 4

- Kp = Coeficiente de forma de las pilas
- Ke = Coeficiente de forma de los estribos
- H = Carga neta sobre el vertedor

Para este estudio se consideraron nueve pilas con espesor de 1.00 m cada una, y un coeficiente de forma de 0.01 y 0.1 para pilas y estribos respectivamente, por lo que se tuvo una longitud efectiva en función de H igual a:

$$L_e = 150 - 2(9 \times 0.01 + 0.1) H$$

$$L_e = 150 - 0.38 H$$

La Tabla 31 y la Gráfica 9 muestran la curva elevaciones-descargas así obtenida.

Con los datos anteriores y con la ayuda de una computadora, se transitaron las averidas máximas observadas de $T_r = 31$ y 15.5 años, y con las máximas probables de la distribución de Gumbel Doble de $T_r = 500, 1000, 5000$ y 10000 años para tres alternativas de gastos de regularización; 2500, 3000 y 16000 m³/seg. Los resultados de estos tránsitos aparecen en la Tabla 32.

TABLA 31

PROYECTO VASO HUAJICORI, NAY.
CURVA ELEVACIONES-GASTOS DESCARGAS DEL VERTEDOR

$$Q = CLeH^{3/2}$$

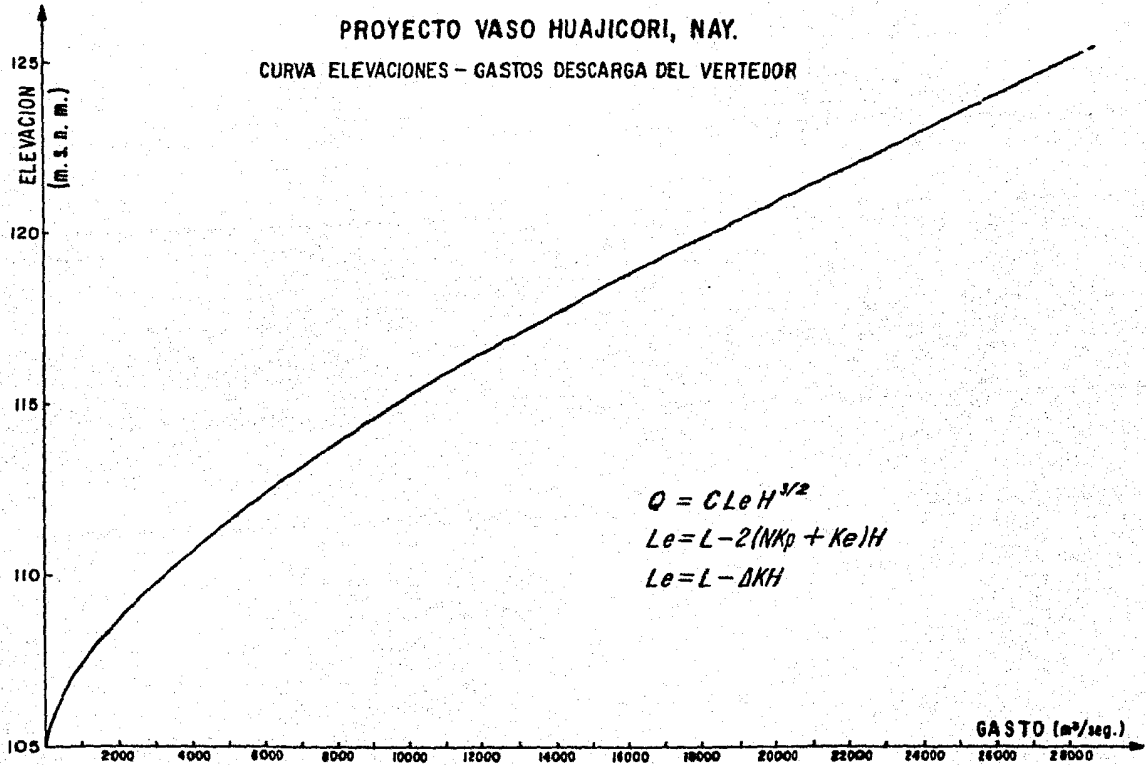
$$Le = L - 2(NKp + Ke) H$$

$$Le = L - \Delta KH$$

ELEVACION M.S.N.M.	GASTO m ³ /seg	ELEVACION M.S.N.M.	GASTO m ³ /seg
105.00	0	116.99	12800
106.31	400	117.23	13200
107.06	800	117.46	13600
107.67	1200	117.69	14000
108.21	1600	117.92	14400
108.71	2000	118.14	14800
109.17	2400	118.36	15200
109.60	2800	118.58	15600
110.01	3200	118.80	16000
110.40	3600	119.02	16400
110.77	4000	119.23	16800
111.12	4400	119.44	17200
111.47	4800	119.65	17600
111.81	5200	119.86	18000
112.14	5600	120.06	18400
112.45	6000	120.27	18800
112.76	6400	120.48	19200
113.06	6800	120.68	19600
113.36	7200	120.89	20000
113.65	7600	121.09	20400
113.93	8000	121.30	20800
114.21	8400	121.51	21200
114.48	8800	121.71	21600
114.75	9200	121.92	22000
115.02	9600	122.12	22400
115.28	10000	122.33	22800
115.53	10400	122.54	23200
115.79	10800	122.74	23600
116.03	11200	122.95	24000
116.28	11600	123.16	24400
116.52	12000	123.36	24800
116.76	12400		

PROYECTO VASO HUAJICORI, NAY.

CURVA ELEVACIONES - GASTOS DESCARGA DEL VERTEEDOR



$$Q = CLeH^{3/2}$$

$$Le = L - 2(NK_p + K_e)H$$

$$Le = L - \Delta KH$$

GRAFICA 9

TABLA 32

