



12  
2ej  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

" ARAGON "

**ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO  
BALUARTE, SIN.**

**TESIS PROFESIONAL**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A .**

**MARIANO NICOLAS PEREZ GARCIA**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

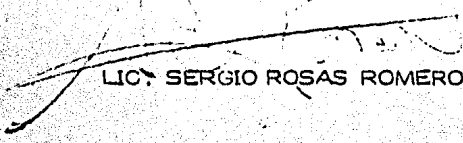


ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON  
DIRECCION

MARIANO NICOLAS PEREZ GARCIA  
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 12 de febrero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JUVENAL CARBALLIDO CHAVELAS pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO BALUARTE, SINALOA ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, Méx., marzo 28 de 1985.  
EL DIRECTOR  
  
LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería (21).  
Unidad Académica.  
Departamento de Servicios Escolares,  
Asesor de Tesis.

# ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO BALUARTE, SINALOA

C O N T E N I D O		P A G
CAPITULO	I ANTECEDENTES Y ASPECTOS GENERALES	
	I.1 Antecedentes	2
	I.2 Objetivo	3
	I.3 Localización de la Zona de Estudio	4
	I.4 Geología	5
	I.5 Hidrografía	6
CAPITULO	II INFORMACION DISPONIBLE	
	II.1 Información Topográfica	10
	II.1.1 De los Vasos	10
	II.2 Información Climatológica	12
	II.2.1 Precipitación Media de la Cuenca	12
	II.2.1.1 Temperatura Media de la Cuenca	13
	II.2.2 Precipitación Media de la Zona de Riego	13
	II.2.2.1 Temperatura Media de la Zona de Riego	13
	II.3 Información Hidrométrica	13
	II.4 Clima	15
CAPITULO	III DEMANDAS DE RIEGO	
	III.1 Superficie Disponible al Riego	34



	III.2	Programa de Cultivos	35
	III.3	Usos Consuntivos	36
CAPITULO	IV	FUNCIONAMIENTO DE VASO	
	IV.1	Entrada a los Vasos	72
	IV.2	Evaporaciones Netas	73
	IV.3	Salidas para Riego	75
	IV.4	Determinación de las Capacidades de Azolves	76
	IV.5	Funcionamiento Aislado de cada Vaso	78
	IV.6	Alternativas Analizadas	84
	IV.7	Resultados	85
CAPITULO	V	ESTUDIO DE AVENIDAS	
	V.1	Finalidad del Análisis	105
	V.2	Crecientes Máximas Registradas	107
	V.3	Cálculo de la Avenida Máxima Probable	108
	V.4	Hidrograma de la Avenida Máxima Probable	118
	V.5	Tránsito de la Avenida Máxima Probable	118
	V.6	Resultados	122
CAPITULO	VI	DIMENSIONAMIENTO DE LAS OBRAS	
	VI.1	Obra de Desvío	138
	VI.2	Cortina	144
	VI.2.1	Cálculo del Bordo Libre	144
	VI.2.2	Secciones de la Cortina	147

VI.3	Obra de Excedencias	148
VI.3.1	Vertedor	148
VI.3.2	Canal de Descarga	149
VI.3.3	Tanque Amortiguador	150
VI.4	Obra de Toma	153
VI.4.1	Cálculos Hidráulicos	154
CAPITULO VII	PRESUPUESTO	161
CAPITULO VIII	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	165
BIBLIOGRAFIA		172

# CAPITULO I ANTECEDENTES Y ASPECTOS GENERALES

1.1 ANTECEDENTES

1.2 OBJETIVO

1.3 LOCALIZACION DE LA ZONA DE ESTUDIO

1.4 GEOLOGIA

1.5 HIDROGRAFIA

## 1.1 ANTECEDENTES

Dada la situación actual del país, en el cual se requiere un mejor y más adecuado aprovechamiento de los recursos hidráulicos existentes, se pretende incorporar un mayor número de hectáreas susceptibles de abrirse al cultivo y aumentar la producción de las ya establecidas.

En tal situación se encuentra la zona Noroeste de la República Mexicana, que comprende la parte norte de Nayarit, el estado de Sinaloa y la porción centro y sur de Sonora, ante lo cual se creó el PLAN HIDRAULICO DEL NOROESTE (PLHINO) que debe considerarse en su estructura y funcionamiento como un plan regional, enmarcado dentro del sector agropecuario, con las implicaciones sectoriales que, lógicamente deberá tener el pretender el aprovechamiento -

de los recursos naturales para la producción de alimentos y satisfacción de necesidades hídricas poblacionales, industriales, generación hidroeléctrica y acuacultura.

Hacia mediados de los años 60's, en su primera versión, el PLHINO planteó la interconexión de las cuencas hidrológicas comprendidas entre los ríos Piaxtla y Sonora, localizadas en los estados de Sinaloa y Sonora respectivamente.

Pocos años después (1968), el sistema inicial se incrementó hacia el Sur, quedando integrada hasta la cuenca del río Santiago en el estado de Nayarit, dentro del cual se considera el colector principal del río Baluarte y sus afluentes el río Matatán y el río Pánuco.

## 1.2 OBJETIVO

El objetivo fundamental del presente análisis hidrológico es la determinación del volumen de agua susceptible de aprovecharse para el riego de aproximadamente 38,000 hectáreas, localizadas en ambos márgenes del colector principal; asimismo canalizar los posibles excedentes a la zona de riego con tigua al norte; considerando los sitios de proyecto para la construcción de la presa Santa María y la derivadora El Tamarindo sobre el río Baluarte y las presas Jalpa y Tortugas en los ríos Matatán y Pánuco respectivamente.

### 1.3 LOCALIZACION DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona en cuestión se encuadra dentro de la región hidrológica número 11, según regionalización de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, que comprende de la cuenca del río Presidio a la cuenca del río San Pedro. Esta región se localiza en la parte noroeste de la República Mexicana, comprendida entre las coordenadas geográficas:

21° 45' - 25° 10' de Latitud Norte y  
103° 30' - 106° 30' de Longitud Oeste

dentro de las cuales se incluyen parte de los estados de Nayarit, Sinaloa y Durango.

La cuenca del río Baluarte se encuentra localizada entre las coordenadas:

22° 50' - 23° 45' de Latitud Norte y  
105° 20' - 106° 01' de Longitud Oeste,

siendo la forma de la cuenca semejante a la de una pera, con un eje mayor de unos 115 km y una anchura máxima en su parte media de 75 km, disminuyendo paulatinamente a una anchura mínima de unos 4 km cerca de su desembocadura; al norte limita con la cuenca del río Presidio, al sur con la albufera de Teacapan, al oriente con la cuenca del río Acaponeta y al poniente con la cuenca baja del río Presidio y el Océano Pacífico. (Anexo No. 1)

## 1.4 GEOLOGIA

La zona de estudio se encuentra localizada en la Provincia Fisiográfica denominada "Llanura Costera de Sinaloa" (según Ing. Manuel Alvarez Jr., 1961); caracterizada por ser en forma de cuña y por presentar un plano hacia el suroeste, lo que determina que los ríos de esta provincia, tengan en su curso una dirección casi normal a la costa.

La provincia es una región eminentemente ígnea, formada principalmente por intrusiones graníticas y dioríticas y por efusiones de magmas riolíticas y andesíticas. Asimismo, se encuentran pequeños afloramientos de rocas sedimentarias dentro de la enorme masa ígnea, y son del tipo de areniscas, lutitas, calizas, y algunas del tipo piroclástico como son, aglomerados, tobas y arenas volcánicas.

Los principales accidentes orográficos están representados por la Sierra Madre Occidental, macizo montañoso con algunas elevaciones mayores de 3,000 m.s.n.m. Dentro de dicho macizo montañoso sobresalen algunas serranías que son conocidas con diversos nombres en la región, como es el Espinazo del Diablo que tiene una dirección SW - NE con elevaciones de 2,200 m.s.n.m.

Por último dentro del ciclo geomorfológico, la región se encuentra en un estado de madurez, evidenciado por el predominio de la deposición a la erosión.

## 1.5 HIDROGRAFIA

El río Baluarte tiene su nacimiento en una pequeña meseta cercana al poblado de La Peña en el Municipio de Pueblo Nuevo, Durango, a una elevación de 2,600 m.s.n.m., a partir de donde se inicia siguiendo la dirección NE - SW, tomando el nombre de Quebrada de Guadalupe; después de un recorrido de 45 km recibe por su margen derecha la aportación de un pequeño afluente cerca del poblado de El Zapote, de donde cambia de dirección siguiendo un rumbo NW - SE, tomando el nombre de río Baluarte, o Rosario y sirviendo de límite entre los estados de Durango y Sinaloa.

A lo largo de 35 km el río hace las veces de límite para después adentrarse en el estado de Sinaloa, en donde después de un recorrido de 30 km recibe por su margen izquierda al río Matatán, cambiando a una dirección oriente - poniente, conociéndosele con el nombre de Espíritu Santo.

El río Matatán a su vez está formado por los arroyos Tecamate y Estancia, los cuales tienen sus orígenes en la Sierra de San Francisco, situada en los límites de los estados de Sinaloa y Nayarit, contando con elevaciones máximas de unos 1,600 m.s.n.m. Los Arroyos antes mencionados descienden por las faldas de dicha sierra en menos de 10 km hasta una elevación de 200 m.s.n.m.

Después de un recorrido de 43 km el río Matatán descarga en el río Baluarte, y ocho km aguas abajo de un sitio cercano al rancho Las Habitas, donde se encontraba la estación hidrométrica Las Habitas, con un área de -



cuenca de 3,535 km<sup>2</sup>; cinco km aguas abajo de dicha estación, el río Baluarte recibe por su margen derecha a el río Pánuco, que es uno de sus afluentes principales.

El río Pánuco a su vez se inicia cerca del poblado de Santa Lucía, Sinaloa, en el km 1195 de la carretera Matamoros - Durango - Mazatlán a la altura del Trópico de Cáncer, a partir de una elevación de 1600 m.s.n.m., pasando por los poblados de Potrerillos, El Chile y Cacalotán, para después de un recorrido de 60 km desembocar en el río Baluarte.

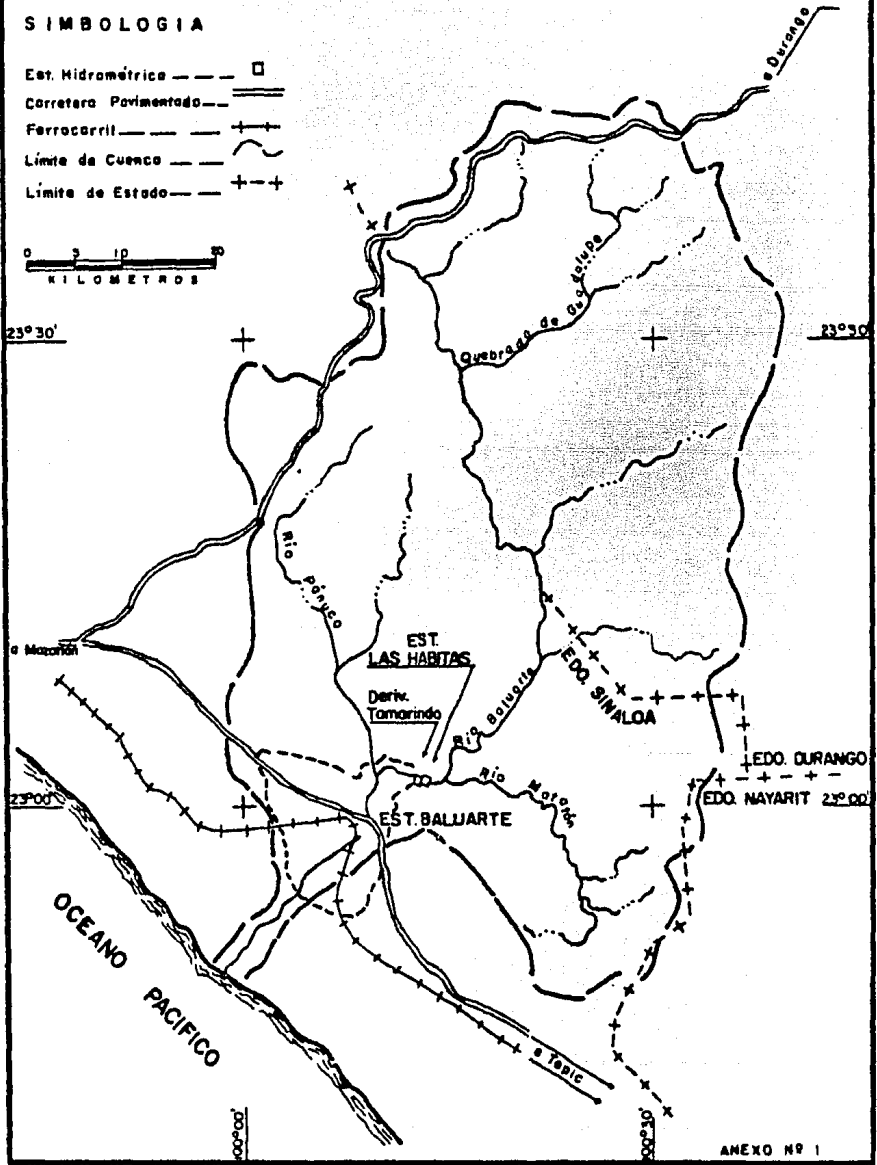
A partir de su confluencia con el río Pánuco, el río Baluarte cambia de dirección NE - SW, cruzando 6 km aguas abajo de dicha confluencia, la carretera México -Guadalajara - Nogales, a la altura de la población de Rosario, Sinaloa, y 3 km aguas abajo del ferrocarril Sud-Pacífico, en donde se encuentra la estación hidrométrica Baluarte, siendo su área tributaria de 4653 km<sup>2</sup>.

27 km aguas abajo del puente del ferrocarril Sud-Pacífico, el río Baluarte desemboca en el Océano Pacífico, en el sitio conocido como Boca del Baluarte, entre los Islotes del Palmito de la Virgen y Palmito de Verde.

# CUENCA GENERAL DEL RIO BALUARTE, SIN.

## SIMBOLOGIA

- Est. Hidrométrica --- □
- Carretera Pavimentada ---
- Ferrocarril --- + +
- Límite de Cuenca ---
- Límite de Estado --- + + +



## CAPITULO II INFORMACION DISPONIBLE

### II.1 INFORMACION TOPOGRAFICA

#### II.1.1 DE LOS VASOS

### II.2 INFORMACION CLIMATOLOGICA

#### II.2.1 PRECIPITACION MEDIA DE LA CUENCA

##### II.2.1.1 TEMPERATURA MEDIA DE LA CUENCA

#### II.2.2 PRECIPITACION MEDIA DE LA ZONA DE RIEGO

##### II.2.2.1 TEMPERATURA MEDIA DE LA ZONA DE RIEGO

### II.3 INFORMACION HIDROMETRICA

### II.4 CLIMA

## II.1 INFORMACION TOPOGRAFICA

Se dispuso de planos de DETENAL en escala 1: 50,000, a partir de los cuales se determinaron las siguientes áreas drenadas:

Río Baluarte, sitio vaso Santa María	2 758 km <sup>2</sup>
Río Baluarte, Est. hidrométrica Las Habitas	3 535 km <sup>2</sup>
Río Baluarte, Est. hidrométrica Baluarte II	4 653 km <sup>2</sup>
Río Matatán, sitio Jalpa	613 km <sup>2</sup>
Río Pánuco, Est. hidrométrica Las Tortugas	868 km <sup>2</sup>

### II.1.1 DE LOS VASOS

VASO SANTA MARIA

Del plano topográfico con clasificación No. 2108-F-264 elaborado por la Dirección General de Estudios (D.G.E.) de la S.A.R.H. a escala 1:20,000 se obtuvo la siguiente información:

Elevación del lecho del cauce en la boquilla	80.0 m.s.n.m.
Elevación máxima levantada	200.0 m.s.n.m.
Almacenamiento a la elevación 200.0 m.s.n.m.	1 057.0 mill. m <sup>3</sup>
Area de embalse a la elevación 200.0 m.s.n.m.	2 352.3 Ha.

#### VASO TORTUGAS

Se dispone de un plano topográfico a escala 1:20,000 - elaborado por la D.G.E. cuyos datos principales son:

Elevación del lecho del cauce en la boquilla	30.0 m.s.n.m.
Elevación máxima levantada	80.0 m.s.n.m.
Almacenamiento a la elevación 80.0 m.s.n.m.	501.0 mill. m <sup>3</sup>
Area de embalse a la elevación 80.0 m.s.n.m.	3 657.0 Ha.

#### VASO JALPA

También se cuenta con un plano del levantamiento topográfico del vaso Jalpa a escala 1:20,000 igualmente elaborado por la D.G.E. del - que se presentan los siguientes datos:

Elevación del lecho del cauce en la boquilla	46.0 m.s.n.m.
Elevación máxima levantada	100.0 m.s.n.m.

Almacenamiento a la elevación 100.0 m.s.n.m.	301.0 mill. m <sup>3</sup>
Area de embalse a la elevación 100.0 m.s.n.m.	2 352.0 Ha.

En las gráficas y cuadros 2.1.1 al 2.1.3 se muestran las curvas y los datos numéricos de las elevaciones - áreas - capacidades de los respectivos vasos antes descritos.

## II.2 INFORMACION CLIMATOLOGICA

Se recopilaron todos los datos climatológicos que se consideraron de utilidad para el análisis hidrológico, registrados en las estaciones cercanas al sitio de proyecto, así como dentro y fuera de la cuenca de influencia.

En el cuadro 2.2.1 se muestra la relación de estaciones que sirvieron de apoyo para el análisis, con su periodo de registros de precipitación, temperatura y evaporación media registrada en cada una de ellas.

### II.2.1 PRECIPITACION MEDIA DE LA CUENCA

Con apoyo de las estaciones que se muestran en el cuadro 2.2.1 se determinó la precipitación media hasta la estación Rosario, empleando el método de Thiessen (ver dibujo No. 2.2.1.1).

Del método antes descrito se obtuvo el siguiente resultado:

Método de Thiessen

Pmc = 1 298.2 mm

Se deduce también que el periodo de lluvias comprende de los meses de junio a octubre.

### II.2.1.1 TEMPERATURA MEDIA DE LA CUENCA

De acuerdo al método de Thiessen utilizado en el punto anterior, se empleó para la obtención de la temperatura media de la cuenca, la cual resultó de 17.6°C.

### II.2.2 PRECIPITACION MEDIA DE LA ZONA DE RIEGO

La estación climatológica más próxima a la zona de riego es Rosario, estación que se tomará como base para el cálculo del clima y del uso consuntivo, de cuyos datos (cuadro 2.2.2.1) se obtuvo una precipitación media anual de 944.8 mm .

#### II.2.2.1 TEMPERATURA MEDIA DE LA ZONA DE RIEGO

La temperatura media anual obtenida de los datos de la estación Rosario (cuadro 2.2.2.2.) cifró la cantidad de 25.6°C.

### II.3 INFORMACION HIDROMETRICA

Dentro de la zona de estudio se encuentra la estación -

hidrométrica Baluarte II, localizada sobre el río Baluarte aguas abajo de la confluencia del río Pánuco con el Baluarte, en el cruce con la carretera México - Guadalajara - Nogales, a tres km al este de la población de Rosario, en el municipio de Rosario, Sinaloa; el área de cuenca hasta el sitio de la estación es de 4 653 Km<sup>2</sup>, su período de operación inicia en el mes de enero de 1949, observándose un escurrimiento medio de 1 700.4 mill. de m<sup>3</sup>, un escurrimiento máximo anual de 3 511.2 mill. de m<sup>3</sup> en el año de 1968, un escurrimiento mínimo de 697.8 mill. de m<sup>3</sup> en 1957, los datos completos de escurrimiento se muestran en el cuadro 2.3.1.

La estación Habitas se localizaba sobre el río Baluarte aproximadamente a 5 km aguas abajo de la confluencia del río Matatán con el río Baluarte, a la altura del rancho Las Habitas; 7.5 Km aguas arriba de la confluencia con el río Pánuco y 12 km aguas arriba de la estación Baluarte, su área tributaria hasta el sitio de la estación Habitas es de 3 535 km<sup>2</sup>, su período de observación inicia en enero de 1964 y termina el día 13 de septiembre de 1968, debido a que la estación fue destruida completamente por la avenida ocurrida en esa fecha, en su corto período de aforo se tiene un volumen escurrido medio anual de 2 029.1 mill. de m<sup>3</sup>, un volumen máximo escurrido anual de 3 709.12 mill de m<sup>3</sup> registrada en 1968, y un mínimo registrado en 1964 de 1 025.96 mill. de m<sup>3</sup>, los datos de la estación se muestran en el cuadro 2.3.2.

La otra estación hidrométrica que se encuentra sobre la corriente del río Baluarte es la estación Tortugas, la cual se localiza instalada sobre el río Pánuco, en el municipio de Rosario, estado de Sinaloa, a 10 km al norte de la población de Rosario y a 2 km sobre el río, aguas arriba de



Cacalotán, teniendo un área drenada de 863 km<sup>2</sup>, iniciando sus operaciones en agosto de 1970, contando con un volumen escurrido medio anual hasta 1981 de 253.1 mill. de m<sup>3</sup>, un máximo de 337.6 mill. de m<sup>3</sup> registrado en 1975 y un mínimo de 101.6 mill. de m<sup>3</sup> en 1978, la relación de los volúmenes escurridos se muestran en el cuadro 2.3.3.

## II.4 CLIMA

El análisis del clima es de especial importancia para relacionarlo con las características de los suelos y con los cultivos agrícolas factibles de explotarse en ellos.

En la clasificación de los climas, pueden distinguirse fundamentalmente en dos clases:

- a).- El que concierne a la descripción de ellos.
- b).- El que tiene una base teórica y experimental de los métodos empleados para caracterizarlo.

Dentro del inciso b), se cuenta con el método que se basa en la determinación del balance del agua, que consiste en la relación del agua aportada por la precipitación y la requerida por la vegetación en sus funciones de evaporación y transpiración, tal método fue creado por el Dr. C. W. Thornthwaite.

Como información indispensable para la determinación del

clima, deben conocerse los datos mensuales de precipitación y temperatura, -- que se registran generalmente en las estaciones climatológicas del país, tam-- bién se requiere conocer el índice de calor mensual, valor que esta en fun - ción de la siguiente fórmula:

$$I_c = \left( \frac{T}{5} \right) 1.514$$

donde:

$I_c$  = Índice de calor mensual

$T$  = Temperatura media mensual

Asimismo, es necesario conocer el factor de corrección por latitud, este se debe a los diferentes valores de iluminación que ocurren a diferentes latitudes, lo cual influye en la evapotranspiración.

Los valores mensuales correspondientes a la latitud -- 23° 00' Norte, en la cual se localiza la estación climatológica Rosario, se de tallan en la tabla 2.4.1.

Los resultados del método de Thornthwaite, se resumen en la tabla 2.4.2 y en el climograma de la gráfica 2.4.1., de los cuales se deter minó que la zona de riego es de régimen seco, teniendo una pequeña o nula dema sía de agua, con un clima cálido y una concentración normal de calor en verano.

DATOS DE ELEVACIONES - AREAS - CAPACIDADES

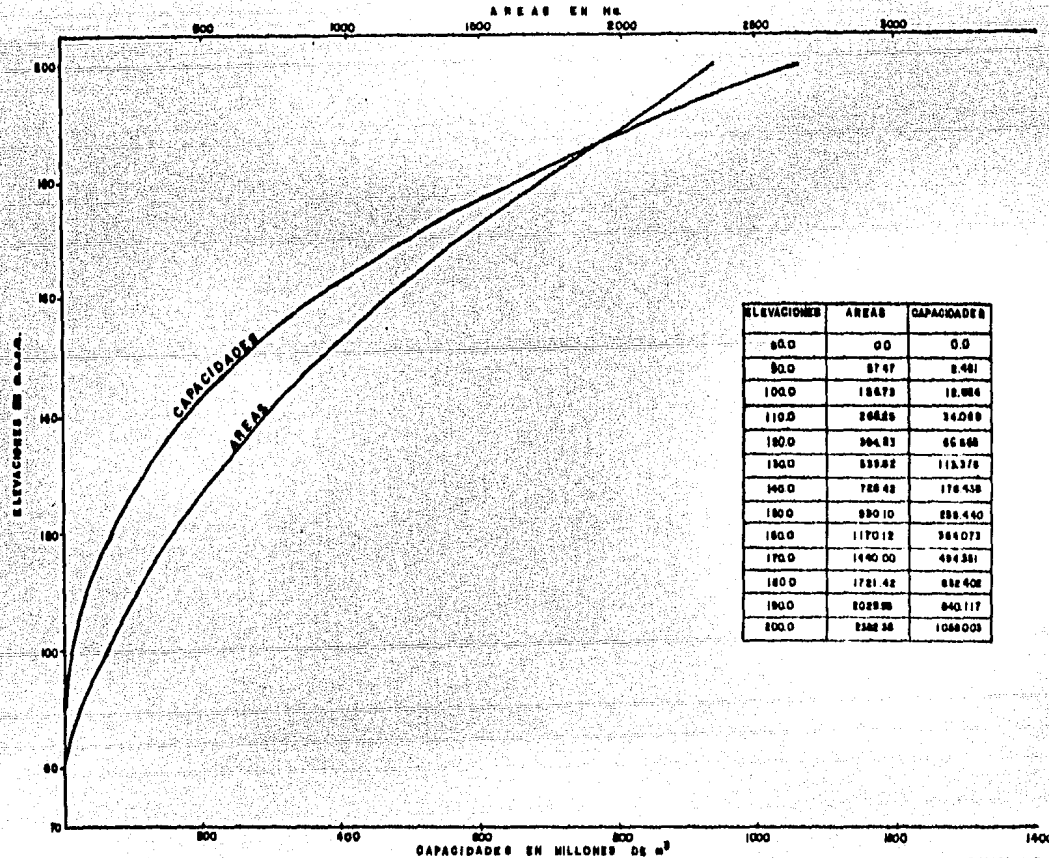
Río Baluarte, Sin.  
VASO SANTA MARIA

CUADRO 2.1.1.

ELEVACIONES (m.s.n.m)	AREAS (HA)	CAPACIDADES (M m <sup>3</sup> )
80	0.0	0.000
85	20.48	0.512
90	57.47	2.461
95	100.15	6.402
100	156.73	12.824
105	213.30	22.075
110	265.25	34.089
115	322.80	48.740
120	394.23	66.666
125	467.75	88.216
130	538.62	113.376
135	627.75	142.534
140	728.42	176.438
145	830.78	215.418
150	930.10	259.440
155	1042.55	308.756
160	1170.12	364.073
165	1300.20	425.831
170	1440.60	494.351
175	1580.00	569.688
180	1721.42	652.402
185	1878.60	742.403
190	2029.95	840.117
195	2186.55	945.530
200	2352.35	1059.003

Datos del plano con Clasificación No. 2108-F-264  
elaborado por la Dirección General de Estudios.

CURVAS DE ELEVACIONES--AREAS--CAPACIDADES  
VASO SANTA MARIA



ELEVACIONES	AREAS	CAPACIDADES
80.0	0.0	0.0
90.0	87.47	8.481
100.0	184.73	18.804
110.0	294.25	34.288
120.0	394.83	46.668
130.0	559.02	113.376
140.0	728.42	176.438
150.0	890.10	238.440
160.0	1170.12	364.073
170.0	1440.00	484.381
180.0	1721.42	622.408
190.0	2029.98	840.117
200.0	2382.38	1088.003

DATOS DE ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES

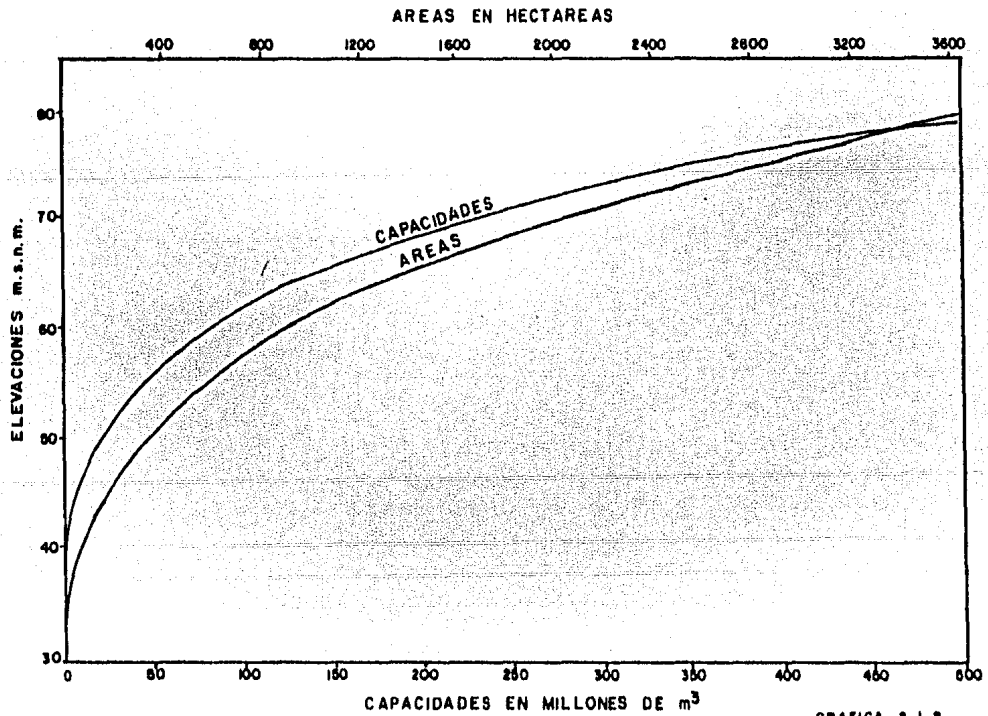
VASO TORTUGAS

CUADRO 2.1.2.

ELEVACION m. s. n. m.	AREAS (HA)	CAPACIDAD Mill. m <sup>3</sup>
30.00	0.00	0.00
35.00	5.78	0.12
40.00	61.35	1.79
42.50	111.41	4.58
45.00	161.47	7.37
47.50	250.55	13.63
50.00	339.62	19.89
52.50	452.59	31.21
55.00	565.56	42.52
57.50	724.91	60.65
60.00	884.25	78.77
62.50	1 134.04	106.77
65.00	1 383.82	134.77
67.50	1 686.49	176.93
70.00	1 989.15	219.09
72.50	2 389.93	279.07
75.00	2 808.71	339.04
77.50	3 232.97	419.87
80.00	3 657.22	500.69

DATOS DEL PLANO CON CLASIFICACION No. 2100-C-573 ELABORADO  
POR LA DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS.

VASO LAS TORTUGAS, SIN.  
CURVAS DE ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES



GRAFICA 2.1.2.

DATOS DE ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES

VASO JALPA

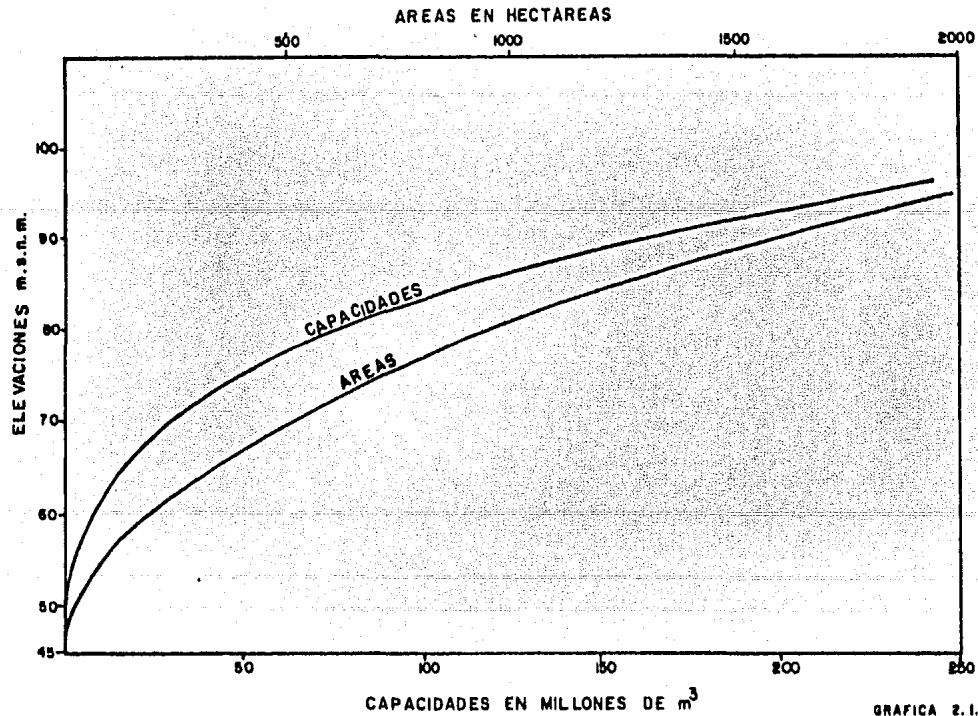
(EJE LA LAGUNITA)

CUADRO 2.1.3.

ELEVACION m.s.n.m.	AREA (HA)	CAPACIDAD Mill.m <sup>3</sup>
46.00	0.00	0.00
50.00	20.82	0.42
55.00	89.20	2.65
60.00	193.98	7.50
62.50	272.1	11.90
65.00	350.22	16.29
67.50	477.69	23.34
70.00	520.18	30.39
72.50	617.79	40.46
75.00	715.40	50.53
77.50	835.14	64.28
80.00	954.87	78.03
82.50	1 100.89	96.49
85.00	1 246.91	114.94
87.50	1 419.18	139.23
90.00	1 591.45	163.52
92.50	1 783.14	194.54
95.00	1 974.83	225.55
97.50	2 163.43	263.47
100.00	2 352.03	301.39

DATOS DEL PLANO CON CLASIFICACION No. 2122-C-4 ELABORADO  
POR LA DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS.

VASO JALPA (EJE LA LAGUNITA) SIN.  
CURVAS DE ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES



GRAFICA 2.1.3.



ESTACIONES CERCANAS Y DENTRO DE LA  
CUENCA DEL RIO BALUARTE, SIN.

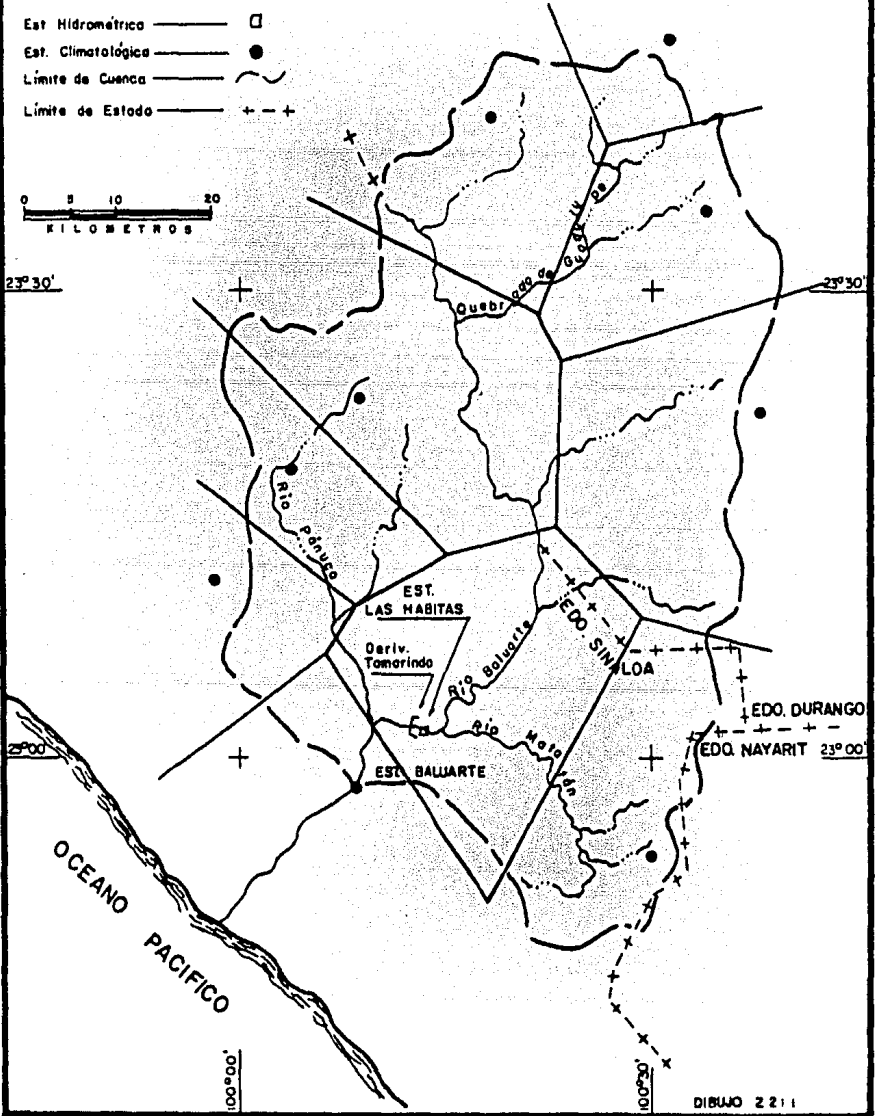
ESTACION	PERIODO DE OBSERVACION	PRECIPITACION MEDIA ANUAL (mm)	TEMPERATURA MEDIA ANUAL (°C)	EVAPORACION MEDIA ANUAL (mm)
ROSARIO	1964 - 1982	944.8	25.6	1 880.4
PANUCO	1963 - 1981	1 511.6	23.6	- - -
EL PALMITO	1956 - 1981	1 300.7	16.7	1 370.8
LAS HABITAS	1964 - 1981	1 096.5	25.2	1 790.1
PLAMOSAS	1964 - 1982	1 457.1	22.2	- - -
LA PEÑA	1964 - 1981	1 316.0	10.0	- - -
LA CIUDAD	1959 - 1980	1 485.4	10.1	1 275.8
PUEBLO NUEVO	1966 - 1982	1 396.1	18.4	1 296.8
EL SALTO	1940 - 1981	909.7	11.5	- - -
CONCORDIA	1956 - 1981	893.1	24.6	1 534.5

CUADRO 2.2.1

# CUENCA GENERAL DEL RIO BALUARTE, SIN. POLIGONO DE THIESSEN

## SIMBOLOGIA

- Est. Hidrométrica ——— □
- Est. Climatológica ——— ●
- Límite de Cuenca ——— ~~~~~
- Límite de Estado ——— + - - +



DIBUJO 2211





VOLUMENES MENSUALES HASTA LA ESTACION BALUARTE SOBRE EL RIO BALUARTE, SIN.  
EN MILLONES DE M<sup>3</sup>

CUADRO 2.3.1.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1949	125.32	56.07	15.12	6.12	3.75	10.84	254.57	212.40	363.23	117.24	16.02	12.23	1193.92
1950	7.59	3.51	2.13	.90	.61	41.64	204.47	128.86	314.16	141.58	13.86	8.83	868.14
1951	8.15	4.33	6.59	3.65	1.90	5.23	131.08	225.61	390.41	44.48	9.73	12.46	844.51
1952	4.58	2.50	1.59	.75	.83	44.55	360.52	601.00	189.07	44.31	9.16	15.41	1274.32
1953	7.36	41.25	9.45	1.93	.27	2.99	111.31	358.36	691.31	123.00	15.16	12.26	1284.63
1954	11.02	3.95	2.06	.87	.46	7.70	183.25	323.60	146.39	174.53	16.47	7.10	871.47
1955	84.43	10.27	4.42	1.66	.75	1.83	267.10	529.47	564.61	125.53	18.32	6.45	1616.82
1956	4.88	2.94	1.69	.91	3.36	80.15	242.32	250.99	301.68	38.74	7.79	5.25	890.70
1957	2.98	2.24	5.32	1.63	.47	.84	73.96	183.83	163.99	215.73	28.68	18.15	697.82
1958	10.62	4.87	61.36	4.11	3.06	106.08	571.86	446.79	1335.03	356.43	117.41	38.83	3056.45
1959	20.85	11.53	5.85	6.40	3.00	11.52	195.81	497.44	219.73	195.04	40.00	20.42	1218.67
1960	76.31	15.07	6.75	2.90	1.30	2.67	128.34	293.81	170.34	136.87	45.18	34.61	916.25
1961	128.45	27.21	8.34	3.74	1.51	48.99	332.53	265.67	585.64	81.18	8.42	26.99	1518.64
1962	8.81	5.60	3.41	1.62	1.26	27.03	121.47	181.63	339.56	382.95	40.50	16.21	1130.05
1963	10.64	5.08	1.02	1.40	1.17	26.82	491.48	413.00	541.94	207.72	33.14	117.36	1752.78
1964	26.31	11.23	6.05	2.96	2.02	26.35	113.58	306.23	557.09	475.24	24.60	24.69	1570.36
1965	10.85	10.02	4.07	2.29	.84	.89	164.67	433.57	1007.50	166.38	16.57	33.13	1790.72
1966	18.97	26.60	7.70	11.93	6.24	60.82	273.70	713.89	344.60	136.30	20.50	24.49	1643.20
1967	23.06	6.33	3.99	1.90	.98	31.09	289.21	443.91	487.73	150.59	18.10	90.08	1552.02
1968	30.80	145.05	338.40	19.95	6.98	6.73	391.45	554.46	1121.21	90.28	130.55	75.25	3511.10
1969	98.64	22.84	10.92	4.85	3.48	3.28	643.67	602.87	659.80	548.37	29.38	200.47	2828.53
1970	76.61	35.38	17.72	4.66	.22	8.55	501.77	749.83	1359.36	178.46	22.81	11.34	3032.27
1971	7.30	2.85	1.57	1.07	.97	27.10	418.65	594.73	925.89	214.48	18.78	9.55	2222.44
1972	49.82	4.94	2.76	1.59	1.13	8.19	151.40	225.03	397.49	125.91	712.60	170.37	1851.22
1973	53.89	63.66	17.87	6.95	3.47	8.59	324.24	952.77	1004.61	175.65	28.74	13.67	2653.81
1974	9.12	5.10	3.36	1.62	1.42	6.89	347.02	472.39	764.96	207.50	25.10	262.48	2106.97
1975	67.62	12.12	6.32	3.37	2.16	3.53	565.04	819.94	625.47	226.27	29.91	10.87	2372.62
1976	7.34	3.96	2.14	1.12	.79	89.30	514.37	433.25	329.93	94.68	232.97	102.59	1812.44
1977	122.08	12.16	6.02	3.35	1.75	23.04	198.65	514.79	338.41	117.92	19.25	7.44	1364.84
1978	4.68	13.64	3.31	1.99	1.86	13.20	197.58	280.33	724.86	153.56	17.50	7.84	1420.32
1979	315.76	45.04	13.32	4.11	1.98	1.42	262.95	345.71	413.33	23.02	6.91	6.35	1439.90
1980	4.73	7.50	1.94	.60	.66	4.52	107.35	562.67	417.47	158.98	29.80	11.26	1307.48
1981	49.30	22.80	16.10	6.00	4.80	16.30	358.71	481.29	763.60	670.90	77.09	29.72	2496.60
TOTAL	1482.82	648.72	600.15	118.89	65.74	768.75	9334.10	14410.69	19054.78	6299.77	1880.57	1447.12	56112.08
PROM.	44.93	19.66	18.19	3.60	1.99	23.30	282.85	436.69	577.42	190.90	56.99	43.85	1700.37





CARACTERISTICAS CLIMATOLOGICAS DE LA ESTACION ROSARIO

CONCEPTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
PRECIPITACION (cm)	1.58	1.32	0.67	0.10	0.06	5.67	21.86	27.06	25.12	5.15	3.15	2.90
TEMPERATURA (°C)	21.60	21.60	23.30	24.10	26.60	28.60	29.10	28.50	28.40	27.80	25.30	22.70
INDICE DE CALOR	9.16	9.16	9.62	10.82	12.56	14.02	14.39	13.94	13.87	13.43	11.64	9.88
FACTOR DE CORRECCION POR LATITUD	0.93	0.89	1.03	1.06	1.14	1.13	1.16	1.12	1.02	0.99	0.92	0.92

TABLA 2.4.1.



PROYECTO RIO BALUARTE, SIN.

CALCULO DEL CLIMA

METODO DE THORNTHWAITE

TABLA 2.4.2.

MES	E	F	M	A	M'	J	J'	A'	S	O	N	D	VALORES MEDIOS ANUALES
T°c	21.60	21.60	22.30	24.10	26.60	28.60	29.10	28.50	28.40	27.80	25.30	22.70	T° = 25.55
I	9.16	9.16	9.62	10.82	12.56	14.02	14.39	13.94	13.87	13.43	11.46	9.88	I° = 142.50
epcm	6.67	6.67	7.45	9.72	13.64	17.50	18.57	17.29	17.00	15.87	11.48	7.91	
F	0.93	0.89	1.03	1.06	1.14	1.13	1.16	1.12	1.02	0.99	0.92	0.92	
EPcm	6.21	5.94	7.67	10.30	15.55	19.77	21.54	19.36	17.42	15.71	10.57	7.28	EPo° = 157.33
Pcm	1.58	1.32	0.67	0.10	0.06	5.67	21.86	27.06	25.12	5.15	3.15	2.90	P° = 94.65
MHS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.32	7.70	1.98	-10.00	0.00	0.00	
HA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.32	8.02	10.00	0.00	0.00	0.00	
EPR	1.58	1.32	0.67	0.10	0.06	5.67	21.54	19.36	17.42	15.15	3.15	2.90	
S	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.71	0.00	0.00	0.00	So° = 5.71
d	4.63	4.62	7.00	10.20	15.49	14.10	0.00	0.00	0.00	0.56	7.41	4.38	do° = 68.39
E	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.86	1.43	0.00	0.00	
RP	-0.75	-0.78	-0.91	-0.99	-1.00	-0.71	0.01	0.40	0.44	-0.67	-0.70	-0.60	

$$I_n = \frac{100 \times S_o}{EP_o} = \frac{100 \times 5.71}{157.33} = 3.63 \%$$

$$I_o = \frac{100 \times d_o}{EP_o} = \frac{100 \times 68.39}{157.33} = 43.47 \%$$

$$I_m = I_n - 0.6 \times I_o = 3.63 - 0.6 (43.47) = -22.45 \%$$

$$S = \frac{100 \times P_n}{EP_o} = \frac{100 \times 60.73}{157.33} = 38.60 \%$$

Estación: ROSARIO

Periodo de Observación 1964 - 1981

Latitud: 23° 00'

Fórmula del Clima

PHSATAVA: Seco, pequeña o nula demasia de agua, cálido, concentración normal de calor en verano.