PROYECTO VASO HUAJICORI, NAY.
TRANSITO DE LAS AVENIDAS MAXIMAS OBSERVADAS Y PROBABLES

AV. MAX. OBSERVADAS	GASTO MAX. ENTRADA (m ³ /seg)	GASTO MAX. SALIDA (m ³ /seg)	ELEV. MAX. (m.s.n.m.)	H. MAX. (m)	ALMACENAMIENTO MAX. (Mm3)	VOL. ESCURRIDO (Mm3)
Tr = 15.5 años	7,050.00	2,500.00	109.380	4.380	798.778	392.772
Tr = 31 años	16,000.00	3,000.00	119.381	14.381	1,238.302	1,017.063
AV. MAX. PROBABLES DIS- TRIBUCION GUMBEL DOBLE.						
Tr = 500 años	22,091.00	3,000.00	125.495	20.495	1,549.591	1,404.246
Tr = 1000 años	24,721.00	3,000.00	128.210	23.210	1,689.032	1,571.425
Tr = 5000 años	30,809.00	3,000.00	134.650	29.650	2,019.870	1,958.418
Tr = 10000 años	33,429.00	3,000.00	137.477	32.477	2,167.085	2,124.962
Tr = 500 años	22,091.00	16,000.00	118.044	13.044	1,175.655	1,404.246
Tr = 1000 años	24,721.00	16,000.00	119.215	14.215	1,230.539	1,571.425
Tr = 5000 años	30,809.00	16,000.00	122.716	17.716	1,406.821	1,956.418
Tr = 10000 años	33,429.00	16,000.00	124.408	19.408	1,493.731	2,124.962

IV. EVALUACION DE RESULTADOS.

IV EVALUACION DE LOS RESULTADOS.

PROYECTO VASO HUAJICORI.

1. FUNCIONAMIENTO DEL VASO.

En base a los datos de escurrimientos, lluvias y evaporaciones mensuales, registrados en la Estación Acaponeta, en el período de 1946 a 1975; así como en el programa de cultivos y demandas deducidas para riego y acuacultura, se realizó el funcionamiento del Vaso Huajicori para diferentes alternativas de extracción y capacidades de conservación.

Los resultados así obtenidos que cumplen con las normas de déficit de agua aparecen en el anexo A, alternativas 1, 5, 8 y 10.

2. ESTUDIO DE AVENIDAS.

2.1 Avenida Máxima Registrada.

En la Estación Hidrométrica Acaponeta se registraron los gastos máximos instantáneos, contenidos en la tabla 10.

La mayor creciente ocurrió en septiembre de 1968, con un gasto máximo de 16,000 m³/seg, la que se transitó considerando un vertedor de 150.00 m de longitud neta, cresta vertedora a la elevación de 105 m.s.n.m. y 10 compuertas de 15.00 m de altura. Descargando un gasto máximo de 3,000 m³/seg para una elevación máxima en el embalse de 119.381 m.s.n.m. (anexo B).