# CLIMOGRAMA

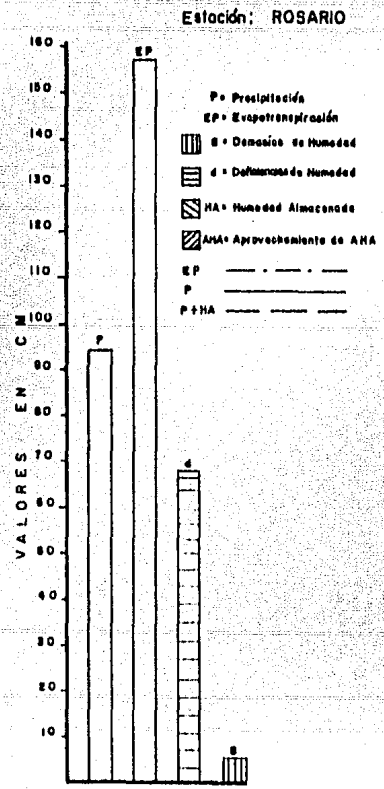
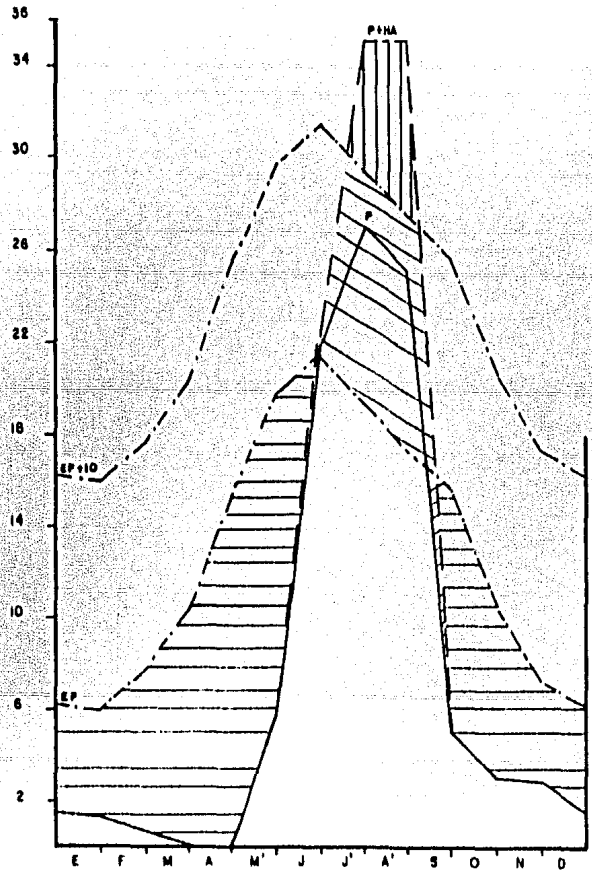


Gráfico 2.4.1.

## CAPITULO III DEMANDAS DE RIEGO

III.1 SUPERFICIE DISPONIBLE AL RIEGO

III.2 PROGRAMA DE CULTIVOS

III.3 USOS CONSUNTIVOS

### III.1 SUPERFICIE DISPONIBLE AL RIEGO

De acuerdo a la información proporcionada por la Subdi -  
rección de Estudios de la S.A.R.H., la zona por regar abarca 38 000 has, de las  
cuales 16 306 Has se encuentran localizadas en la margen izquierda del Río Ba -  
luarte; 21 694 Has se ubican entre los ríos Baluarte y Presidio, a la margen de  
recha del primer río.

Los suelos de mayor valor productivo se localizan en la -  
llanura aluvial, aproximadamente entre las cotas 8 y 100 m.s.n.m., que compren -  
de unidades de vertisoles, faozems, cambisoles, litosoles y fluvisoles. En ésta,  
se ubican por lo general los distritos de riego, todos estos suelos son normal -  
mente profundos con texturas medias a finas; con excepción de los vertisoles y  
los luvisoles, todos tienen buen drenaje interno y bajo riego, son de alta -

Productividad agrícola, su potencial ganadero es también alto, los cambisoles, para garantizar su productividad requieren de incorporación de materia orgánica; los vertisoles, de un manejo muy cuidadoso para las unidades señaladas y sus asociaciones y la productividad bajo condiciones de temporal esta limitada solo por el clima.

### III.2. PROGRAMA DE CULTIVOS

Con el fin de calcular o determinar el uso consuntivo y las demandas de riego para una zona en particular, se deberá formular un plan de cultivos adecuados a las condiciones climáticas, edafológicas, mercado, etc. y para ello es gran auxiliar el estudio agroeconómico de la zona o de alguna zona vecina.

Es necesario definir su distribución en cuanto al área que cubre cada cultivo y al calendario agrícola, para ver las posibilidades de considerar dobles cultivos. El programa estará así compuesto por cultivos establecidos y cultivos repetidos en cierta proporción y distribución en el ciclo agrícola.

En el caso de la zona del Río Baluarte, se propone el plan de cultivos que se muestra en la Tabla 3.2.1., así como periodos vegetativos, inicio de siembra, cosecha y el área propuesta para cada cultivo, con este plan de cultivos se obtiene un índice de densidad de cultivos de 1.79, teniendo un área de 30 050 Has de dobles cultivos.

### III.3 USOS CONSUNTIVOS

El uso consuntivo o evapotranspiración, es la cantidad de agua que se consume por concepto de evaporación directamente del suelo adyacente, más la que requieren las plantas para la formación de sus tejidos y para respirar. La parte de agua que queda a formar parte de las plantas, es muy pequeña con respecto a la que transpiran a través de la superficie del follaje expuesto a la intemperie.

Es muy difícil separar la evaporación de la transpiración con mediciones de campo, por lo que ambos procesos se consideran como uno solo y se denomina Evapotranspiración o uso consuntivo.

Conocida esta cantidad de agua, se pueden proporcionar los riegos en el tiempo y magnitud debidos, es decir, de manera que no falte el agua para el desarrollo normal de las plantas, ni se produzcan desperdicios que pueden ser perjudiciales para los cultivos.

Las demandas de riego son las cantidades de agua que se requieren dar a los cultivos para lograr el desarrollo adecuado de las plantas, así como para las pérdidas que se sufren por la evaporación del terreno y la infiltración profunda del mismo y de otras que son atribuibles a fallas de operación; estas demandas se calculan a nivel de parcela y es necesario incrementarlas en una cantidad adecuada para compensar las pérdidas que se originan por la conducción en los cauces y en la red de canales

## FACTORES QUE INFLUYEN EN EL USO CONSUNTIVO

El uso consuntivo sufre variaciones de acuerdo al cultivo considerado, pero existen otros factores que intervienen en la cantidad de agua para consumo de las plantas, algunos de estos factores involucran el manejo humano y otros que se relacionan con el clima, el abastecimiento de agua, los suelos y la topografía del terreno. A continuación se describen los factores más importantes:

La temperatura es básica para la selección de los cultivos más apropiados en una zona y es el factor más importante que interviene en el consumo de agua por los cultivos. Las temperaturas muy bajas retardan el crecimiento de las plantas y las muy altas producen un estado latente; la transpiración es influenciada no solo por la temperatura, sino también, por el área del follaje expuesto y las necesidades fisiológicas de las plantas.

La evaporación y la transpiración se aceleran cuando hay escasa humedad en el aire y se retardan cuando por el contrario existe en abundancia, el viento favorece a la evaporación del agua del terreno y de las superficies de las plantas, más cuando es cálido y seco.

La latitud influye considerablemente en el uso consuntivo de agua en las plantas, durante el verano, debido a la inclinación del eje terrestre, las horas de luz diurna son muchas más en las latitudes norte que en el Ecuador, los días más largos permiten que continúe la transpiración por un lapso mayor cada día y producen un efecto semejante al de la prolongación del periodo de crecimiento.

## METODOS PARA DETERMINAR EL USO CONSUNTIVO

Un factor muy importante en un proyecto de irrigación, es la cuantificación verdadera de las necesidades de agua, es por esto, por lo que muchos investigadores han enfocado su atención en encontrar métodos sencillos - que determinen la cantidad de agua necesaria para el desarrollo vegetativo de - diferentes cultivos.

Los métodos que se han ideado para la determinación de -- los valores del uso consuntivo para las diferentes especies de vegetación nativa y de cultivos agrícolas; se divide en dos grupos principales: Métodos Direc-tos y Métodos Indirectos. Unicamente mencionaremos algunos métodos y se detallará el método que se aplicó en el presente trabajo.

### METODOS DIRECTOS.

- 1.- Del lisímetro
- 2.- De integración
- 3.- De entrada y consumo de agua
- 4.- Aerodinámico
- 5.- De Dalton
- 6.- De Balance de energía
- 7.- Combinados

### METODOS INDIRECTOS.

- 1.- De Thornthwaite



- 2.- Blaney - Criddle
- 3.- De Crassi - Christiansen
- 4.- Racional
- 5.- De Lowry y Johnson.

De los métodos anteriores el que se aplicó fue el de Blaney - Criddle, ya que por estudios realizados en la S.A.R.H. se ha determinado que es el método que proporciona resultados más aproximados a la realidad, de acuerdo con las condiciones climatológicas y agrológicas existentes en nuestro país.

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

$$U. C. = K F = \sum_1^m k f$$

donde:

- U. C. = Uso consuntivo en pulgadas, durante el periodo de desarrollo del cultivo, cuyo número de meses es " m ".
- K = Coeficiente global de uso consuntivo.
- F = Suma de los factores mensuales de uso consuntivo: Temperatura y luminosidad; éstos durante la época de crecimiento del cultivo, que es igual a :

$$F = \sum_1^m k, f = \sum_1^m k ( T . p / 100 )$$

en la cual:

T = Temperatura media mensual en °F

p = Porcentaje promedio de horas - luz en el mes

k = Coeficiente mensual de uso consuntivo.

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

$$U. C. = \sum_1^m k p \left( \frac{T + 17.8}{21.8} \right)$$

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

$$k t = 0.03114 T + 0.2396$$

El coeficiente de cultivo ( k c ) refleja la influencia - de las etapas de desarrollo del cultivo en la evapotranspiración.

## APLICACION DEL METODO

Para ejemplificar el método se anexa una hoja de cálculo (Tabla 3.3.1.) de un cultivo del patrón antes propuesto, de la cual se detalla a continuación:

Como se mencionó anteriormente se utilizarán los datos de la estación climatológica Rosario.

Cultivo: Ajonjolí  
Area de cultivo: 1 000 Has.  
Período de desarrollo: Marzo a Julio  
Latitud en que se localiza la zona o estación: 23°00'

Se determina el coeficiente global del cultivo ( $k_g$ ) - en la Tabla 3.3.2., con la lluvia media anual de Rosario que es de 962.8 mm, - cifrándose un valor de  $K_g = 0.70$ , de acuerdo a las características del distrito de riego propuesto que se dará riego por gravedad, con canales de tierra - es un distrito mayor de 10 000 Has., se determinó de la Tabla 3.3.3., un valor de eficiencias de conducción de 0.70, de la eficiencia parcelaria de 0.75 y una eficiencia total de 0.53 .

### DESARROLLO DE LA TABLA DE CALCULO:

#### Columna 1.

Los meses del periodo de desarrollo del cultivo a calcular.

Columna 2.

Temperatura media mensual de los meses vegetativos.

Columna 3.

Porcentaje de insolación mensual, dependientes de la latitud de la zona, valores obtenidos de la Tabla 3.3.4.

Columna 4.

Valores del factor  $f$ , por medio de la fórmula:

$$f = p ((T + 17.8) / 21.8)$$

Columna 5.

Coefficiente de temperatura mensual obtenido por la expresión:

$$k_t = 0.03114 T + 0.2396$$

Columna 6.

Coefficiente de cultivo, obtenido por medio de:

$$k_c = W k_g / 100$$

de donde:

$W$  depende del cultivo, tabulado en la Tabla 3.3.5,  $k_g$  coeficiente global ya antes obtenido.

Columna 7.

Uso consuntivo, que resulta de multiplicar la columna 4 por la columna 5 y por la columna 6

$$u. c. = f k_t k_c$$

Columna 8.

Uso consuntivo modificado, que se obtiene de multiplicar la columna 7 por el factor  $K'$ .

donde:

$$K' = k g (\sum f / \sum u. c. )$$

Columna 9.

Datos de la lluvia media mensual correspondiente a la estación climatológica Rosario.

Columna 10.

Lluvia efectiva: Para calcular los valores de esta columna existen diversos métodos, en este caso se realizó por medio del criterio Blaney - Criddle, el cual se describe a continuación:

Teniendo el valor de la lluvia media anual y con su probabilidad de ocurrencia, que en este caso se adoptó del 80 %, se localiza en la Tabla 3.3.6. el valor del coeficiente de ajuste para la lluvia aprovechable ( $C_a$ ), valor que resultó de  $C_a = 0.826$ , en función de los valores de U. C. y H. P. ( columna 8 y 9 respectivamente ), se localiza en la Tabla 3.3.7. el valor correspondiente a la lluvia aprovechable mensual, el cual al multiplicarse por el coeficiente de ajuste ( $C_a$ ) dará por resultado la lluvia efectiva.

Columna 11.

Lámina neta, valor resultante de la diferencia de la columna 8 menos la columna 10.

$$L.n. = U.C. - LL.e.$$

Columna 12.

Lámina Bruta, se obtiene al dividir la columna 11 entre el valor de la eficiencia total.

$$L.B. = L.n. / \text{efic. tot.}$$

En las Tablas 3.3.8., 3.3.9. y 3.3.10., se muestran los valores del Uso Consuntivo, láminas netas y de las demandas volumétricas respectivamente, obtenidas por medio del método de Blaney - Criddle; se observa que la demanda volumétrica anual es de 623.129 mill. de m<sup>3</sup>, con una lámina bruta de 1.64 m.



PROYECTO RIO BALUARTE, SIN.

PATRON DE CULTIVOS

TABLA 3.2.1

CULTIVO	AREA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
PERENNES														
Alfalfa	1180													
Citricos	4110													
Pastos	2060													
SUBTOTAL	7350													
TOTAL	38000													
SEGUNDOS CULTIVOS														
Ajonjolii	700													
Maiz	1200													
Sorgo	1500													
Sova	1100													
Trigo	4745													
Girasol	14505													
Calabaza	6300													
SUBTOTAL	30050													
SUPERFICIE DISPONIBLE CULTIVADA		38000	38000	33365	35160	38000	38000	37400	36400	31100	29715	36830	38000	



## DISTRIBUCION MENSUAL DEL USO CONSUNTIVO

APLICACION DEL METODO DE BLANEY-CRIDDLE, Y LA CURVA

DE DESARROLLO DEL CULTIVO

Tabla 3.3.1

AREA <u>1 000 Has.</u>	PERIODO DE DESARROLLO <u>Marzo - Julio</u>
CULTIVO <u>AJONJOLI</u>	COEFICIENTE GLOBAL DEL CULTIVO (Kg) <u>0.70</u>
CUENCA <u>RIO BALUARTE, S.H.</u>	EFICIENCIA DE CONDUCCION <u>0.70</u>
LATITUD <u>23° 00'</u>	EFICIENCIA PARCELARIA <u>0.75</u>
	EFICIENCIA TOTAL <u>0.53</u>

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
MESES	T (°C)	P (%)	f	Kt	Kc	u.c. (cm)	U.C. (cm)	HP (cm)	LL.E (cm)	L.N. (cm)	L.B. (cm)
ENERO											
FEBRERO											
MARZO	22.3	8.36	15.38	0.93	0.36	5.17	4.67	0.63	0.00	4.67	8.81
ABRIL	24.3	8.57	16.55	1.00	0.61	10.06	9.08	0.10	0.00	9.08	17.13
MAYO	26.5	9.24	18.78	1.06	0.85	16.99	15.33	0.60	0.00	15.33	28.92
JUNIO	28.7	9.11	19.43	1.13	0.92	20.26	18.28	5.37	3.68	14.60	27.55
JULIO	29.1	9.36	20.14	1.15	0.76	17.53	15.82	24.76	12.94	2.08	5.43
AGOSTO											
SEPTIEMBRE											
OCTUBRE											
NOVIEMBRE											
DICIEMBRE											
Σ			90.27			70.02					

T = Temperatura

P = Porcentaje de insolarción  $T+17.8$

f = Factor de temperatura =  $(\frac{T-10}{T+17.8})^2$

Kt =  $0.031141 + 0.2396 T$

Kc = Coeficiente de desarrollo del cultivo

u.c. = Uso consuntivo =  $f Kt Kc$

U.C. = Uso consuntivo modificado (K)(u.c.)

HP = Precipitación

LL.E = LLuvia efectiva

L.N. = Lámina neta

L.B. = Lámina bruta

C. a. = Coeficiente de Ajuste = 0.826

$$K' = \left( \frac{\sum u.c.}{\sum U.C.} \right) (Kg)$$

$$K' = 0.90$$

## SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

## DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION

TABLA NUM. 3.3.2

Valores del Coeficiente (K) estacional para diversos Cultivos.

CULTIVO	DURACION NORMAL DEL PERIODO DE DESARROLLO DE LOS CULTIVOS	COEFICIENTE (K) DE USO CONSUMITIVO					
		LLUVIA		MEDIA	ANUAL	E. S. M. M.	
		< 500	500-750	750-1000	1000-1500	1500-2000	> 2000
Algodón, Flores, Sempasúchil	7 meses	0.70	0.68	0.65	0.63	0.60	0.57
Aroz	3 a 5 meses	1.10	1.08	1.05	1.03	1.00	0.97
Cacao, Café	Año Completo	0.80	0.78	0.75	0.73	0.70	0.67
Caña de Azúcar	Año Completo	0.90	0.88	0.85	0.83	0.80	0.77
Cereales Pequeños (Alpiste, Avena, Trigo, Cebada)	3 a 4 meses	0.85	0.83	0.80	0.78	0.75	0.72
Cúrcuma (Palma)	Año Completo	0.80	0.77	0.73	0.69	0.65	0.61
Cárdeno, Ullas, Frijol, etc.	3 a 4 meses	0.70	0.68	0.65	0.63	0.60	0.57
Cañamón, Paja	Año Completo	0.70	0.69	0.68	0.67	0.65	0.63
Hortalizas (chilo, Ejote, Melón, Sandía, Estropajo)	2 a 4 meses	0.70	0.68	0.65	0.63	0.60	0.57
Trébol	4 meses	0.70	0.69	0.68	0.67	0.65	0.63
Linaza	7 a 8 meses	0.80	0.78	0.75	0.73	0.70	0.67
Maíz	4 meses	0.85	0.83	0.80	0.78	0.75	0.72
Cajote, Jicama, Papa, Yuca	3 a 5 meses	0.75	0.73	0.70	0.68	0.65	0.62
Remolacha de Azúcar	6 meses	0.75	0.73	0.70	0.68	0.65	0.62
Semillas oleaginosas (Ajonjolí, Cacahuete, Cártamo)	3 a 5 meses	0.75	0.73	0.70	0.68	0.65	0.62
Sorgo, Veza	4 a 5 meses	0.80	0.78	0.75	0.73	0.70	0.67
Tabaco	4 meses	0.80	0.78	0.75	0.73	0.70	0.67
Vid	5 a 7 meses	0.60	0.58	0.55	0.53	0.50	0.47
FRUTALES:							
Aguacate, Guayabo, Higuera, Hule, Manoy, Mango, Papayo, Tamarindo, Guanábano	Año Completo	0.55	0.54	0.53	0.52	0.50	0.48
Chirimoya, Marañón, Chicozapote, Anono	Año Completo	0.55	0.54	0.53	0.52	0.50	0.48

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION

TABLA NUM. 3.3.2

Valores del Coeficiente (K) estacional para diversos Cultivos

C U L T I V O	DURACION NORMAL DEL PERIODO DE DESARROLLO DE LOS CULTIVOS	COEFICIENTE (K) DE USO CONSUNTIVO					
		LLUVIA ≤ 500	500-750	MEDIA 750-1000	ANUAL 1000-1500	EN 1500-2000	M.M. > 2000
De hojas Caedizas (Chabacano, Ciruelo, Durazno, Granada, Manzano, Membrillo, Nuez de Nogal, Peral	Entre Heladas	0.70	0.68	0.65	0.63	0.60	0.57
Toronja, Pomelo	Año Completo	0.65	0.63	0.60	0.58	0.55	0.52
Naranja, Limón	Año Completo	0.55	0.53	0.50	0.48	0.45	0.42
Plátano	Año Completo	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75
P A S T U R A S							
Pastos, Jamaica	Entre Heladas	0.85	0.83	0.80	0.78	0.75	0.72
Trébol blanco	Entre Heladas	0.85	0.84	0.83	0.82	0.80	0.78
Alfalfa, fresa	Entre Heladas	0.90	0.88	0.85	0.83	0.80	0.77

**SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS  
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION**

**TABLA NUM. 3.3.3.**

**Valores Tentativos de Eficiencias para un proyecto  
de Distrito de Riego**

Características del Distrito	Eficiencias en la:		En el Distrito	
	Conducción	Parcela	Mínima	Máxima
(a) Riego por gravedad, canales en tierra, Distrito pequeño y compacto menor de unas 10 000 Ha.	0.75	0.60 a 0.75	0.45	0.56
(b) Riego por gravedad, canales en tierra, Distrito grande más de 10 000 Ha.	0.70	0.60 a 0.75	0.42	0.53
(c) Idem. que (a) pero canales revestidos	0.85	0.65 a 0.75	0.55	0.64
(d) Idem. que (b) pero canales revestidos	0.80	0.65 a 0.75	0.52	0.60
(e) Riego por aspersión, Distrito pequeño. Conducción revestida y distribución por tubería	0.90	0.80 a 0.85	0.72	0.76
(f) Riego por aspersión, Distrito grande. Conducción revestida y distribución por tubería	0.85	0.80 a 0.85	0.68	0.72
(g) Riego por goteo, Distrito pequeño. Conducción y distribución por tubería	0.95	0.90 a 0.95	0.85	0.90
(h) Riego por goteo, Distrito grande. Conducción y distribución por tubería	0.90	0.90 a 0.95	0.81	0.85

Los valores mínimos deben elegirse para aquellos Distritos con suelos permeables, pendiente importante y donde el agricultor tiene escasa experiencia en el riego. Los máximos para suelos de poca permeabilidad ó normal, planos y donde los agricultores tienen experiencia en el riego. Si el trayecto de conducción por el cauce del río es importante deberá considerarse una pérdida adicional, que dependerá de las condiciones de permeabilidad del mismo. En condiciones normales puede tentativamente suponerse 0.1% por kilómetro de cauce.

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS  
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION

TABLA NUM. 3.3.4.

Asoleamiento.- Porcentajes de horas-luz diurna para cada mes en  
 relación al número total en el año y a la latitud del lugar

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	7.89
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°	7.66	7.27	8.37	8.55	9.24	9.11	9.36	9.04	8.28	8.09	7.49	7.54
23°	7.62	7.26	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	7.16	8.36	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	8.35	8.69	9.41	9.42	9.58	9.17	8.29	7.95	7.30	7.31
29°	7.38	7.05	8.35	8.68	9.49	9.43	9.65	9.15	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

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS  
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION

TABLA NUM. 3.3.5.

Factores (w) por los cuales hay que multiplicar  
(K) estacional para obtener la (k) mensual

Valores expresados en porcentaje con relación a (K)

$$K_c = \frac{w \cdot K}{100}$$

Periodo vegetativo en meses	Valores de w												Cultivos
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
12	34	58	87	110	133	147	152	143	122	99	74	41	Aguacate
6	51	76	109	129	137	104							Ajonjolí
5	52	87	121	132	108								
4	55	101	131	113									
12	61	76	96	110	120	129	132	127	117	100	76	56	Alfalfa
11	62	79	99	113	125	131	130	120	104	80	57		
10	62	82	103	118	128	132	124	109	84	58			
9	63	86	108	123	130	128	115	89	58				
8	64	91	113	128	131	120	94	59					
8	29	52	78	117	136	139	133	116					Algodón
7	30	56	95	127	139	135	118						
6	32	62	113	136	137	120							
6	36	33	59	106	165	201							Apio
5	35	38	79	149	199								
4	33	50	122	195									
7	23	116	131	132	131	129	38						Arroz
6	29	124	132	129	132	54							
5	37	129	133	134	67								
4	50	130	128	92									
7	36	86	119	137	135	108	79						Avena
6	39	95	128	139	118	81							
5	46	108	135	129	82								
4	55	122	136	87									

TABLA NUM. 3.3.5.

Hoja # 2

Periodo vegetativo en meses	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Cultivos
12	111	99	71	75	76	80	85	105	122	121	131	124	Caña de azúcar
7	13	63	107	149	165	158	45						Cebada
6	16	74	124	160	164	62							
5	21	87	145	163	84								
4	29	108	153	110									
6	64	103	128	127	102	76							Cebolla
5	67	114	132	109	78								
4	73	124	122	81									
12	64	78	90	100	110	116	121	121	118	110	96	76	Cítricos
5	55	76	122	135	112								Chicharo
4	57	92	136	115									
3	59	121	120										
9	34	24	26	39	99	174	181	213	110				Espárragos
8	33	24	28	57	160	178	191	125					
7	30	22	31	100	174	203	140						
6	88	103	109	109	103	88							Frijol pequeño blanco
5	90	105	109	106	90								
4	92	108	108	92									
6	26	106	145	142	116	65							Frijol
5	36	122	144	127	71								
4	49	136	136	79									
6	44	79	122	154	136	65							Frijol Soya
5	47	91	142	147	73								
4	49	116	152	83									
6	88	142	153	132	66	19							Grano y heno
5	94	149	146	90	21								
4	102	154	119	25									

TABLA NUM. 3.3.5.

Hoja 13

Período vegetativo en meses	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Cultivos
12	30	58	86	113	134	148	150	144	130	96	63	48	Frutales
11	35	62	90	122	140	150	147	135	106	65	48		
10	36	66	98	129	146	149	140	117	70	49			
9	34	70	107	139	150	146	128	76	50				
7	88	93	108	126	131	108	46						Habas
6	88	96	116	131	119	50							
5	89	101	126	126	58								
7	40	86	118	137	137	112	70						Hortalizas y verduras (chila y ejote)
6	44	96	129	138	122	71							
5	48	106	137	132	77								
4	56	122	137	85									
7	46	78	103	118	124	122	109						Jitomate
6	48	85	111	123	123	110							
5	52	94	118	124	112								
4	58	105	123	114									
10	79	79	94	106	116	119	119	114	96	78			Limón
9	49	62	82	104	123	131	132	123	94				Linaza
8	49	65	90	113	129	133	125	96					
7	50	69	99	122	132	128	100						
8	20	25	50	102	171	176	160	96					Lúpulo
7	20	29	66	138	176	169	102						
6	20	34	89	174	174	109							
5	20	47	138	176	119								
7	37	100	134	143	127	94	65						Maíz
6	43	110	140	137	103	67							
5	51	121	143	115	70								
5	60	89	109	134	108								Melón
4	63	96	129	112									
10	79	79	94	106	116	119	119	114	96	78			Naranja



TABLA NUM. 3.3.5.

Hoja 14

Periodo vegetativo en meses													Cultivo	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
11	57	77	101	128	153	156	144	91	82	67	44			Nuez de nogal
10	57	80	108	135	155	150	118	82	70	45				
9	59	84	116	147	155	136	85	72	46					
6	61	89	110	121	119	100								Papa (Garbanzo)
5	64	96	117	121	102									
4	68	106	121	105										
12	31	64	95	116	128	136	139	136	126	106	67	46		Pasto de riego
11	32	68	100	120	132	139	138	132	111	81	47			
10	33	75	106	125	136	139	135	117	86	48				
9	35	82	112	130	138	137	124	92	50					
12	104	103	88	106	103	104	103	94	106	104	91	94		Plátano
12	36	57	83	106	133	138	141	138	121	109	85	53		Prado -cesped
11	37	60	87	118	136	141	142	127	112	86	54			
10	38	65	92	129	139	142	134	116	91	54				
9	39	72	100	134	141	141	119	97	57					
7	42	85	108	126	131	121	87							Remolacha
6	45	85	118	132	126	94								
5	49	97	127	130	97									
7	30	88	137	152	134	93	66							Sorgos
6	34	102	148	145	103	68								
5	39	120	152	118	71									
7	77	105	119	122	108	89	80							Sorgo Sudanensis
6	81	109	121	111	94	84								
5	84	114	122	100	80									
7	30	56	95	127	139	135	118							Tabaco
6	32	62	113	136	137	120								
5	35	74	129	139	123									

TABLA NUM. 3.3.5.

Hoja # 5

Periodo vegetativo en meses	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Cultivos
10	79	79	94	106	116	119	119	114	96	78			Toronja.
12	66	64	103	107	123	126	123	119	112	98	96	43	Trebol
11	68	87	107	121	126	125	123	115	103	79	46		
10	68	91	112	122	126	125	119	106	83	48			
8	44	57	78	107	128	140	135	111					Trigo
7	44	60	89	118	137	138	114						
6	45	65	101	131	142	116							
5	46	76	118	141	119								
4	49	92	135	124									
10	41	94	105	111	129	128	111	112	103	66			Uvas
9	46	97	105	116	132	115	112	106	71				
8	50	101	107	125	124	112	108	73					
5	50	54	95	192	109								Zanahoria
4	47	49	170	134									

. TABLA NUM. 3.3.6.

Coefficiente de ajuste a la lluvia aprovechable  
de acuerdo a su probabilidad

Precipitacion Anual en cms.	Frecuencia en Porcentaje				
	50	60	70	80	90
7.6	0.00	0.68	0.56	0.45	0.33
10.2	.84	.72	.61	.50	.38
12.7	.87	.76	.65	.54	.42
15.2	.88	.78	.68	.57	.45
17.8	.89	.79	.69	.60	.48
20.3	.90	.81	.71	.62	.51
22.9	.91	.82	.73	.63	.53
25.4	.92	.83	.75	.65	.55
30.5	.93	.85	.78	.69	.58
35.6	.94	.86	.79	.71	.61
40.6	.95	.88	.81	.73	.63
45.7	.95	.89	.82	.74	.65
50.8	.96	.90	.83	.75	.67
55.9	.96	.90	.84	.77	.69
61.0	.97	.91	.84	.78	.70
66.0	.97	.92	.85	.79	.71
71.1	.97	.92	.86	.80	.72
76.2	.97	.93	.87	.81	.73
88.9	.98	.93	.88	.82	.75
101.6	.98	.94	.89	.83	.77
114.3	.98	.94	.90	.84	.78
127.0	.98	.95	.91	.85	.79
139.7	.99	.95	.91	.86	.80
152.4	.99	.95	.91	.87	.81
177.0	.99	.95	.92	.88	.83
203.2	.99	.95	.92	.89	.85
228.6	.99	.96	.93	.90	.86

TABLA NUM. 3.3.7.

Lluvia Aprovechable Mensual Determinada en Función de la lluvia y del Uso Consuntivo - Promedios Mensuales.

M	Uso Consuntivo Mensual en cms.												
	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	
1.27	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9
1.5	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1
2.0	1.2	1.2	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
2.5	1.5	1.5	1.5	1.6	1.6	1.6	1.6	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.8
3.0	1.8	1.8	1.8	1.9	1.9	1.9	2.0	2.0	2.0	2.1	2.1	2.1	2.1
3.5	2.1	2.1	2.2	2.2	2.2	2.3	2.3	2.3	2.4	2.4	2.4	2.4	2.5
4.0	2.4	2.4	2.5	2.5	2.6	2.6	2.6	2.7	2.7	2.8	2.8	2.8	2.8
4.5		2.6	2.7	2.8	2.8	2.9	2.9	3.0	3.0	3.1	3.1	3.1	3.1
5.0		2.7	2.8	2.9	3.1	3.2	3.3	3.3	3.4	3.4	3.4	3.4	3.5
5.5		2.7	2.9	3.1	3.3	3.5	3.6	3.6	3.7	3.7	3.8	3.8	3.8
6.0		2.8	3.0	3.3	3.5	3.8	3.9	3.9	4.0	4.0	4.1	4.1	4.1
6.5		2.8	3.1	3.4	3.8	4.1	4.2	4.2	4.3	4.3	4.4	4.4	4.4
7.0		2.9	3.2	3.6	4.0	4.3	4.4	4.5	4.6	4.6	4.7	4.7	4.7
7.5		2.9	3.3	3.7	4.2	4.6	4.7	4.8	4.8	4.9	5.0	5.0	5.0
8.0		3.0	3.5	3.9	4.4	4.9	5.0	5.1	5.1	5.2	5.3	5.3	5.3
8.5							5.2	5.3	5.3	5.4	5.5	5.6	5.6
9.0							5.2	5.4	5.5	5.6	5.8	5.9	5.9
9.5							5.3	5.5	5.7	5.9	6.1	6.2	6.2
10.0							5.3	5.6	5.8	6.1	6.3	6.5	6.5
10.5							5.3	5.7	6.0	6.3	6.6	6.7	6.7
11.0							5.4	5.8	6.1	6.5	6.8	7.0	7.0
11.5							5.4	5.8	6.3	6.7	7.1	7.3	7.3
12.0							5.5	5.9	6.4	6.9	7.3	7.5	7.5
12.5												7.7	7.7
13.0													7.7
13.5													7.8
14.0													7.8
14.5													7.9
15.0													7.9

TABLA NUM. 3.3.7.

Hoja 2

N	Uso Consuntivo Mensual en cms.											
	8.5	9.0	9.5	10.0	10.5	11.0	11.5	12.0	12.5	13.0	13.5	14.0
1.27	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.0
1.5	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.2
2.0	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.6
2.5	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.9	1.9
3.0	2.1	2.1	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.3	2.3
3.5	2.5	2.5	2.5	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6	2.7
4.0	2.8	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.1
4.5	3.2	3.2	3.2	3.2	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.4	3.4
5.0	3.5	3.5	3.5	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.7	3.7	3.8	3.8
5.5	3.8	3.9	3.9	3.9	3.9	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.1	4.1
6.0	4.2	4.2	4.2	4.3	4.3	4.3	4.3	4.4	4.4	4.4	4.5	4.5
6.5	4.5	4.5	4.6	4.6	4.6	4.7	4.7	4.7	4.8	4.8	4.9	4.9
7.0	4.8	4.8	4.9	4.9	5.0	5.0	5.1	5.1	5.1	5.1	5.2	5.3
7.5	5.1	5.1	5.2	5.3	5.3	5.4	5.4	5.4	5.5	5.5	5.6	5.6
8.0	5.4	5.4	5.5	5.6	5.6	5.7	5.7	5.8	5.8	5.9	6.0	6.0
8.5	5.7	5.7	5.8	5.9	5.9	6.0	6.1	6.1	6.2	6.2	6.3	6.3
9.0	6.0	6.0	6.1	6.2	6.2	6.3	6.4	6.5	6.5	6.6	6.7	6.7
9.5	6.2	6.3	6.4	6.5	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	6.9	7.0	7.0
10.0	6.5	6.6	6.7	6.8	6.8	6.9	7.0	7.1	7.2	7.2	7.3	7.3
10.5	6.8	6.9	7.0	7.1	7.1	7.2	7.3	7.4	7.5	7.5	7.6	7.6
11.0	7.1	7.2	7.3	7.3	7.4	7.5	7.6	7.7	7.8	7.9	8.0	8.0
11.5	7.4	7.4	7.5	7.6	7.7	7.8	7.9	8.0	8.2	8.2	8.3	8.3
12.0	7.6	7.7	7.8	7.9	8.0	8.1	8.2	8.3	8.5	8.5	8.6	8.6
12.5	7.8	7.9	8.0	8.1	8.3	8.4	8.5	8.6	8.8	8.8	8.9	8.9
13.0	7.9	8.1	8.2	8.4	8.5	8.7	8.8	8.9	9.0	9.1	9.2	9.3
13.5	8.0	8.2	8.5	8.7	8.8	9.0	9.1	9.2	9.3	9.4	9.5	9.6
14.0	8.1	8.4	8.7	8.9	9.1	9.3	9.4	9.5	9.6	9.7	9.8	9.9
14.5	8.2	8.5	8.9	9.2	9.4	9.5	9.7	9.8	9.9	10.0	10.1	10.2
15.0	8.3	8.7	9.1	9.4	9.6	9.8	9.9	10.1	10.2	10.3	10.4	10.5

TABLA NUM. 3.3.7.

H	Uro Consuntive Mensual en cr's.											
	14.5	15.0	15.5	16.0	16.5	17.0	17.5	18.0	18.5	19.0	19.5	20.0
1.27	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
1.5	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
2.0	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.7	1.7	1.7	1.7	1.8
2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.1	2.1	2.1	2.2	2.2
3.0	2.3	2.3	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.5	2.5	2.5	2.6	2.6
3.5	2.7	2.7	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.9	2.9	3.0	3.0	3.1
4.0	3.1	3.1	3.1	3.2	3.2	3.2	3.2	3.3	3.3	3.4	3.4	3.5
4.5	3.5	3.5	3.5	3.6	3.6	3.6	3.6	3.7	3.7	3.8	3.9	3.9
5.0	3.8	3.9	3.9	3.9	4.0	4.0	4.0	4.1	4.2	4.2	4.3	4.4
5.5	4.2	4.3	4.3	4.3	4.4	4.4	4.4	4.5	4.6	4.6	4.7	4.8
6.0	4.6	4.6	4.7	4.7	4.8	4.8	4.8	4.9	4.9	5.0	5.1	5.1
6.5	5.0	5.0	5.1	5.1	5.1	5.2	5.2	5.3	5.3	5.4	5.5	5.5
7.0	5.3	5.4	5.4	5.5	5.5	5.6	5.6	5.7	5.7	5.8	5.9	5.9
7.5	5.7	5.7	5.8	5.8	5.9	5.9	6.0	6.1	6.1	6.2	6.3	6.3
8.0	6.0	6.1	6.1	6.2	6.3	6.3	6.4	6.4	6.5	6.6	6.7	6.7
8.5	6.4	6.4	6.5	6.5	6.6	6.7	6.8	6.8	6.9	7.0	7.1	7.1
9.0	6.7	6.8	6.8	6.9	7.0	7.1	7.1	7.2	7.3	7.4	7.4	7.5
9.5	7.1	7.1	7.2	7.2	7.3	7.4	7.5	7.6	7.7	7.7	7.8	7.9
10.0	7.4	7.4	7.5	7.6	7.7	7.8	7.8	7.9	8.0	8.1	8.2	8.3
10.5	7.7	7.7	7.8	7.9	8.0	8.1	8.2	8.3	8.4	8.5	8.6	8.6
11.0	8.0	8.1	8.2	8.2	8.3	8.4	8.5	8.6	8.7	8.8	8.9	9.0
11.5	8.4	8.4	8.5	8.6	8.7	8.8	8.9	9.0	9.1	9.2	9.3	9.4
12.0	8.7	8.7	8.8	8.9	9.0	9.1	9.2	9.3	9.4	9.5	9.7	9.8
12.5	9.0	9.0	9.1	9.2	9.3	9.4	9.5	9.7	9.8	9.9	10.0	10.2
13.0	9.3	9.4	9.5	9.6	9.7	9.8	9.9	10.0	10.1	10.3	10.4	10.5
13.5	9.6	9.7	9.8	9.9	10.0	10.1	10.2	10.3	10.5	10.6	10.7	10.9
14.0	10.0	10.0	10.1	10.2	10.3	10.4	10.6	10.7	10.8	11.0	11.1	11.2
14.5	10.2	10.3	10.4	10.5	10.6	10.8	10.9	11.0	11.2	11.3	11.4	11.6
15.0	10.5	10.6	10.7	10.8	11.0	11.1	11.2	11.3	11.5	11.6	11.8	11.9

11.1A - - - - - MCI - - - - - 1. 0. 0. 5.

H	Uso Consuntivo Mensual en cms.											
	20.5	21.0	21.5	22.0	22.5	23.0	23.5	24.0	24.5	25.0	25.5	26.0
1.27	1.1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2		
1.5	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.5	1.5	1.5	1.5		
2.0	1.8	1.8	1.9	1.9	1.9	1.9	2.0	2.0	2.0	2.0		
2.5	2.2	2.3	2.3	2.4	2.4	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5		
3.0	2.7	2.7	2.8	2.8	2.9	2.9	2.9	3.0	3.0	3.0		
3.5	3.1	3.2	3.2	3.3	3.4	3.4	3.4	3.4	3.5	3.5		
4.0	3.5	3.6	3.7	3.7	3.8	3.9	3.9	3.9	3.9	4.0		
4.5	4.0	4.0	4.1	4.2	4.2	4.3	4.3	4.4	4.4	4.5		
5.0	4.4	4.5	4.5	4.6	4.7	4.7	4.8	4.8	4.9	5.0		
5.5	4.8	4.9	5.0	5.0	5.1	5.2	5.2	5.3	5.4	5.4		
6.0	5.2	5.3	5.4	5.4	5.5	5.6	5.7	5.8	5.8	5.9		
6.5	5.6	5.7	5.8	5.8	5.9	6.0	6.1	6.2	6.3	6.4		
7.0	6.0	6.1	6.2	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8		
7.5	6.4	6.5	6.6	6.6	6.7	6.8	6.9	7.0	7.2	7.3		
8.0	6.8	6.9	7.0	7.0	7.1	7.2	7.3	7.5	7.6	7.7		
8.5	7.2	7.3	7.4	7.4	7.5	7.6	7.8	7.9	8.0	8.1		
9.0	7.6	7.7	7.8	7.9	7.9	8.0	8.2	8.3	8.4	8.6		
9.5	8.0	8.1	8.2	8.2	8.3	8.4	8.6	8.7	8.9	9.0		
10.0	8.3	8.4	8.5	8.6	8.7	8.8	9.0	9.1	9.3	9.4		
10.5	8.7	8.8	8.9	9.0	9.1	9.2	9.4	9.5	9.7	9.8		
11.0	9.1	9.2	9.3	9.4	9.5	9.7	9.8	10.0	10.1	10.2		
11.5	9.5	9.6	9.7	9.8	9.9	10.1	10.2	10.4	10.5	10.7		
12.0	9.9	10.0	10.1	10.2	10.3	10.5	10.6	10.8	10.9	11.1		
12.5	10.3	10.4	10.5	10.6	10.7	10.9	11.0	11.2	11.3	11.5		
13.0	10.6	10.8	10.9	11.0	11.1	11.2	11.4	11.6	11.7	11.9		
13.5	11.0	11.1	11.3	11.4	11.5	11.6	11.8	12.0	12.1	12.4		
14.0	11.4	11.5	11.6	11.8	11.9	12.0	12.2	12.4	12.5	12.7		
14.5	11.7	11.9	12.0	12.1	12.3	12.4	12.6	12.7	12.9	13.1		
15.0	12.1	12.2	12.4	12.5	12.6	12.8	13.0	13.1	13.3	13.5		

Lluvia Promedio mensual en cms.



II	Uso Consuntivo Mensual en cms.											
	8.5	9.0	9.5	10.0	10.5	11.0	11.5	12.0	12.5	13.0	13.5	14.0
15.5	8.4	8.8	9.2	9.7	9.9	10.0	10.2	10.3	10.5	10.6	10.7	10.7
16.0	8.5	9.0	9.4	9.9	10.2	10.3	10.4	10.6	10.7	10.9	10.9	11.0
16.5					10.3	10.5	10.6	10.8	11.0	11.1	11.2	11.2
17.0					10.3	10.5	10.8	11.0	11.2	11.4	11.4	11.5
17.5					10.3	10.6	10.9	11.2	11.4	11.6	11.7	11.8
18.0					10.4	10.7	11.0	11.3	11.7	11.9	12.0	12.1
18.5					10.4	10.8	11.1	11.5	11.9	12.1	12.2	12.3
19.0					10.4	10.9	11.3	11.7	12.1	12.4	12.5	12.6
19.5					10.5	10.9	11.4	11.8	12.3	12.6	12.7	12.8
20.0					10.5	11.0	11.5	12.0	12.5	12.8	12.9	13.0
20.5												
21.0												
21.5												
22.0												
22.5												
23.0												
23.5												
24.0												
24.5												
25.0												
25.5												
26.0												
26.5												
27.0												
27.5												
28.0												
28.5												
29.0												
29.5												

Lluvia Promedio Mensual en cms.



II	Uso Concutivo Mensual en cm.											
	14.5	15.0	15.5	16.0	16.5	17.0	17.5	18.0	18.5	19.0	19.5	20.0
15.5	10.8	10.9	11.0	11.1	11.3	11.4	11.5	11.7	11.8	12.0	12.1	12.3
16.0	11.1	11.2	11.3	11.4	11.5	11.7	11.8	12.0	12.1	12.3	12.4	12.6
16.5	11.3	11.4	11.5	11.7	11.8	12.0	12.1	12.3	12.4	12.6	12.7	12.9
17.0	11.6	11.7	11.8	12.0	12.1	12.3	12.4	12.6	12.7	12.9	13.0	13.2
17.5	11.9	12.0	12.1	12.3	12.4	12.6	12.7	12.9	13.0	13.2	13.3	13.5
18.0	12.2	12.3	12.4	12.5	12.7	12.8	13.0	13.1	13.3	13.4	13.6	13.7
18.5	12.4	12.5	12.6	12.8	12.9	13.1	13.2	13.4	13.6	13.7	13.9	14.0
19.0	12.7	12.8	12.9	13.1	13.2	13.4	13.5	13.7	13.8	14.0	14.1	14.3
19.5	12.9	13.0	13.2	13.3	13.5	13.6	13.8	13.9	14.1	14.2	14.4	14.6
20.0	13.2	13.3	13.4	13.6	13.7	13.8	14.0	14.1	14.3	14.5	14.6	14.8
20.5			13.7	13.8	13.9	14.1	14.2	14.4	14.5	14.7	14.9	15.1
21.0			13.9	14.0	14.1	14.3	14.4	14.5	14.8	15.0	15.2	15.4
21.5			14.1	14.3	14.4	14.5	14.7	14.8	15.0	15.2	15.4	15.6
22.0			14.3	14.5	14.6	14.8	14.9	15.1	15.3	15.5	15.7	15.9
22.5			14.6	14.7	14.9	15.0	15.1	15.3	15.5	15.7	15.9	16.1
23.0			14.8	14.9	15.1	15.2	15.4	15.6	15.8	16.0	16.2	16.4
23.5			15.0	15.1	15.3	15.5	15.6	15.8	16.0	16.2	16.4	16.6
24.0			15.2	15.4	15.5	15.7	15.8	16.0	16.2	16.4	16.6	16.8
24.5								16.3	16.5	16.7	16.9	17.1
25.0								16.5	16.7	16.9	17.1	17.3
25.5								16.7	16.9	17.1	17.3	17.5
26.0								17.0	17.2	17.4	17.5	17.7
26.5								17.2	17.4	17.6	17.8	18.0
27.0								17.4	17.6	17.7	18.0	18.2
27.5												
28.0												
28.5												
29.0												
29.5												

Lluvia Promedio Mensual en cms.