ANEXO A
ESTUDIO DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO
RIO ACAPONETA (SITIO HUAJICORI)
VOLUMEN EN Mm3

ALTERNATIVA 1

Capacidad Total	633.6	Capacidad Muerta	47.0	Capacidad Inicial	600
Extracción Anual	Porcentaje Aprovecham.	Porcentaje Derrames	Porcentaje Evaporación	Porcentaje Déficit	
714.5	52.4	47.6	0	0.69	
Entradas totales	39,277				
Salidas totales	20,577				
Derrames totales	18,742				
Evaporación Total	-75				

ALTERNATIVA 5

Capacidad Total	822.1	Capacidad Muerta	47.0	Capacidad Inicial	600
Extracción Anual	Porcentaje Aprovecham.	Porcentaje Derrames	Porcentaje Evaporación	Porcentaje Déficit	
857.4	63.7	36.3	0	0.14	
Entradas totales	39,277				
Salidas totales	24,830				
Derrames totales	14,247				
Evaporación total	-22				

ALTERNATIVA 8

Capacidad Total	1,033.1	Capacidad Muerta	47.0	Capacidad Inicial	600
Extracción Anual	Porcentaje Aprovecham.	Porcentaje Derrames	Porcentaje Evaporación	Porcentaje Déficit	
1,020.7	73.3	24.7	0	1.62	
Entradas totales	39,277				
Salidas totales	29,121				
Derrames totales	9,718				
Evaporación total	5				

ALTERNATIVA 10

Capacidad Total	1,257.3	Capacidad Muerta	47.0	Capacidad Inicial	600
Extracción Anual	Porcentaje Aprovecham.	Porcentaje Derrames	Porcentaje Evaporación	Porcentaje Déficit	
1,071.7	79.8	20.1	0.1	1.26	
Entradas totales	39,277				
Salidas totales	30,628				
Derrames totales	7,895				
Evaporación total	25				

2.2. Avenida Máxima Probable.

Para la determinación de la avenida máxima probable se aplicó el criterio estadístico de los valores extremos de Gumbel para doble población, dando por resultado un gasto máximo de 33,429 m³/seg para un período de retorno de 10,000 años (ver anexo B), mismo que se transitó con las características del vertedor antes mencionado, con el cual se controla la avenida máxima probable a un gasto de 16,000 m³/seg y se alcanza un almacenamiento máximo de 1,493.7 Mm³ y un nivel de aguas máximas probables a la elevación de 124.408 m.s.n.m.

3. CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos se puede concluir que es conveniente construir la presa, ya que se asegura que el agua almacenada será suficiente para regar eficientemente el área proyectada, transformando la agricultura aleatoria de temporal por una intensiva y diversificada con el consecuente desarrollo económico de la región. Por lo que respecta al control de avenidas, la presa brindará seguridad a la futura zona agrícola y poblaciones ribereñas del efecto destructor del agua, ya que tanto el almacenamiento temporal del vaso, como la estructura de excedencias son suficientes para disminuir los gastos máximos y la frecuencia de las avenidas menores obteniéndose con esta reducción de daños, beneficios favorables.

ANEXO B

ESTUDIO DEL TRANSITO DE AVENIDAS

AVENIDA	Q m3/seg	Tr Años	Q Máx. Descarga m3/seg	Elev. Máx. m.s.n.m.	Alt. Máx. en el Embalse (m)	Cap. Máx. Cauce m3/seg
Máx. Probable	33,429	10,000	16,000	124.408	74.408	3,500
Máx. Probable	30,809	5,000	16,000	122.716	72.716	3,500
Máx. Registrada	16,000	31	3,000	119.381	69.381	3,000
Registrada	7,050	15.5	2,500	109.380	59.380	3,000

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Ven Te Chow "Handbook of Applied Hydrology", Mc. Graw-Hill Book Company.
- 2.- R. Springall G. "Hidrología, Análisis Estadístico y Probabilístico de Datos Hidrológicos, Capítulo 8", Facultad de Ingeniería, - UNAM.
- 3.- R. Springall G. "Esguerrimiento en Cuencas Grandes", Instituto de Ingeniería, UNAM. No. 143.
- 4.- R. K. Linsley, M. A. Kohler y J. L. Paulhus, "Hidrología para Ingenieros", Mc. Graw-Hill Latinoamericana, S. A.
- 5.- "Boletín Hidrológico No. 30, Región Hidrológica No. 11", Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. (1970)
- 6.- "Memorándum Técnico No. 219, Períodos de Siembra y Recolección de los Cultivos Anuales de los Distritos de Riego", Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. (1965)
- 7.- Linsley Ray K. y Franzini "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos", Compañía Editorial Continental.
- 8.- "Diseño de Presas Pequeñas", United States Department of the Interior Bureau of Reclamation.
- 9.- Ven Te Chow "A General Formula for the Hydrologic Frequency Analysis", Transactions American Geophysical Union, Vol. 32 (1961).