H	Uso Consuntivo Mensual en cms.									
	20.5	21.0	21.5	22.0	22.5	23.0	23.5	24.0	24.5	25.0
15.5	12.4	12.6	12.7	12.8	13.0	13.1	13.3	13.5	13.7	13.9
16.0	12.7	12.9	13.0	13.2	13.3	13.5	13.7	13.9	14.0	14.2
16.5	13.0	13.2	13.4	13.5	13.7	13.8	14.0	14.2	14.4	14.6
17.0	13.3	13.5	13.7	13.8	14.0	14.1	14.3	14.5	14.7	14.9
17.5	13.6	13.8	13.9	14.1	14.3	14.4	14.6	14.8	15.1	15.3
18.0	13.9	14.1	14.2	14.4	14.6	14.7	14.9	15.2	15.4	15.6
18.5	14.2	14.4	14.5	14.7	14.9	15.0	15.3	15.5	15.7	15.9
19.0	14.5	14.6	14.8	15.0	15.2	15.4	15.6	15.8	16.0	16.2
19.5	14.7	14.9	15.1	15.3	15.5	15.6	15.9	16.1	16.3	16.5
20.0	15.0	15.2	15.4	15.5	15.7	15.9	16.1	16.4	16.6	16.8
20.5	15.3	15.4	15.6	16.8	16.0	16.2	16.4	16.6	16.9	17.1
21.0	15.6	15.8	15.9	16.1	16.3	16.5	16.7	17.0	17.2	17.4
21.5	15.8	16.0	16.2	16.4	16.6	16.8	17.0	17.2	17.4	17.7
22.0	16.1	16.3	16.5	16.7	16.9	17.1	17.3	17.5	17.7	17.9
22.5	16.3	16.5	16.7	16.9	17.1	17.3	17.5	17.8	18.0	18.2
23.0	16.6	16.8	17.0	17.2	17.4	17.6	17.8	18.0	18.3	18.5
23.5	16.8	17.0	17.2	17.4	17.6	17.8	18.0	18.3	18.5	18.7
24.0	17.0	17.2	17.4	17.6	17.8	18.0	18.3	18.5	18.7	19.0
24.5	17.3	17.5	17.6	17.8	18.0	18.3	18.5	18.7	19.0	19.2
25.0	17.5	17.7	17.9	18.1	18.3	18.5	18.7	19.0	19.2	19.4
25.5	17.7	17.9	18.1	18.3	18.5	18.7	19.0	19.2	19.5	19.7
26.0	17.9	18.1	18.3	18.5	18.8	19.0	19.2	19.5	19.7	19.9
26.5	18.2	18.4	18.6	18.8	19.0	19.2	19.4	19.7	19.9	20.2
27.0	18.4	18.6	18.8	19.0	19.2	19.4	19.6	19.9	20.2	20.4
27.5	18.6	18.8	19.0	19.2	19.4	19.6	19.9	20.1	20.4	20.6
28.0	18.8	19.0	19.2	19.4	19.6	19.8	20.1	20.3	20.6	20.8
28.5	19.0	19.2	19.4	19.6	19.8	20.0	20.3	20.5	20.8	21.0
29.0	19.1	19.3	19.6	19.8	20.0	20.3	20.5	20.8	21.0	21.3
29.5	19.4	19.6	19.8	20.0	20.2	20.5	20.7	21.0	21.2	21.5

Lluvia Promedio Mensual en cms.



PROYECTO RIO BALUARTE, SIN.

USOS CONSUNTIVOS EN CM.

Tabla 3.3.8.

CULTIVO	AREA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
PERENNES														
Cítricos	4110	3.68	4.28	5.92	7.55	10.26	11.70	12.89	12.16	10.66	9.40	6.65	4.58	
Pastos	2060	2.81	5.47	9.79	13.74	18.28	21.51	22.96	21.24	17.86	14.22	7.32	4.37	
Alfalfa	1180	5.92	7.05	10.68	14.05	18.43	21.95	23.42	21.29	17.70	14.37	8.92	5.73	
SEGUNDOS CULTIVOS														
Ajonjolí	700					6.37	11.89	17.36	17.71	13.27				
Maíz	1200					7.18	18.70	23.03	17.52	9.67				
Sorgo	1500				4.22	15.89	22.18	18.13	10.18					
Soya	1100					5.43	11.38	18.60	18.30	8.12				
Trigo	4745					6.45	10.26	16.75	20.46	20.14	15.55			
Girasol	14505						7.11	12.61	16.56	16.27	12.71			
Calabaza	6300	12.17	12.50	13.14	8.87							5.05	9.49	



PROYECTO RIO BALUARTE, SIN.

LAMINAS BRUTAS EN CM.

TABLA 3.3.9.

CULTIVO	AREA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
PERENNES														
Citricos	4110	5.55	8.08	11.17	14.25	19.36	16.00	5.00	5.00	5.00	11.96	8.81	5.60	
Pastos	2060	5.00	10.32	18.47	25.92	34.49	33.00	14.68	11.11	8.58	20.60	9.98	5.00	
Alfalfa	1180	9.60	13.30	20.15	26.51	34.87	33.79	15.25	11.49	8.42	20.75	12.87	7.42	
SEGUNDOS CULTIVOS														
Ajonjolif	700					12.02	16.38	5.00	5.00	5.00				
Maiz	1200					13.55	28.28	14.77	5.00	5.00				
Sorgo	1500				7.96	29.98	34.15	8.57	5.00					
Soya	1100					10.25	15.40	9.17	7.66	5.00				
Trigo	4745					12.17	13.51	5.00	10.43	11.43	22.91			
Girasol	14505						7.77	5.00	5.00	5.00	17.96			
Calabaza	6300	21.25	23.58	24.79	16.74							5.89	14.19	



PROYECTO RIO BALUARTE, SIN.

DEMANDA VOLUMETRICA EN MILL. DE M<sup>3</sup>

Tabla 3.3.10

CULTIVO	AREA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
PERENNES														
Citricos	4110	2,281	3,321	4,591	5,857	7,957	6,576	2,055	2,055	2,055	4,916	3,621	2,219	47,504
Pastos	2060	1,030	2,126	3,805	5,340	7,105	6,798	3,024	2,289	1,767	4,244	2,056	1,030	40,614
Alfalfa	1180	1,133	1,569	2,378	3,128	4,115	3,987	1,800	1,356	0,994	2,449	1,519	0,876	25,304
SEGUNDOS CULTIVO														
Ajonjolí	700					0,841	1,147	0,350	0,350	0,350				3,038
Mafz	1200					1,626	3,394	1,772	0,600	0,600				7,992
Sorgo	1500				1,194	4,497	5,123	1,286	0,750					12,850
Soya	1100					1,128	1,694	1,009	0,843	0,550				5,224
Trigo	4745					5,775	6,410	2,373	4,949	5,424	10,871			35,802
Girasol	14505						11,270	7,253	7,253	7,253	26,051			59,080
Calabaza	6300	13,388	14,855	15,618	10,546							3,711	8,940	67,058
DEMANDA MENSUAL														
		69,479	76,994	73,502	65,012	78,328	66,322	26,100	23,500	19,745	51,565	26,317	46,267	623,129
									LAMINA BRUTA	=	1,64	mts.		



## CAPITULO IV FUNCIONAMIENTO DE VASO

- IV.1 ENTRADA A LOS VASOS
- IV.2 EVAPORACIONES NETAS
- IV.3 SALIDAS DE RIEGO
- IV.4 DETERMINACION DE LAS CAPACIDADES  
DE AZOLVES
- IV.5 FUNCIONAMIENTO AISLADO DE CADA  
VASO
- IV.6 ALTERNATIVAS ANALIZADAS
- IV.7 RESULTADOS

#### IV.1 ENTRADA A LOS VASOS

De acuerdo a lo expuesto en el Capítulo II, el Río Baluarte consta de tres estaciones hidrométricas, Baluarte II con periodo de observación de 1949 - 1981, la estación Habitas con periodo de 1964 - 1968 y la estación Tortugas de 1970 - 1981, siendo necesario ampliar los datos de las dos últimas estaciones, para tener un periodo común de 1964 - 1981, ante lo cual, se realizaron análisis de correlación de curvas múltiples, teniendo como base a la estación Baluarte II, obteniéndose para ello coeficientes de correlación mayores a 0.75, los periodos completos de las estaciones mencionadas se muestran en las tablas 4.1.1. y 4.1.2.

Debido a que los sitios de proyecto de la presa Santa Ma-

ría y la presa Jalpa no cuentan con estaciones hidrométricas, se procedió a trasladar los volúmenes escurridos hasta la estación Habitas a los sitios de proyecto, por medio de relación de áreas, para lo cual se obtuvieron los siguientes factores:

$$F_{s.m.} = \left( \frac{\text{Area hasta Santa María}}{\text{Area hasta Habitas}} \right)^{0.9} = \left( \frac{2758}{3535} \right)^{0.9} = 0.799805$$

$$F_{jal.} = \left( \frac{\text{Area hasta Jalpa}}{\text{Area hasta Habitas}} \right)^{0.9} = \left( \frac{613}{3535} \right)^{0.9} = 0.206616$$

Para el sitio del vaso Tortugas se tomaron los volúmenes escurridos en la estación hidrométrica Tortugas, los datos de entrada a los vasos Santa María, Jalpa y Tortugas se muestran en las tablas 4.1.3., 4.1.4. y 4.1.5. respectivamente.

## IV.2. EVAPORACIONES NETAS

Uno de los parámetros que intervienen en el análisis de funcionamiento de vaso es la evaporación neta, la cual será obtenida en base a los datos de precipitación y evaporación observada en las estaciones climatológicas, esta última se verá afectada por un factor de corrección, que de acuerdo a estudios realizados se considera un valor de 0.77 para evaporómetros de 4 pies de diámetro, esto es debido a que la evaporación en áreas pequeñas es mayor que en los grandes embalses.

El procedimiento de cálculo para la obtención de la evaporación neta se ejemplifica por medio del siguiente cuadro, el cual corresponde al año de 1964 de la estación climatológica Habitas.

AÑO	MES	PRECIPITACION	E V A P O R A C I O N		
		OBSERVADA	OBSERVADA	77% DE OBSERVADA	NETA
		1	2	3	4=3-1
	E	7.7	75.3	58.0	50.3
	F	0.0	124.9	96.2	96.2
	M	0.8	175.6	135.2	134.4
	A	0.0	243.7	187.6	187.6
	M'	0.0	251.3	193.5	193.5
	J	6.6	210.1	161.1	155.2
	J'	184.4	176.2	135.7	- 48.7
	A'	392.1	170.7	131.4	- 260.7
	S	492.5	114.5	88.2	- 404.3
	O	27.8	101.7	78.3	50.5
	N	0.0	89.7	69.1	69.1
	D	39.2	73.7	56.7	17.5

1964

De acuerdo a lo anterior se determinaron las evaporaciones netas para los vasos Santa María y Jalpa considerando como base los datos de la estación climatológica Habitas, y para el vaso Tortugas se dedujeron de la estación climatológica Rosario, en los cuadros 4.2.1. y 4.2.2. se muestran los valores obtenidos de evaporación neta para los vasos antes citados.

### IV.3 SALIDAS DE RIEGO

Las salidas o demandas de riego son las cantidades de agua que hay que extraer de la presa de almacenamiento o cualquier otra fuente, para poder satisfacer las necesidades de riego en la zona de aprovechamiento.

De acuerdo al análisis realizado en el Capítulo III, se obtuvo una demanda volumétrica para la zona de proyecto de 623.129 mill. de m<sup>3</sup>, la cual se desglosa mensualmente a continuación:

MES	DEMANDA Mill. m <sup>3</sup>	PORCENTAJE %
Enero	69.479	0.112
Febrero	76.994	0.124
Marzo	73.502	0.118
Abril	65.012	0.104
Mayo	78.328	0.126
Junio	66.322	0.106
Julio	26.100	0.042
Agosto	23.500	0.038
Septiembre	19.743	0.032
Octubre	51.565	0.083
Noviembre	26.317	0.042
Diciembre	46.267	0.073
ANUAL	623.129	1.000

#### IV.4 DETERMINACION DE LAS CAPACIDADES DE AZOLVES

Una corriente cualquiera siempre lleva en menor o mayor grado materiales sólidos en suspensión, como resultado de las erosiones provocadas en algunos tramos deleznable y principalmente por las pendientes pronunciadas a lo largo de su curso, lo anterior es la razón por la cual, los vasos de almacenamiento son a su vez, depósitos muy eficaces de azolves que con el tiempo disminuyen la capacidad de almacenamiento de agua, restándoles consecuentemente potencialidad para cumplir la función que les corresponde.

Para tomar en cuenta la disminución de la capacidad de almacenamiento y garantizar la vida útil de un vaso por un determinado número de años (50, 75, ó 100 años), se hace la estimación del acarreo anual de material sólido en suspensión, basándose en los datos de la estación hidrométrica con registro de azolves más próxima.

De este modo se determinan los acarreos anuales de azolves y los escurrimientos en los mismos periodos, conociendo el acarreo unitario medio, el cual al aplicarse al escurrimiento medio anual del sitio de proyecto, permite conocer el acarreo medio anual y así el volumen que puede acumularse en los 50, 75 ó más años de vida útil que se le fije al vaso.

Para los vasos de nuestro estudio se cuenta con información de mediciones de material sólido en suspensión registradas en la estación Baluarte II (Tabla 4.4.1.), para un periodo que comprende de 1957 a 1981, la --

cual proporciona un azolve medio por volumen de 0.068 %.

De acuerdo a los datos de escurrimiento medio para cada uno de los sitios de proyecto tenemos:

$$\text{Capacidad de Azolves} = (Em) (Cm) (V) (F)$$

donde:

Em = Ecurrimiento medio anual hasta el sitio de proyecto.

Cm = Contenido medio de azolves por volumen, adimensional.

V = Vida útil del vaso, en años para éste caso se tomará un lapso de 50 años.

F = Factor de arrastre, el cual de acuerdo a la topografía de la zona se determinó de 1.33

Sitio Presa Santa María

$$\text{Cap. de Azolves} = 1357.44 \times 0.00068 \times 50 \times 1.33$$

$$\text{C..A.} = 01.38 = 60 \text{ millones de m}^3$$

Sitio Presa Jalpa

$$\text{Cap. de Azolves} = 350.67 \times 0.00068 \times 50 \times 1.33$$

$$\text{C.A.} = 15.83 = 16.0 \text{ millones de m}^3$$

Sitio Presa Tortugas

$$\text{Cap. de Azolves} = 267.64 \times 0.00068 \times 50 \times 1.33$$

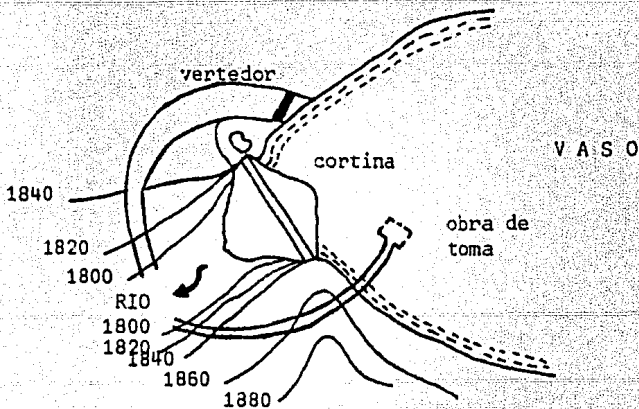
$$C. A. = 12.10 = 12.0 \text{ millones de m}^3$$

## IV.5 FUNCIONAMIENTO AISLADO DE CADA VASO

Para determinar las obras hidráulicas con fines de riego y control, es fundamental el conocimiento de las fases que constituyen el ciclo hidrológico para llevar a cabo el análisis de los escurrimientos, conociéndose así la disponibilidad hídrica de la misma, que comparada con las demandas de riego u otras, definirán la magnitud de las obras que se requieran.

La Presa de Almacenamiento es un tipo de aprovechamiento que retiene el agua en una depresión natural del terreno, formando un vaso o depósito, mediante una cortina construida en una boquilla adecuada.

### Características Físicas de una Presa de Almacenamiento.





VASO.- Es el que constituye propiamente dicho, el almacenamiento. Su función es la de regularizar los escurrimientos, de tal manera de proporcionar el agua en la forma requerida (demandas) o almacenarla cuando no se necesite.

CORTINA.- Es el elemento artificial que cierra el paso al agua y forma el vaso, y puede ser de materiales graduados o de concreto.

OBRA DE TOMA.- Es la estructura con la cual se realizan las extracciones del vaso de acuerdo al programa de demandas y para el uso -- que se destine la presa.

OBRA DE EXCEDENCIAS.- Su objetivo es el de descargar - adecuadamente los volúmenes del vaso que excedan un cierto nivel, arriba del cual se ponga en peligro la seguridad de la obra.

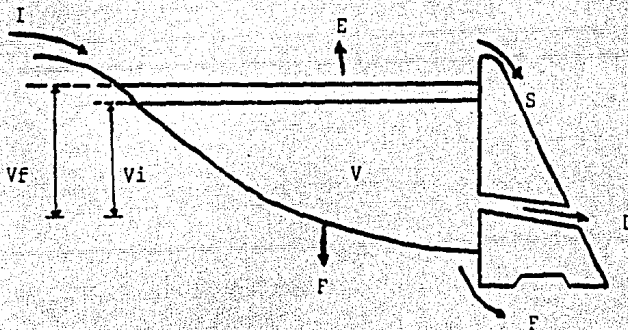
#### ANÁLISIS DEL FUNCIONAMIENTO DE VASO.

El funcionamiento analítico de un vaso consiste en la simulación en un cierto periodo de tiempo, teniendo como datos las entradas determinadas por los escurrimientos históricos del río, y considerando como salidas, las demandas de riego, determinándose con ésto, la capacidad necesaria para el riego de la superficie factible de desarrollo en determinada zona.

El método de análisis se basa en la ecuación de continuidad que expresa el volumen como:

Volumen de Entrada = Volumen de Salida + Almacenamiento

En el esquema siguiente se muestran las factibles entradas y salidas que ocurren en un vaso de almacenamiento.



Entradas.-

I.- Volúmenes escurridos por ríos u otros aportes.

Salidas.-

D.- Volumen demandado

E.- Evaporación neta en el vaso (en donde ya se está -  
incluyendo la lluvia que en realidad es una entrada)

F.- Infiltraciones en el vaso y boquilla.

S.- Derrames por el vertedor.

Vi.- Almacenamiento al inicio del  $\Delta t$ .

Vf.- Almacenamiento al final del  $\Delta t$ .

La ecuación anterior se puede escribir como:

$$I = D + E + S + (V_f - V_i) \dots\dots\dots (1)$$

$$E = e \left( \frac{A_i + A_f}{2} \right) \dots\dots\dots (2)$$

e = Lámina de evaporación neta (mm)

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

K = Factor de reducción de evaporómetro = 0.77

$E_p$  = Evaporación media (mm)

P = Precipitación (mm)

$A_i$  = Area de embalse al inicio del  $\Delta t$

$A_f$  = Area de embalse al final de  $\Delta t$

considerando (2) en la ecuación (1) tenemos que:

$$\underbrace{I + V_i - D - \frac{(e)(A_i)}{2}}_{M1} = \underbrace{V_f + \frac{(e)(a_f)}{2}}_{M2} + S \dots\dots\dots(3)$$

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

Esta ecuación se resuelve por tanteos suponiendo un  $V_f$  hasta que se cumple la igualdad, por tanto, el proceso es iterativo, se recomienda que  $\Delta t$  sea igual a un mes, por lo tanto, el análisis será mensual; el cálculo de funcionamiento de vaso consiste en optimizar las dos condiciones anteriores, existiendo criterios de deficiencias máximas permisibles que normarán la decisión en cuanto al análisis se refiere. Los valores de las limitantes de deficiencias se muestran en la Tabla 4.5.1. Se aclara que en el análisis del presente estudio se despreció las filtraciones en vaso y boquilla, por considerarse valores muy pequeños.

Con la metodología antes expuesta se realizaron por medio de computadora, diferentes análisis de funcionamiento de vaso para cada uno de los sitios considerados, así para el sitio Santa María, se realizaron 12 alternativas a diferentes capacidades totales, las cuales se muestran en la Tabla -

4.5.2. y en la gráfica 4.5.1., en las que se observa que a una capacidad total de 700.0 millones de m<sup>3</sup>, se extrae 816.64 millones de m<sup>3</sup>, con un aprovechamiento del 57.48 %, la cual se considera la alternativa óptima.

Para el vaso Jalpa se realizaron análisis que van de 50 a 300 con incrementos de 50 millones en la capacidad total, cuyos resultados se muestran en la Tabla 4.5.3. y gráfica 4.5.2., de las que se adoptó la alternativa de capacidad total de 200 millones de m<sup>3</sup> y una extracción de 209.94 millones de m<sup>3</sup> que nos proporciona un aprovechamiento de los escurrimientos del 57.49 %.

Asímismo, se realizaron análisis para el vaso Tortugas, los cuales se consideraron de 50 hasta 300 millones de m<sup>3</sup> de capacidad total. En la Tabla 4.5.4. y en la gráfica 4.5.3., se muestran los resultados; de éste análisis, se consideró la alternativa más viable a la que se realizó, con una capacidad total de 200 millones de m<sup>3</sup>, de la cual se extrae 209.90 millones de m<sup>3</sup>, con un aprovechamiento del 74.81 %.

Las alternativas más viables se resumen a continuación:

V A S O	CAP. TOTAL Mill. m <sup>3</sup>	EXT. MEDIA ANUAL Millones de m <sup>3</sup>	APROVECHAMIENTO %
Santa María	700.0	816.64	57.48
Jalpa	200.0	209.94	57.49
Tortugas	200.0	206.90	74.81

Ante lo cual, se observa que con la Presa Santa María, se logra satisfacer la demanda de riego de la zona de proyecto que es de 623.129 millones de m<sup>3</sup> anuales.

#### IV.6 ALTERNATIVAS ANALIZADAS

De los análisis de funcionamiento de vaso realizados en el inciso anterior, se deduce que los sitios de proyecto Jalpa y Tortugas (presas de almacenamiento), requieren de un estudio de factibilidad económica para su integración al sistema del río Baluarte, ya que con la Presa Santa María, se logra satisfacer la demanda de riego de la zona en proyecto.

Considerando lo anterior, se llevó a cabo el análisis del sistema integrado por la presa Santa María y la derivadora Tamarindo, obteniéndose los siguientes resultados:

CONCEPTO	UNIDAD	RESULTADO
Capacidad Total	Mill. de m <sup>3</sup>	700.00
Capacidad Azolves	Mill. de m <sup>3</sup>	60.00
Entrada Media Anual del Vaso	Mill. de m <sup>3</sup>	1 357.44
Aporte Medio Anual	Mill. de m <sup>3</sup>	457.71
Demanda Anual	Mill. de m <sup>3</sup>	623.129
Aporte Derivado	Mill. de m <sup>3</sup>	137.91
Auxilios del vaso	Mill. de m <sup>3</sup>	458.63
Transf. del vaso	Mill. de m <sup>3</sup>	317.29
Aprovechamiento	%	57.48

CONCEPTO	UNIDAD	RESULTADO
Derrame	%	42.30
Evaporación	%	0.22
Deficiencia Media	%	4.99
Lámina Bruta	m	1.64
Superficie Regada	Ha.	38 000.00

## IV.7 RESULTADOS

De los análisis expuestos, se determinó que la alternativa más viable hidrológicamente, es la constituida por el sistema Presa Santa María - Derivadora Tamarindo, en la cual se logra satisfacer la demanda de 623.129 millones de m<sup>3</sup>, con una deficiencia media anual de 4,99 %, que cae dentro del -- rango de las deficiencias permisibles, asimismo se obtuvo un volumen de 317.29 - millones de m<sup>3</sup>, para su transferencia a la cuenca del norte. Dicha transferencia se muestra en volúmenes medios mensuales en el cuadro siguiente y en la gráfica 4.7.1

### TRANSFERENCIAS MEDIAS MENSUALES

M E S	Vol. Transferible mill. de m <sup>3</sup>
Enero	31.02
Febrero	29.32
Marzo	25.32
Abril	18.77
Mayo	20.71
Junio	18.79

CONCEPTO	UNIDAD	RESULTADO
Derrame	%	42.30
Evaporación	%	0.22
Deficiencia Media	%	4.99
Lámina Bruta	m	1.64
Superficie Regada	Ha.	38 000.00

## IV.7 RESULTADOS

De los análisis expuestos, se determinó que la alternativa más viable hidrológicamente, es la constituida por el sistema Presa Santa María - Derivadora Tamarindo, en la cual se logra satisfacer la demanda de 623.129 millones de  $m^3$ , con una deficiencia media anual de 4,99 %, que cae dentro del rango de las deficiencias permisibles, asimismo se obtuvo un volumen de 317.29 - millones de  $m^3$ , para su transferencia a la cuenca del norte. Dicha transferencia se muestra en volúmenes medios mensuales en el cuadro siguiente y en la gráfica 4.7.1

### TRANSFERENCIAS MEDIAS MENSUALES

M E S	Vol. Transferible mill. de $m^3$
Enero	31.02
Febrero	29.32
Marzo	25.32
Abril	18.77
Mayo	20.71
Junio	18.79



M E S	Vol. Transferible mill. de m <sup>3</sup>
Julio	30.78
Agosto	30.79
Septiembre	25.74
Octubre	43.78
Noviembre	15.84
Diciembre	26.44
A N U A L	317.29

Observándose que el mes de máxima transferencia es Octubre, con 43.78 millones de m<sup>3</sup>, lo cual implicaría un canal de 16.35 m<sup>3</sup>/seg de capacidad.













ESTACION ROSARIO, SIN.

EVAPORACIONES NETAS.

( MM )

CUADRO 4.2.2.

AÑO \ MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964	70.3	101.2	128.6	170.6	179.4	147.4	58.9	62.4	250.0	78.9	88.2	39.5	632.8
1965	68.0	75.0	138.8	156.0	191.0	130.1	4.5	54.8	377.9	110.5	96.7	25.3	554.2
1966	64.4	62.3	140.7	130.8	197.0	20.9	15.0	171.9	3.9	110.1	103.8	62.5	731.7
1967	63.8	98.7	147.1	166.1	178.7	182.3	135.2	251.9	167.4	70.9	100.3	5.4	368.8
1968	65.6	38.9	1.0	136.3	179.3	152.3	139.3	79.0	266.6	101.2	8.4	33.4	227.5
1969	83.6	27.8	134.1	151.4	172.7	146.4	59.0	333.9	119.5	113.5	66.9	37.6	121.6
1970	51.5	74.6	109.0	152.8	182.1	1.8	145.5	247.0	483.6	114.6	87.2	155.1	52.4
1971	81.8	97.2	138.2	195.3	179.1	60.6	36.6	142.4	247.6	71.8	92.0	71.3	501.3
1972	44.8	108.0	159.0	174.4	210.1	52.3	50.6	100.2	18.8	28.3	205.3	12.1	490.6
1973	58.3	59.5	115.5	191.9	166.9	90.8	2.9	29.4	78.9	76.3	95.4	77.1	660.1
1974	79.7	69.4	119.7	169.5	168.7	146.0	151.3	93.8	167.1	95.3	37.3	51.3	449.8
1975	50.5	74.8	24.8	158.2	197.9	53.0	109.8	125.7	74.3	31.7	89.0	65.0	337.5
1976	79.2	107.0	138.9	165.9	204.3	151.9	83.2	143.7	113.7	67.3	24.1	35.0	579.8
1977	38.1	191.9	163.4	180.1	188.7	178.1	2.6	293.3	89.4	34.3	59.5	17.4	654.7
1978	93.3	66.5	144.8	163.5	190.2	194.6	74.9	1.5	56.2	114.8	127.5	124.6	1085.6
1979	4.6	103.9	111.2	144.5	167.8	167.2	225.5	84.0	22.5	116.2	91.1	70.7	637.6
1980	66.0	84.1	119.8	152.5	137.5	150.9	48.4	180.7	76.4	52.3	74.5	77.2	686.3
1981	36.1	94.0	173.6	124.0	174.5	136.4	118.6	320.8	35.3	214.4	76.3	72.1	143.5



DATOS DE AZOLVES EN SUSPENSION  
ESTACIÓN BALUARTE, SIN.

Cuadro 4.4.1

AÑO	VOLUMEN ESCURRIDO	VOLUMEN DE AZOLVE	% MEDIO POR VOLUMEN
	MILLONES DE M <sup>3</sup>		
1957	697.83	0.95	0.136
1958	3055.99	2.78	0.091
1959	1218.39	0.54	0.044
1960	916.19	0.34	0.037
1961	1518.40	0.70	0.046
1962	1130.04	0.76	0.067
1963	1752.78	0.65	0.037
1964	1570.09	1.02	0.065
1965	1790.75	1.99	0.111
1966	1643.23	0.66	0.034
1967	1552.12	0.57	0.036
1968	3511.16	6.54	0.186
1969	2828.52	2.04	0.072
1970	3032.19	1.71	0.056
1971	2222.43	0.71	0.032
1972	1851.24	3.09	0.167
1973	2653.84	0.88	0.033
1974	2106.88	0.79	0.038
1975	2372.62	0.99	0.042
1976	1812.27	0.70	0.038
1977	1364.86	0.41	0.030
1978	1419.58	0.76	0.053
1979	1439.54	1.09	0.076
1980	1307.43	1.18	0.090
1981	2496.60	1.70	0.068
PROM	1890.60	1.34	0.068

TABLA 4.5.1.

LIMITACIONES DE DEFICIENCIAS PERMISIBLES PARA RIEGO EN LOS ESTUDIOS DE  
 FUNCIONAMIENTO DE VASO.

C O N D I C I O N	LIMITACION (SARH)
Faltante máximo anual (1)	60 %
Faltante máximo para dos años consecutivos, sumados (1)	90 %
Faltante máximo para tres años consecutivos, sumados (1)	110 %
Faltante medio anual máximo permisible (1)	5 %
Faltante máximo anual despreciable (1)	1 %
Faltante máximo para dos años consecutivos, el más seco (1)	55 %
Faltante máximo para tres años consecutivos, el más seco (1)	50 %
Máximo número de años con deficiencias en el período (3)	25 %
Máximo número de años consecutivos con faltante	3 años
Faltante máximo mensual (2)	100 %

NOTAS:

- 1) Los porcentos se refieren a la demanda anual.
- 2) Los porcentos se refieren a la demanda mensual.
- 3) Los porcentos se refieren al número de años del período estudiado.

RESULTADOS DEL ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

SANTA MARIA

CONCEPTO	UNIDAD	ALTERNATIVAS							
Capacidad Total	$10^3 \text{ m}^3$	100	200	300	400	500	525	600	700
Capacidad Azolves	$10^3 \text{ m}^3$	60	60	60	60	60	60	60	60
Demanda Anual	$10^3 \text{ m}^3$	30.93	230.02	361.46	488.65	604.87	629.21	721.10	816.64
Aprovechamiento	%	5.84	16.49	26.01	35.28	43.92	45.75	51.76	57.48
Derrames	%	94.07	83.41	73.86	64.57	55.89	54.06	48.03	42.30
Evaporación	%	0.09	0.10	0.12	0.15	0.18	0.19	0.20	0.22
Años con Deficit	Nos.	4	5	5	5	5	5	5	5
Suma de Déficit	%	36.26	51.50	45.51	40.26	32.06	29.96	53.54	69.75
Def. Máx. Anual	%	17.86	19.31	17.23	15.62	13.33	12.33	16.26	37.54

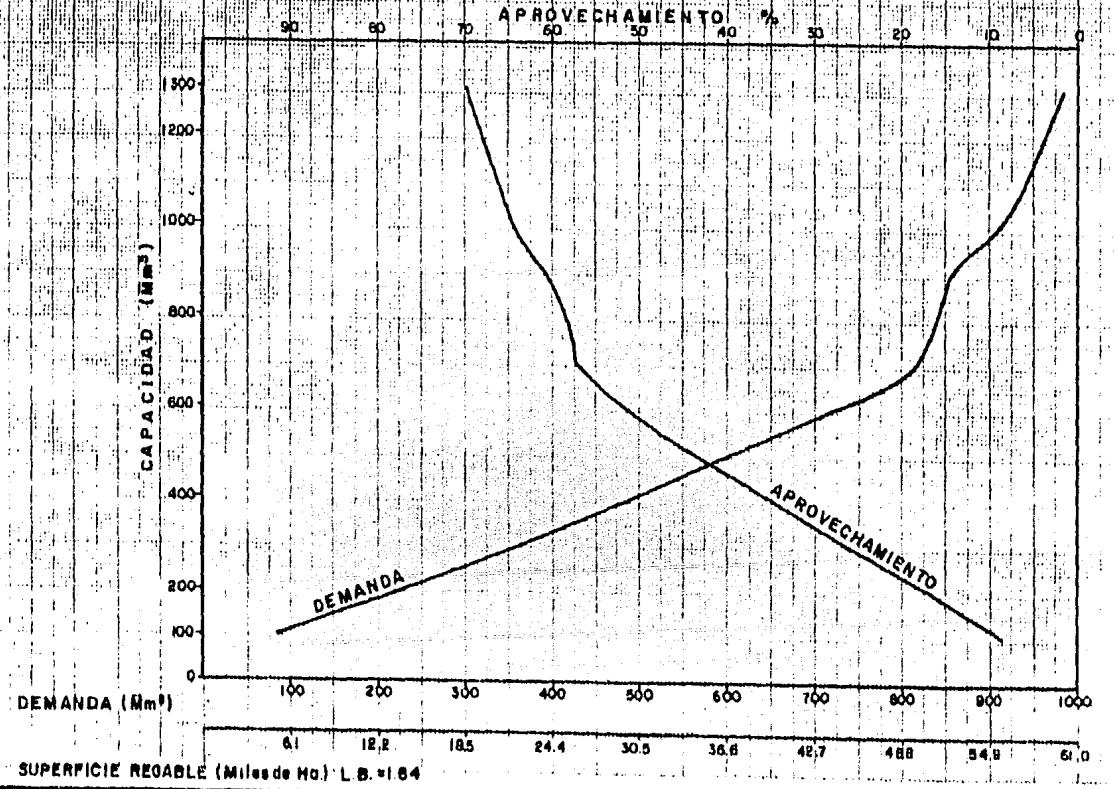
RESULTADOS DEL ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

SANTA MARIA

CONCEPTO	UNIDAD	ALTERNATIVAS							
		900	1000	1200	1300				
Capacidad Total	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	900	1000	1200	1300				
Capacidad Azolves	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	60	60	60	60				
Demanda Anual	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	855.59	912.18	962.08	984.90				
Aprovechamiento	%	60.87	64.34	68.05	69.73				
Derrames	%	38.84	35.36	31.60	29.90				
Evaporación	%	0.29	0.30	0.35	0.37				
Años con Déficit	Nos.	3	4	4	3				
Suma de Déficit	%	73.31	89.99	89.45	88.64				
Def. Máx. Anual	%	40.59	44.25	47.14	48.36				

ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO BALUARTE SIN.  
 CURVA DE APROVECHAMIENTO - DEMANDA  
 SITIO STA. MARIA

W 2116671.1



SUPERFICIE REGABLE (Miles de Ha.) L.B. = 1.64

RESULTADOS DEL ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

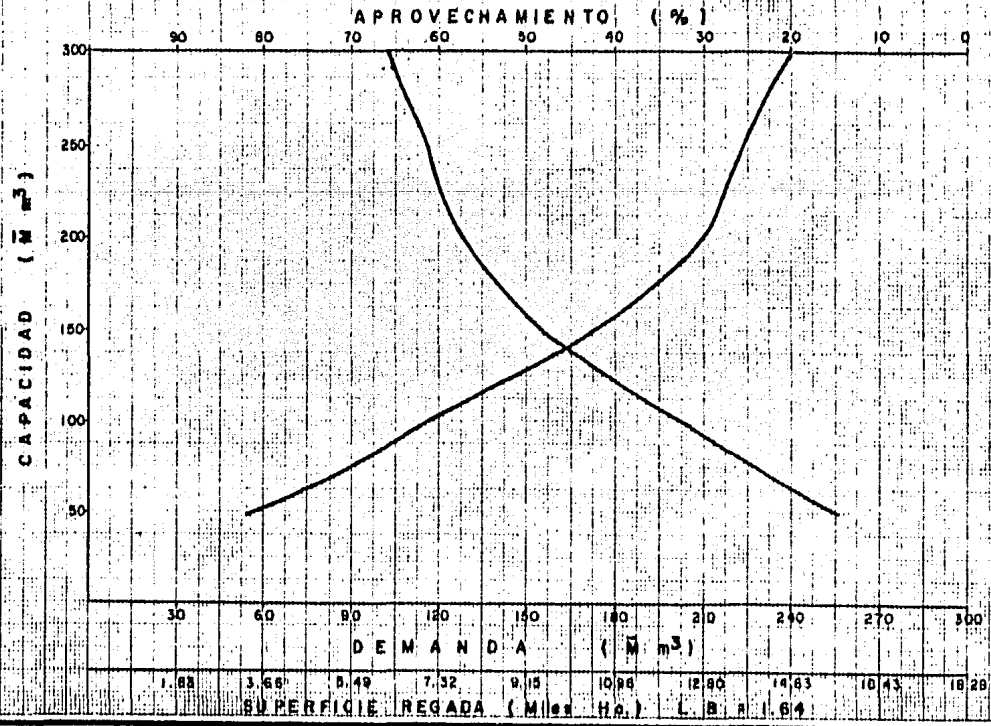
J A L P A

CONCEPTO	UNIDAD	A L T E R N A T I V A S							
Capacidad Total	$10^3 \text{ m}^3$	50	100	150	200	250	300		
Capacidad Azolves	$10^3 \text{ m}^3$	16	16	16	16	16	16		
Demanda Anual	$10^3 \text{ m}^3$	52.94	114.40	172.21	209.94	223.33	240.98		
Aprovechamiento	%	14.62	32.02	48.22	57.49	61.40	65.94		
Derrames	%	85.00	67.45	51.04	41.62	37.50	32.82		
Evaporación	%	0.38	0.53	0.74	0.90	1.10	1.24		
Años con Déficit	Nos.	5	5	5	5	3	4		
Suma de Déficit	%	59.22	38.69	39.58	81.67	77.52	89.73		
Def. Máx. Anual	%	21.69	15.70	12.27	37.42	41.10	45.31		

Tabla 4.5.3.

ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO BALUARTE, SIN.  
 CURVA DE APROVECHAMIENTO-DEMANDA  
 SITIO JALPA

GRAFICA 4.5.2.



SUPERFICIE REGADA (M<sup>2</sup> Ha.) L. B. R. 1.64

RESULTADOS DEL ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

TORTUGAS

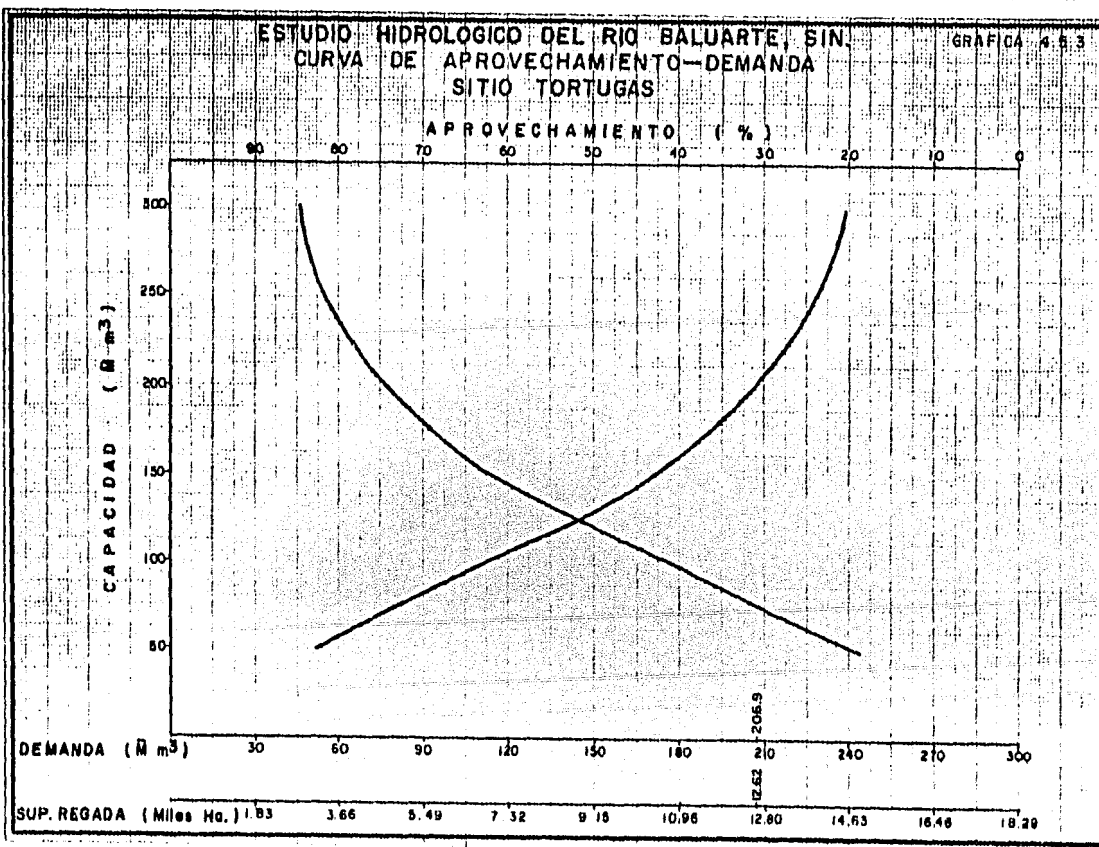
CONCEPTO	UNIDAD	ALTERNATIVAS							
Capacidad Total	$10^3 \text{ m}^3$	50	100	150	200	250	300		
Capacidad Azolves	$10^3 \text{ m}^3$	12	12	12	12	12	12		
Demanda Anual	$10^3 \text{ m}^3$	51.12	111.36	172.21	206.90	229.41	239.15		
Aprovechamiento	%	18.83	41.16	62.55	74.81	81.99	84.87		
Derrames	%	60.41	57.73	36.00	23.31	15.86	12.62		
Evaporación	%	0.75	1.11	1.45	1.88	2.15	2.51		
Años con Déficit	Nos.	5	5	5	5	4	4		
Suma de Déficit	%	28.56	25.58	58.16	70.14	89.91	88.49		
Def. Máx. Anual	%	14.57	11.71	36.03	39.19	43.12	34.52		

Tabla 4.5.4.



ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO BALUARTE, SIN.  
 CURVA DE APROVECHAMIENTO-DEMANDA  
 SITIO TORTUGAS

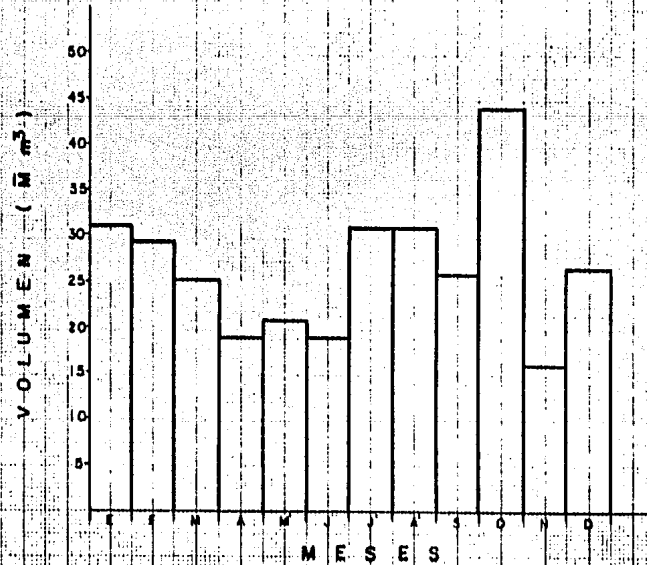
GRAFICA 4.5.3



SUP. REGADA (Miles Ha.) 1.83 3.66 5.49 7.32 9.18 10.96 12.80 14.63 16.46 18.29

ESTUDIO HIDROLOGICO DEL RIO BALUARTE, SIN.  
 DISTRIBUCION MEDIA MENSUAL DE LOS VOLUMENES DE TRANSFERENCIA DEL SISTEMA  
 PRESA STA. MARIA-DERIVADORA TAMARINDO.

GRAFICA 4.7.1



DISTRIBUCION	
MES	VOLUMEN
ENE	31.02
FEB	29.32
MAR	25.32
ABR	18.77
MAY	20.71
JUN	18.79
JUL	30.78
AGO	30.79
SEP	25.74
OCT	43.78
NOV	15.84
DIC	26.44
ANAL	317.29

## CAPITULO V ESTUDIO DE AVENIDAS

- V.1 FINALIDAD DEL ANALISIS
- V.2 CRECIENTES MAXIMAS REGISTRADAS
- V.3 CALCULO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE
- V.4 HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE
- V.5 TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE
- V.6 RESULTADO

## V.1 FINALIDAD DEL ANALISIS

La presencia de una tormenta o de una sucesión de tormentas en la cuenca de captación, ocasiona escurrimientos que dan lugar a un aumento más o menos rápido del gasto de la corriente, recibiendo este aumento en el caudal el nombre de avenida o creciente.

El agua que fluye por las corrientes, proviene de diversas fuentes de abastecimiento siendo éstas las siguientes:

**ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.-** Es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca; se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total es directo y solo existirá durante una tormenta e inmediatamente

después de que ésta cese.

ESCURRIMIENTO SUBSUPERFICIAL.- Es debido a la precipitación que se infiltra en la superficie del suelo, pero que se mueve lentamente sobre el horizonte superior del mismo, ésto puede ocurrir, cuando exista un estrato impermeable paralela a la superficie del suelo, su efecto puede ser inmediato o retardado dependiendo de las características del suelo.

ESCURRIMIENTO SUBTERRANEO.- Es el producto de la lluvia que se infiltra hasta llegar a los niveles freáticos y viaja por este camino - hasta llegar a enriquecer las corrientes superficiales; su movimiento es más lento que el superficial y el subsuperficial, las aguas que se infiltran hasta convertirse en escurrimientos subterráneos por sus características de movilidad y su fuente de abastecimiento al descargar al cauce, se conocen como "caudal de estiaje" o "gasto Base".

AVENIDAS.- La presencia de una tormenta o de una sucesión de tormentas en una cuenca de captación, ocasiona escurrimientos que dan lugar a un aumento más o menos rápido del gasto de la corriente, recibiendo este aumento en el caudal el nombre de Avenida o Creciente.

CLASIFICACION DE LAS AVENIDAS.- Es costumbre definir la magnitud de las avenidas por los niveles que alcanza el agua, o por el volumen de agua escurrido en un lapso de tiempo; sin embargo, para el estudio de la corriente, es conveniente expresarla de acuerdo con la duración del lapso considerado en la siguiente forma:

Avenida Máxima Instantánea  
Avenida Máxima Anual Instantánea  
Avenida Máxima Instantánea Media Anual  
Avenida Máxima Diaria y Máxima en 24 Horas  
Avenida Máxima Anual Diaria y de 24 Horas  
Avenida Máxima Anual Media de un Día.

El escurrimiento total de una tormenta origina en las corrientes que drenan las cuencas, fluctuaciones de gasto, las cuales pueden registrarse por medio de un hidrograma, o sea, la representación gráfica de la variación del gasto respecto al tiempo.

Para crear el hidrograma se puede valer del Limnógrafo, el cual nos da el tiempo y el gasto observado en ese instante, y así, a cada intervalo del tiempo determinado. Por otro lado, si no se cuenta con una estructura de aforo, se puede darle forma al hidrograma por medio de Métodos Empíricos.

## V.2 CRECIENTES MÁXIMAS REGISTRADAS

Las avenidas máximas observadas en el río Baluarte se encuentran registradas en dos estaciones hidrométricas; la estación Habitas con periodo de 1964 - 1968, la cual fue destruida por la avenida de Septiembre de 1968; la segunda es la estación Baluarte II con un periodo que comprende de 1948 - 1980, observándose un gasto máximo de  $14140.0 \text{ m}^3/\text{seg}$  presentado el día 13 de Septiembre de 1968, y un gasto mínimo de  $750.0 \text{ m}^3/\text{seg}$ , ocurrido el día 2

de Noviembre de 1950, los valores de los gastos máximos registrados en Baluarte II se muestran en el cuadro 5.2.1., los cuales se tomarán en cuenta para -- efectuar los análisis de obtención del gasto máximo probable.

### V.3 CALCULO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

Es evidente la importancia que tiene el conocimiento amplio y lo más real de la potencialidad de las corrientes superficiales con el objeto fundamental de poder proyectar con mayor seguridad las obras de almacenamiento, de defensa o de control de avenidas.

La magnitud de la avenida es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez dependerá de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta. Definiendo el periodo de retorno de una avenida como el intervalo de recurrencia promedio de que esta avenida sea igualada o superada en un determinado lapso de tiempo.

Para evaluar la avenida de diseño existen diversos criterios cuyo rango de aplicabilidad es función de los datos disponibles. Estos criterios se pueden agrupar en dos tipos de métodos, los cuales son:

#### METODOS EMPIRICOS

Existen una gran variedad de ellos y aunque en general se puede decir que solo se requiere del conocimiento del área de cuenca y de su

coeficiente de escurrimiento, pueden conducir a errores grandes y solo proporcionan el gasto máximo instantáneo.

Los métodos empíricos en general muestran criterios rígidos obtenidos para determinadas zonas, las cuales no toman en cuenta la periodicidad de las avenidas, tienen como única ventaja la facilidad de su aplicación, por tal razón para el análisis de éste estudio no se recurrió a dichos métodos.

### MÉTODOS ESTADÍSTICOS

Los métodos estadísticos son más precisos de acuerdo a la cantidad de datos disponibles. Para aplicarlos se requiere conocer los gastos máximos anuales. Cuanto más datos se tengan, mayor será la aproximación, permitiendo así conocer el gasto máximo para un periodo de retorno considerado.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que tiene cierta distribución. En general, se cuenta con pocos años de registros por lo que la curva de distribución de probabilidades de los gastos máximos se tiene que prolongar en su extremo, por lo que se requiere inferir un gasto mayor a los registrados. El problema se origina en que existen muchos tipos de distribuciones que se apegan a los datos y que sin embargo, difieren en los extremos; esto ha dado lugar a diversos métodos estadísticos dependiendo del tipo de distribución que se considere. Gumbel, Nash, Hazen y Foster consideran una distribución de valores extremos, con la diferencia de que el criterio de Nash es menos rígido que el de Gumbel; por otra parte, Levediev considera una distribución del tipo de Pearson III.



A continuación se describen los métodos que se aplicaron para la determinación de la avenida máxima probable.

METODO DE GUMBEL

Método que considera el gasto máximo probable igual a:

$$Q_d = Q \text{ máx.} + \Delta Q$$

de la cual:

$$Q \text{ máx.} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_n - \ln T_r) \dots\dots\dots (1)$$

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{N} \dots\dots\dots (2)$$

$$\sigma_Q = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1} \dots\dots\dots (3)$$

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \sigma^2 m} \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}} \dots\dots\dots (4)$$

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N} \dots\dots\dots (5)$$

donde:

$N$  = Número de años de registros.

$Q_{\max}$  = Gasto máximo para un periodo de retorno determinado en  $m^3/\text{seg}$ .

$Q_i$  = Gastos máximos anuales registrados en  $m^3/\text{seg}$ .

$Tr$  = Periodo de retorno, en años.

$n, \sigma_n$  = Constantes que dependen del número de años ( $N$ ), de la tabla 5.3.1.

$\sigma_Q$  = Desviación estándar de los gastos.

$\Delta Q$  = Intervalo de confianza, el cual dependerá si el valor de  $\phi = 1 - 1/Tr$  varía entre 0.2 y 0.8, se calculará con la ecuación (4), pero si  $\phi > 0.9$ , se calculará con la ecuación (5).

$\sqrt{N \sigma_n \sigma_m}$  = Constante en función de  $\phi$ , de la tabla 5.3.1.

#### METODO DE NASH

Este método considera también el gasto máximo probable como:

$$Q_d = Q_{\max} + \Delta Q$$

desglosando la fórmula:

$$Q_{\text{máx}} = A + C \text{ Log Log } \frac{Tr}{Tr - 1} \dots\dots\dots(6)$$

$$A = Q_m - C X_m \dots\dots\dots(7)$$

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^n X_i^2 - N X_m^2} \dots\dots\dots(8)$$

$$X_i = \text{Log Log } \frac{Pr}{Pr - 1} \dots\dots\dots(9)$$

$$Pr = \frac{N + 1}{m_i} \dots\dots\dots(10)$$

$$Q = \frac{+ 2}{- 2} \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2 (N-1)} + (X_i - X_m)^2 \left(\frac{1}{S_{xx}}\right) \left(S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}}\right) \left(\frac{1}{N-2}\right)} \quad (11)$$

$$S_{xx} = N \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i) (\sum X_i)$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2$$

donde:

$Q_{max}$  = Gasto máximo para un periodo de retorno determinado, en  $m^3/seg$ .

A, C = Constantes en función del registro de gastos máximos anuales.

$T_r$  = Periodo de retorno, en años.

N = Número de años de registro.

$Q_i$  = Gastos máximos anuales registrados en  $m^3/seg$ .

$Q_m$  = Gastos medios en  $m^3/seg = \sum X_i/N$

$X_i$  = Constante para cada gasto  $Q_i$  registrado, en función de su periodo de retorno ( $P_r$ ) correspondiente.

$X_m$  = Valor medio de las  $X_i$  igual a  $\sum X_i/N$

$m_i$  = Número de orden, asignado de acuerdo a su arreglo en forma decreciente de los gastos.

$S_{xx}, S_{xq}, S_{qq}$  = Valores constantes de acuerdo a los datos de gastos y sus constantes de periodo de retorno.

#### METODO DE LEVEDIEV

Este método, al igual que los anteriores, propone que en la estimación del gasto máximo probable ( $Q_d$ ), se considere un  $Q_{max}$  y un  $\Delta Q$ , los cuales se obtendrán de:

$$Q_{max} = Q_m (K_{Cv} + 1) \dots\dots\dots(12)$$

$$\Delta Q = A Er Q_{max} / \sqrt{N} \dots\dots\dots(13)$$

donde:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (Q_i/Q_m - 1)^2}{N}} \dots\dots\dots (14)$$

$$C_s = \frac{\sum (Q_i/Q_m - 1)^3}{N C_v^3} \dots\dots\dots (15)$$

$Q_{m\acute{a}x.}$  = Gasto máximo para un período considerado, en  $m^3/seg.$

$Q_m$  = Gasto medio en  $m^3/seg.$ , igual a  $\sum Q_i/n.$

$N$  = Número de años de registro.

$C_v$  = Coeficiente de dispersión o de variación.

$C_s$  = Coeficiente de desviación o de asimetría, el cual se comparar y se tomará el valor mayor de acuerdo a ;

$C_s = 2 C_v$  para avenidas producidas por --  
deshielo.

$C_s = 3 C_v$  para avenidas producidas por tor\_  
menta.

$C_s = 5 C_v$  para avenidas producidas por tor\_  
menta en cuenca ciclónicas.

$K$  = Constante que esta en función de  $C_s$  y  $p$ , en la cual  $P = 100/Tr$ , de la tabla 5.3.2.

$E_r$  = Constante en función de  $C_v$  y  $P$ , gráfica 5.3.1

$A$  = Coeficiente al cual varia de 0.7 a 1.5, -  
donde  $A = 1.5 - N (0.02)$  considerando que si  $N$  es mayor a 40 años  $A = 0.7.$

De acuerdo a lo anterior tenemos que:

$$Q_d = Q_{\text{máx.}} + \Delta Q$$

#### METODO DE HAZEN Y FOSTER.

Este método considera únicamente como resultado a un  $Q_{\text{máx.}}$  teniendo como datos a los gastos máximos anuales.

- 1.- Se determina la frecuencia de los gastos anuales ya ordenados en forma decreciente.
- 2.- Se calcula su relación del gasto anual con su media.

$$R = \frac{Q_1}{Q_m}$$

- 3.- Se obtiene la diferencia de la relación con respecto a la unidad.

$$D = R - 1$$

- 4.- Determinación de coeficientes.  
Coeficiente de dispersión.

$$C.D. = D^2 / (N-1)$$

Coeficiente de desviación.

$$C.S. = D^3 / (N-1) (C.D.)^3$$

- 5.- Obtención de los rangos  $F_1$  y  $F_2$ .

$$F_1 = C.S. (1 + (8.5/N) )$$

$$F_2 = C.S. (1 + (6.0/N) )$$

- 6.- Para obtener los parámetros  $I$ ,  $S$  se deberá de comparar:

Si  $F2 > 2C.D.$ , se tomará I,S de la tabla 5.3.3.

Si  $F2 < 2C.D.$ , se tomará I,S de la tabla 5.3.4.

Teniendo en cuenta, para entrar a la tabla que;

para I se obtendrá con F1 y P.

para S se obtendrá con F2 y P.

donde  $P = 100/Tr.$

7.- Coeficiente de ajuste.

$$K = (S-F1) / (S-1)$$

$$S2 = S - (S-1) (K)$$

$$T = (S2) (C.D.) + 1$$

8.- Cálculo del gasto máximo probable.

$$Qd = (Qm) (T)$$

$$Qm = \text{gasto medio} = \sum Qi/N$$

De acuerdo a los métodos descritos, se muestra a continuación un resumen de resultados de la avenida máxima probable para un período de retorno de 10 000 años.

METODO	GASTO MAX. PROB.
Gumbel	29 090.51 m <sup>3</sup> /seg.
Nash	27 177.13 m <sup>3</sup> /seg.
Levediev	32 538.00 m <sup>3</sup> /seg.
Hazen y Foster	33 439.95 m <sup>3</sup> /seg.
<hr/>	
PROMEDIO:	30 561.40 m <sup>3</sup> /seg.

Con el gasto promedio obtenido para la estación - - -  
 "Baluarte II" se trasladó hasta el sitio del vaso Sta. María, aplicando la --  
 ecuación de la envolvente de Lowry.

La ecuación general es:

$$C = q (A + 259)^{0.8}$$

$$q(\text{Baluarte}) = \frac{Q_{\text{Bal.}}}{A_{\text{Bal.}}} = \frac{\text{m}^3/\text{seg.}}{\text{Km}^2}$$

$$q = \frac{30561.4}{4653} = 6.5681 \text{ m}^3/\text{seg.}/\text{Km}^2$$

$$C = 6.5681 (4653 + 259)^{0.8}$$

$$C = 5894.49$$

Por lo cual hasta Sta. María tenemos:

$$q = C (A + 259)^{-0.8}$$

$$q = 5894.49 (2758 + 259)^{-0.8}$$

$$q = 9.7003 \text{ m}^3/\text{seg.}/\text{Km}^2$$

$$Q_{\text{m} \times \text{x.}} = (9.7003) (A)$$

$$Q_{\text{m} \times \text{x.}} = (9.7003) (2758)$$

$$Q_{\text{m} \times \text{x.}} = 26\,753.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Se propone un gasto máximo probable de 27 000 m<sup>3</sup>/seg. -  
 para un período de retorno de 10 000 años en el sitio del vaso Santa María.



#### V.4. HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE.

La forma adoptada de la avenida máxima probable, se consideró el tren de avenidas más desfavorable observada en la estación Habitas, la cual corresponde al día 13 de septiembre de 1968 (gráfica 5.4.1.), mostrando se en el cuadro 5.4.1. y la gráfica 5.4.2. la forma del hidrograma considerado ya mayorado para su utilización en el cálculo de tránsito de avenidas.

#### V.5. TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE.

En el proyecto de una presa de almacenamiento, es necesario conocer la máxima elevación a la que puede llegar el embalse del agua, en el caso de presentarse la avenida de diseño.

La condición más desfavorable es, que dicha avenida se presente cuando el vaso se encuentre lleno, es por esta razón que la capacidad del vertedor deberá ser tal que permita el paso de la avenida sin que rebase el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME).

El tránsito de avenidas permite conocer, la capacidad de control (sobrealmacenamiento) así como las dimensiones de las obras de excedencias (vertedor). Consiste en la simulación del paso de una onda de avenida por un vaso que controla las descargas mediante un vertedor de dimensiones conocidas ó supuestas.

## METODO APLICADO.

El modelo de simulación se basa en la ecuación de continuidad que establece para un intervalo de tiempo:

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

Dado que el paso de la avenida dura horas ó a lo mucho - algunos días, no se considera lluvia, evaporación, filtración ni demanda porque éstos son despreciables en comparación con el volumen de la avenida.

Desarrollando la ecuación de continuidad para un  $\Delta t$  que dependiera del tiempo de duración, forma de la avenida y precisión deseada, así el incremento  $\Delta t$  puede ser igual a 10, 30 min..... 1,2,3,4, ....., hrs.

$$\frac{I_i + I_f}{2} \Delta t = \frac{S_i + S_f}{2} \Delta t + V_f - V_i \dots\dots\dots (2)$$

donde:

- $I_i$  = Gasto de entrada al vaso al inicio del  $\Delta t$ .
- $I_f$  = Gasto de entrada al vaso al final del  $\Delta t$ .
- $\Delta t$  = Intervalo de tiempo.
- $S_i$  = Gasto de salida por el vertedor al inicio del  $\Delta t$ .
- $S_f$  = Gasto de salida por el vertedor al final del  $\Delta t$ .
- $V_i$  ,  $V_f$  = Volumen inicial, final del sobrealmacenamiento. (este se cuenta a partir del N.A.N.)

Ordenando la ecuación anterior (en volumen):

$$\frac{I_i + I_f}{2} \Delta t + V_i - \frac{S_i}{2} \Delta t = V_f + \frac{S_f}{2} \Delta t \dots (3)$$

Convirtiendolo a gasto, multiplicando por  $\frac{2}{\Delta t}$  :

$$\underbrace{I_f + I_i + \frac{2V_i}{\Delta t}}_{M1} - S_i = \underbrace{\frac{2V_f}{\Delta t} + S_f}_{M2} \dots \dots \dots (4)$$

Que es la ecuación del tránsito de avenidas donde M1. es conocido y M2 desconocido, se resuelve suponiendo un valor de Vf se calcula - M2 hasta que M1 = M2.

**INFORMACION NECESARIA.**

- a) Curva de elevaciones - capacidades a partir de la elevación inicial (elevación de la cresta = N.A.N. para el vertedor libre).
- b) Hidrograma de entrada.- Son los datos de la representación grafica de la avenida analizada.
- c) Curva de elevaciones - gastos, es la ley de salidas de agua (derrames) en función de la elevación de embalse ó carga, esta curva se elabora de acuerdo del tipo de estructura de descarga.

Si es vertedor de cresta libre:

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

Q = Gasto de descarga.

C = Constante de vertedor = 2.05

L = Longitud de la cresta vertedora.

H = Carga sobre la cresta.

Si la descarga es controlada por una compuerta, orificio ó válvula será necesario conocer las características hidráulicas de dichos elementos así como la política de operación que nos indique la forma en que se -- harán las extracciones controladas.

El tránsito de la avenida máxima extraordinaria para una presa permite revisar:

El nivel máximo del embalse (N.A.M.E.) para el dimensionamiento de la altura de la cortina.

El gasto máximo de descarga por el vertedor, válvula u orificio.

La carga máxima sobre la cresta, orificio, etc.

Los diferentes tránsitos de la avenida se hacen variando las dimensiones y operaciones de la obra de excedencias de tal forma de tener una gama de alternativas para poder seleccionar la más adecuada desde el punto de vista técnico y económico.

Los resultados de nuestro estudio se obtuvieron con la ecuación de tránsito, a través de un programa de computadora, la cual resuelve dicha ecuación por aproximaciones sucesivas para intervalos de tiempo constantes de 1 hora y para un vertedor de cresta libre.

## V.6. RESULTADOS.

Se consideró el análisis de un vertedor de cresta libre, para definir el grado de regulación que se tiene sobre la avenida con una estructura de este tipo, se analizó el tránsito de la avenida máxima probable, tomando en cuenta longitudes de vertedor de 50 a 220 mts. y a cada 5 mts., para un almacenamiento inicial de 700 mill. M3 a la elevación 182.64 m.s.n.m. -- habiendo que incrementar la curva elevaciones - areas - capacidades hasta la cota 215.0 m.s.n.m. mostrada en el cuadro 5.6.1.

Teniendo en cuenta que se requiere una obra que no ponga en peligro la estructura de la cortina, se propone una longitud de 200.0 mts. cuyas características obtenidas del tránsito de avenidas se resumen a continuación.

CONCEPTO	UNIDAD	RESULTADO
Longitud de vertedor	mts.	200.0
Gasto máx. de entrada	M3/seg.	27 000.0
Volumen generado	mill. M <sup>3</sup>	2 318.86
Volumen regularizado	mill. M3	322.47
Carga máxima	mts.	15.75
Elevación al N.A.M.E.	m.s.n.m.	198.39
Capacidad al N.A.M.E.	mill. M3	1 022.47
Gasto máx. de salida	M3/seg.	25 634.42

En la grafica 5.6.1. se muestran los hidrogramas de entrada como de salida con respecto a la alternativa adoptada.

# PROYECTO RIO BALUARTE, SIN.

## AVENIDAS MAXIMAS ANUALES REGISTRADAS EN LA ESTACION HIDROMETRICA BALUARTE II

CUADRO 5.2.1

AÑO	GASTO MAXIMO ANUAL m <sup>3</sup> /seg.	
1948	9 000.0	
1949	953.0	
1950	750.0	
1951	1 771.0	
1952	2 292.0	
1953	4 155.0	
1954	1 879.0	
1955	1 290.0	
1956	1 638.0	
1957	2 915.0	
1958	4 070.0	
1959	1 089.0	
1960	869.0	
1961	1 055.0	
1962	2 146.0	
1963	1 973.0	
1964	3 850.0	
1965	7 094.0	
1966	1 858.0	
1967	1 160.0	
1968	14 140.0	
1969	2 875.0	
1970	2 939.0	
1971	1 620.0	
1972	10 300.0	
1973	2 134.0	
1974	2 410.0	
1975	3 600.0	
1976	2 000.0	
1977	780.0	
1978	1 756.0	
1979	3 594.0	
1980	1 100.0	
MAXIMO	14 140.0	(1968)
MEDIO	3 068.3	
MINIMO	750.0	(1950)

TABLA 5.3.1.

N	$y_n$	$\sigma_n$	N	$y_n$	$\sigma_n$
3	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
7	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

$\phi$	$\sqrt{N\sigma\sigma_m}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)



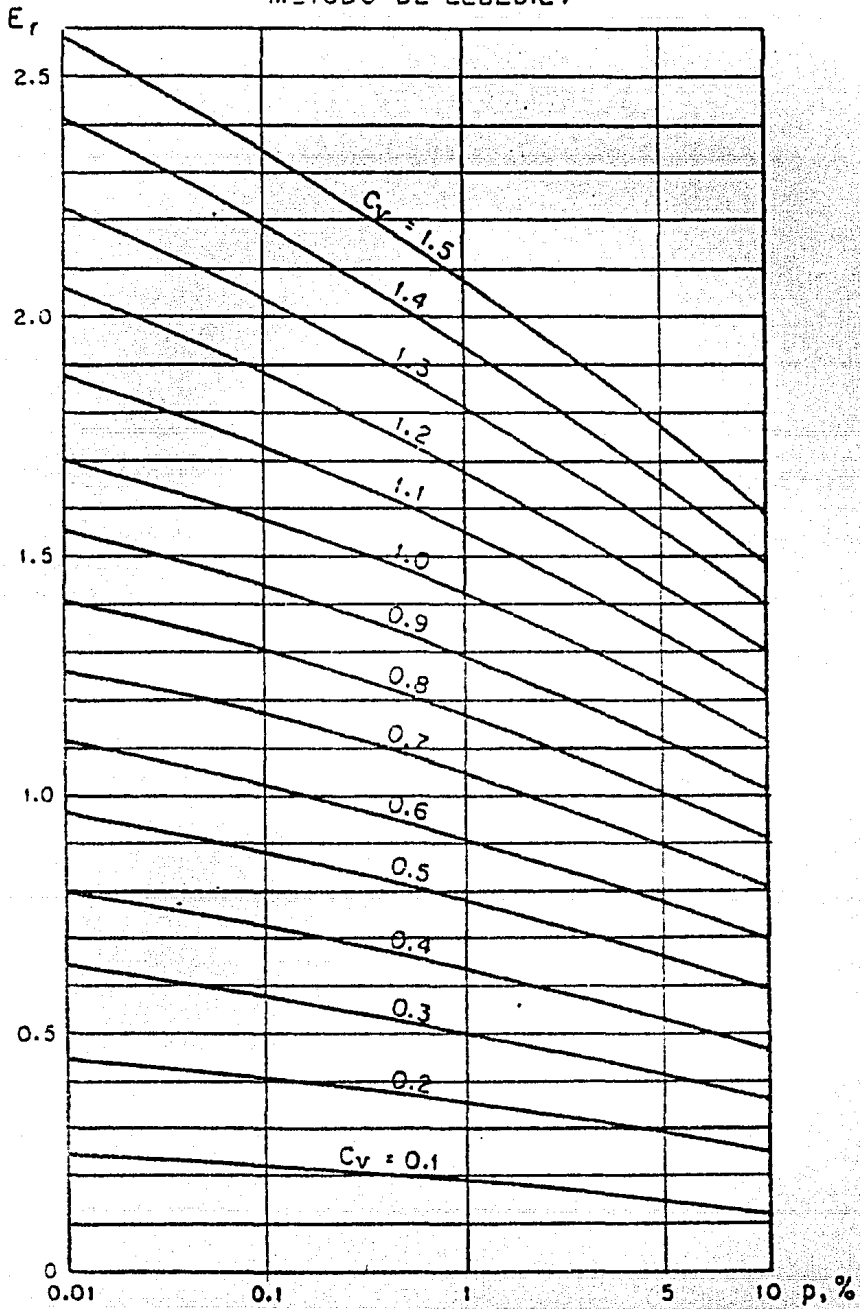
TABLA 5.3.2.

VALORES DE K

C <sub>s</sub>	P en %																				C <sub>s</sub>		
	001	01	05	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99.9
0.0	372	309	253	233	202	188	164	128	94	67	52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.00	0.0
0.05	303	316	262	235	200	180	165	120	91	66	52	0.24	-0.01	-0.23	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	-1.62	-1.66	-2.21	-3.02	0.05
0.1	394	323	267	240	211	192	167	129	94	66	51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.93	0.1
0.15	405	331	271	244	213	194	168	130	94	66	50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.63	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.88	0.15
0.2	416	338	276	247	216	196	170	130	93	65	50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81	0.2
0.25	427	345	281	250	218	198	171	130	92	64	49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69	0.25
0.3	438	352	286	254	221	200	172	131	92	64	48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	0.3
0.35	450	359	291	258	223	202	173	132	92	64	48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-2.60	0.35
0.4	461	366	295	261	226	204	175	132	92	63	47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54	0.4
0.45	472	374	299	264	229	206	176	132	92	62	46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47	0.45
0.5	483	381	304	268	231	208	177	132	91	62	46	0.17	-0.09	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.65	-1.96	-2.43	0.5
0.55	494	389	309	272	233	210	179	132	90	62	45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.6	505	396	313	275	235	212	180	133	90	61	44	0.16	-0.10	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.89	-2.27	0.6
0.65	516	403	317	277	237	214	181	133	90	61	44	0.15	-0.11	-0.35	-0.58	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.21	0.65
0.7	527	410	322	280	240	215	182	133	90	59	43	0.14	-0.12	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	0.7
0.75	539	417	326	282	242	216	183	134	90	59	42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
0.8	550	424	331	289	245	218	184	134	90	58	41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.01	0.8
0.85	562	431	335	292	247	220	185	134	90	58	40	0.12	-0.14	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	0.85
0.9	573	438	340	296	250	222	186	134	90	57	40	0.11	-0.15	-0.37	-0.61	-0.73	-0.86	-1.15	-1.35	-1.47	-1.65	-1.90	0.9
0.95	584	445	344	299	252	224	187	134	90	56	39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.86	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	0.95
1.0	595	453	349	302	254	225	188	134	90	55	38	0.09	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.86	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	1.0
1.05	607	460	353	306	255	226	189	134	90	54	37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.86	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	1.05
1.1	618	467	358	309	258	228	190	134	90	54	36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.86	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	1.1
1.15	630	474	362	312	260	229	191	134	90	53	35	0.06	-0.19	-0.41	-0.62	-0.74	-0.86	-1.09	-1.26	-1.35	-1.48	-1.63	1.15
1.2	641	481	366	315	262	231	192	134	90	52	35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.86	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58	1.2
1.25	652	488	370	318	264	232	193	134	90	52	34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.86	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	1.25
1.3	664	496	374	321	267	234	194	134	90	51	33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.86	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	1.3
1.35	674	502	378	324	269	236	194	134	90	50	32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.86	-1.05	-1.18	-1.28	-1.35	-1.44	1.35
1.4	687	509	383	327	271	237	195	134	90	50	31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.86	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	1.4
1.45	698	516	387	330	272	239	195	133	90	49	30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.86	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	1.45
1.5	709	523	391	333	274	240	196	133	90	49	30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.86	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	1.5
1.55	720	530	395	336	276	241	196	133	90	48	29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.86	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28	1.55
1.6	731	537	399	339	278	242	197	133	90	48	28	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.73	-0.86	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.6
1.65	742	544	403	342	280	243	197	132	90	47	27	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.86	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.7	754	550	407	344	282	244	198	132	90	46	26	0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.86	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.7
1.75	765	557	411	347	283	245	198	132	90	45	25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.86	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75







VALORES DE  $E_r$  EN FUNCION DE  $C_v$  Y  $p$  EN PORCENTAJE

## FACTORES DE LA CURVA DESVIADA TIPO I DE FOSTER

TABLA 5.3.3.

COEFICIENTE DE DESVIACION	POR CIENTO DE TERMINOS ARRIBA DEL LIMITE								
	99	95	80	50	20	5	1	0,1	0,01
0,0	- 2.08	- 1.64	- 0.92	- 0.00	+ 0.92	+ 1.64	+ 2.08	+ 2.39	+ 2.53
0.2	- 1.91	- 1.59	- 0.93	- 0.05	+ 0.89	+ 1.72	+ 2.25	+ 2.66	+ 2.83
0.4	- 1.75	- 1.47	- 0.93	- 0.09	+ 0.87	+ 1.79	+ 2.42	+ 2.95	+ 3.18
0.6	- 1.56	- 1.38	- 0.92	- 0.13	+ 0.85	+ 1.85	+ 2.58	+ 3.24	+ 3.59
0.8	- 1.44	- 1.30	- 0.91	- 0.17	+ 0.83	+ 1.90	+ 2.75	+ 3.55	+ 4.00
1.0	- 1.30	- 1.21	- 0.89	- 0.21	+ 0.80	+ 1.95	+ 2.92	+ 3.85	+ 4.42
1.2	- 1.17	- 1.12	- 0.86	- 0.25	+ 0.77	+ 1.99	+ 3.09	+ 4.15	+ 4.83
1.4	- 1.06	- 1.03	- 0.83	- 0.29	+ 0.73	+ 2.03	+ 3.25	+ 4.45	+ 5.25
1.6	- 0.96	- 0.95	- 0.80	- 0.32	+ 0.69	+ 2.07	+ 3.40	+ 4.75	+ 5.67
1.8	- 0.87	- 0.87	- 0.76	- 0.35	+ 0.64	+ 2.10	+ 3.54	+ 5.05	+ 6.08
2.0	- 0.80	- 0.79	- 0.71	- 0.37	+ 0.58	+ 2.13	+ 2.67	+ 5.35	+ 6.50

FACTORES DE LA CURVA DESVIADA TIPO III DE FOSTER

TABLA 5.3.4

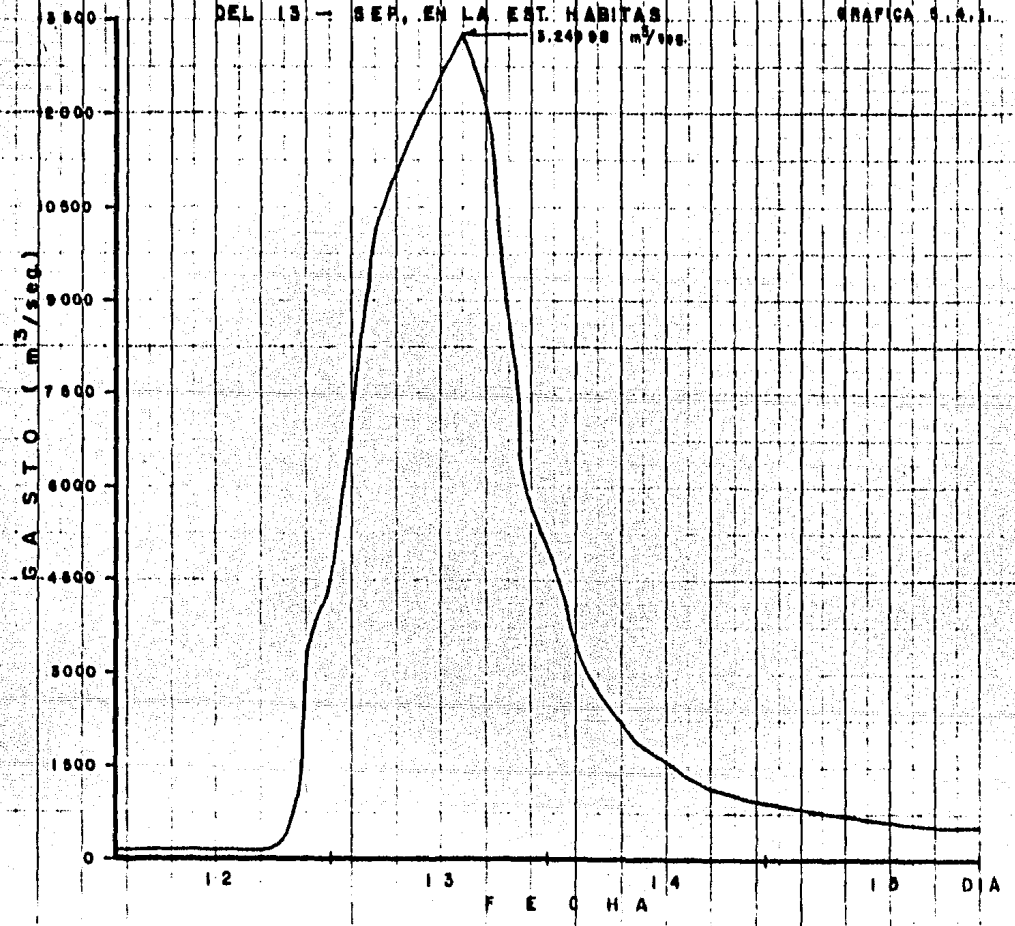
COEFICIENTE DE DESVIACION	POR CIENTO DE TERMINOS ARRIBA DEL LIMITE								
	99	95	80	50	20	5	1	0.1	0.01
0.0	- 2.33	- 1.64	- 0.84	- 0.00	+ 0.84	+ 1.64	+ 2.33	+ 3.09	+ 3.73
0.2	- 2.18	- 1.58	- 0.85	- 0.03	+ 0.83	+ 1.69	+ 2.48	+ 3.38	+ 4.16
0.4	- 2.03	- 1.51	- 0.85	- 0.06	+ 0.82	+ 1.74	+ 2.62	+ 3.67	+ 4.60
0.6	- 1.88	- 1.45	- 0.86	- 0.09	+ 0.80	+ 1.79	+ 2.77	+ 3.96	+ 5.04
0.8	- 1.74	- 1.38	- 0.86	- 0.13	+ 0.78	+ 1.83	+ 2.90	+ 4.25	+ 5.48
1.0	- 1.59	- 1.31	- 0.86	- 0.16	+ 0.76	+ 1.87	+ 3.03	+ 4.54	+ 5.92
1.2	- 1.45	- 1.25	- 0.85	- 0.19	+ 0.74	+ 1.90	+ 3.15	+ 4.82	+ 6.37
1.4	- 1.32	- 1.18	- 0.84	- 0.22	+ 0.71	+ 1.93	+ 3.28	+ 5.11	+ 6.82
1.6	- 1.19	- 1.11	- 0.82	- 0.25	+ 0.68	+ 1.96	+ 3.40	+ 5.39	+ 7.28
1.8	- 1.08	- 1.03	- 0.80	- 0.28	+ 0.64	+ 1.98	+ 3.50	+ 5.66	+ 7.75
2.0	- 0.99	- 0.95	- 0.78	- 0.31	+ 0.61	+ 2.00	+ 3.60	+ 5.91	+ 8.21
2.2	- 0.90	- 0.89	- 0.75	- 0.33	+ 0.58	+ 2.01	+ 3.70	+ 6.20	+ 8.68
2.4	- 0.83	- 0.82	- 0.71	- 0.35	+ 0.54	+ 2.01	+ 3.78	+ 6.47	+ 9.15
2.6	- 0.77	- 0.76	- 0.68	- 0.37	+ 0.51	+ 2.01	+ 3.87	+ 6.73	+ 9.62
2.8	- 0.71	- 0.71	- 0.65	- 0.38	+ 0.47	+ 2.02	+ 3.95	+ 6.99	+ 10.09
3.0	- 0.67	- 0.66	- 0.62	- 0.40	+ 0.42	+ 2.02	+ 4.02	+ 7.25	+ 10.56
3.2	- 0.62	- 0.62	- 0.59	- 0.42	+ 0.38	+ 2.02	+ 4.09	+ 7.51	+ 11.10
3.4	- 0.58	- 0.57	- 0.55	- 0.43	+ 0.33	+ 2.02	+ 4.15	+ 7.76	+ 11.55
3.6	- 0.54	- 0.53	- 0.52	- 0.45	+ 0.28	+ 2.02	+ 4.21	+ 8.01	+ 12.20
3.8	- 0.51	- 0.50	- 0.49	- 0.46	+ 0.23	+ 2.01	+ 4.26	+ 8.26	+ 12.75
4.0	- 0.48	- 0.48	- 0.48	- 0.47	+ 0.18	+ 2.01	+ 4.32	+ 8.50	+ 13.30
4.1	- 0.48	- 0.48	- 0.48	- 0.47	+ 0.16	+ 2.01	+ 4.34	+ 8.62	+ 13.60
4.2	- 0.48	- 0.48	- 0.48	- 0.48	+ 0.14	+ 2.01	+ 4.37	+ 8.80	+ 13.70
4.4	- 0.48	- 0.48	- 0.48	- 0.48	+ 0.11	+ 2.00	+ 4.40	+ 9.03	+ 14.30
4.6	- 0.47	- 0.47	- 0.47	- 0.48	+ 0.08	+ 1.99	+ 4.44	+ 9.28	+ 15.00
4.8	- 0.47	- 0.47	- 0.47	- 0.48	+ 0.05	+ 1.99	+ 4.43	+ 9.55	+ 15.40
5.0	- 0.47	- 0.46	- 0.46	- 0.47	+ 0.04	+ 1.98	+ 4.50	+ 9.80	+ 16.10

- 131 -

USENSE LAS FUNCIONES DE HAZEN Y FOSTER TIPO III CUANDO C.S.a 2 C.D.  
 USENSE LAS FUNCIONES DE HAZEN Y FOSTER TIPO I CUANDO C.S.a 2 C.D.

PROYECTO RIO BALUARTE, SIN.  
HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA  
DEL 13 - SEP, EN LA EST. HABITAS

GRAFICA 5.1.1.



PROYECTO RIO BALUARTE, SIN.

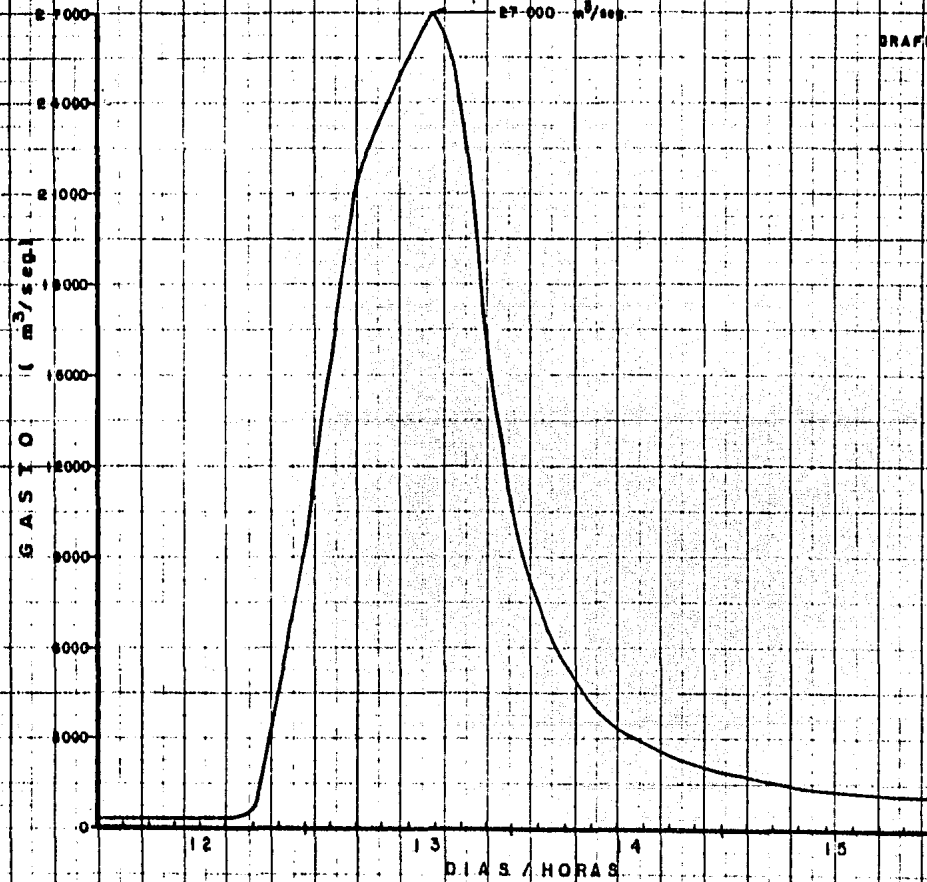
DATOS DEL HIDROGRAMA DE LA AVENIDA PRESENTADA DEL DIA 12  
AL DIA 15 DE SEPTIEMBRE DE 1968 EN LA ESTACION HABITAS  
Y LOS DATOS DE LA AVENIDA YA MAYORADA .

DIA	HORA	GASTO INSTANTANEO (HABITAS)	GASTO MAX. PROB. (STA. MARIA)
12	0	151.32	308.35
	3	145.38	296.25
	6	139.80	284.88
	9	134.00	273.06
	12	134.00	273.06
	15	141.50	288.34
	18	216.75	441.68
	21	2 262.50	4 610.38
	24	4 331.00	8 825.45
13	3	7 605.00	15 497.00
	6	10 495.00	21 386.07
	9	11 569.25	23 575.11
	12	12 409.62	25 287.57
	15	13 249.98	27 000.00
	18	11 838.99	24 124.77
	21	7 752.50	15 797.57
	24	5 064.12	10 319.35
	3	3	3 662.00
6		2 730.00	5 563.03
9		2 012.50	4 100.95
12		1 644.00	3 350.04
15		1 420.00	2 893.59
18		1 140.00	2 323.02
21		1 035.00	2 109.06
24		950.00	1 935.85
15		3	872.00
	6	740.00	1 507.93
	9	688.00	1 401.98
	12	640.00	1 304.15
	15	616.00	1 255.25
	18	588.00	1 198.19
	21	558.33	1 137.73
	24	536.67	1 093.59



PROYECTO RIO BALUARTE, SIN  
HIDROGRAMA MAYORADO POR LA AVEN DA MAXIMA PROBABLE.

GRAFICA 5.4.2.



# DATOS DE ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES

## RIO BALUARTE, SINALOA

### VASO SANTA MARIA

CUADRO 5.6.1.

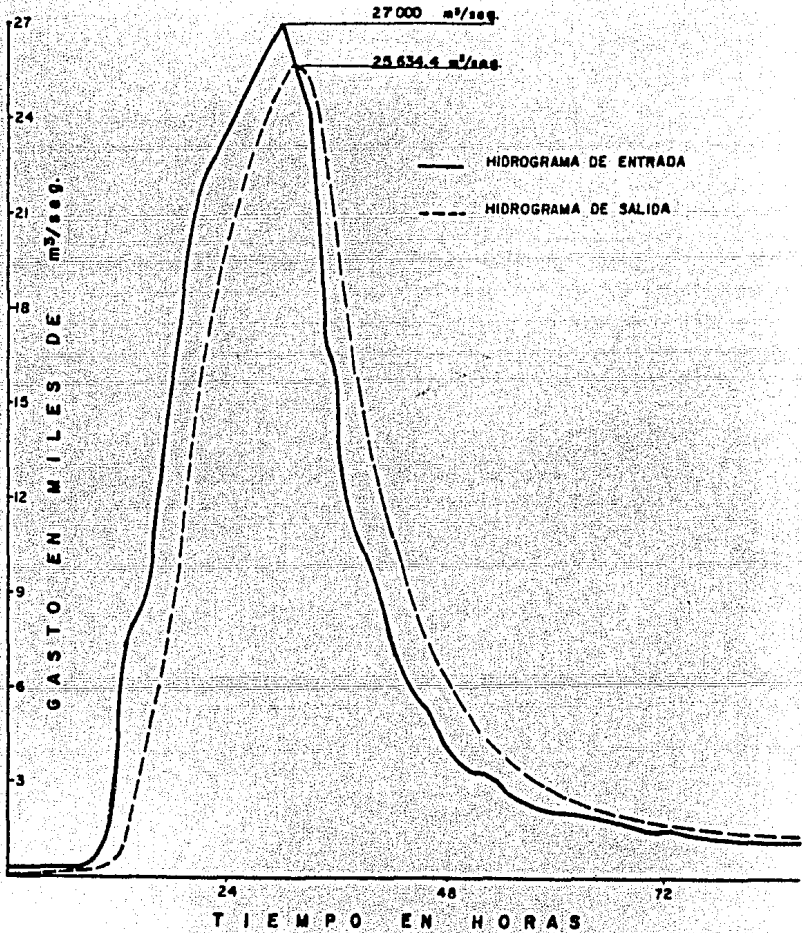
ELEVACIONES (msnm)	A R E A S (Ha)	CAPACIDADES (M m <sup>3</sup> )
80	0.0	0.000
85	20.48	0.512
90	57.47	2.461
95	100.15	6.402
100	156.73	12.824
105	213.30	22.075
110	265.25	34.089
115	322.80	48.740
120	394.23	66.666
125	467.75	88.216
130	538.62	113.376
135	627.75	142.534
140	728.42	176.438
145	830.78	215.418
150	930.10	259.440
155	1 042.55	308.756
160	1 170.12	364.073
165	1 300.20	425.831
170	1 440.60	494.351
175	1 580.00	569.688
180	1 721.42	652.402
185	1 878.60	742.403
190	2 029.95	840.117
195	2 186.55	945.530
200	2 352.35	1 059.003
*205	2 500.00	1 072.000
*210	2 690.00	1 280.000
*215	2 850.00	1 384.000

Datos del plano con clasificación No. 2108-F-264

Elaborado por la Dirección General de Estudios.

\*Información inferida.

PROYECTO RIO BALUARTE, SIN  
HIDROGRAMAS RESULTANTES DEL ESTUDIO DE AVENIDAS  
EN LA PRESA STA. MARIA.



GRAFICA No. 5.6.1

C A P I T U L O    V I    D I M E N S I O N A M I E N T O   D E   L A S   O B R A S

VI.1    O B R A   D E   D E S V I O

VI.2    C O R T I N A

VI.2.1    C A L C U L O   D E L   B O R D O   L I B R E

VI.2.2    S E C C I O N E S   D E   L A   C O R T I N A

VI.3    O B R A   D E   E X C E D E N C I A S

VI.3.1    V E R T E D O R

VI.3.2    C A N A L   D E   D E S C A R G A

VI.3.3    T A N Q U E   A M O R T I G U A D O R

VI.4    O B R A   D E   T O M A

VI.4.1    C A L C U L O S   H I D R A U L I C O S

## VI.1 OBRA DE DESVIO

Las obras de desvío o desviación tienen por objeto dejar en seco el sitio de proyecto de una cortina y las obras auxiliares durante el periodo de construcción, para lo cual es necesario reencauzar temporalmente el escurrimiento del río.

En general los esquemas que se estudien para el desvío del escurrimiento de un río serán diferentes cuando se trate de una cortina de concreto o de una de materiales graduados. En el primer caso, poco o ningún daño ocasionaría que ciertos volúmenes de agua pasaran por encima de la estructura; no así en el segundo caso, en que el agua podría erosionar la estructura y provocar una falla de graves consecuencias.

Por otra parte, puede influir en la selección del desvío el tamaño de la estructura, pues para una estructura relativamente pequeña, en la que el tiempo de construcción sea menor que el periodo de secas, el desvío será distinto que para una estructura relativamente grande, en la que el tiempo de construcción sea mayor a uno o varios periodos hidrológicos anuales consecutivos, comprendiendo periodos de secas y lluvias. En este último caso, habrá necesidad de desviar el escurrimiento total, tanto de secas como de lluvias.

Con el objeto de poder determinar el conjunto y las dimensiones de las estructuras que formen la mejor solución para el desvío se considerará:

a).- Régimen del escurrimiento

Será el que se observa de una corriente, que suministrará la información de mayor confianza en cuanto a las características del flujo, en un sitio determinado, por lo que se deberá consultar siempre que de él se disponga.

Por lo general se puede decir que periodos mínimos del orden de 15 a 20 años de registros se pueden considerar aceptables.

b).- Magnitud y Frecuencia de las Avenidas durante el desvío.

En la gran mayoría de los casos, las obras de desviación se proyectan para el pico de una avenida máxima. En estas condiciones, es necesario disponer de una curva de frecuencias, con el objeto de poder valorar los riesgos que representan ciertos gastos escogidos y el costo de las obras correspondientes.

Por otra parte, el pico de una avenida se puede calcular por métodos empíricos o estadísticos, siendo más confiable estos últimos. Cabe señalar además, que es práctico en nuestro país seleccionar como gasto de diseño para el desvío el correspondiente a un periodo de retorno de 20 a 30 años.

c).- Métodos de Desviación.

La planificación del conjunto de estructuras que forman un desvío dependerá principalmente de cinco elementos:

- 1.- Magnitud del flujo que se va a desviar.
- 2.- Características físicas del sitio de construcción: topográficas geológicas, etc.
- 3.- Tipo de cortina por construir: de concreto o materiales graduados, vertedora o no vertedora.
- 4.- Características y localización del resto de las estructuras hidráulicas que forman la presa, como obra de toma, obra de excedencias, obra de control, etc.
- 5.- La probable secuencia de las actividades constructivas.

De esta manera, utilizando los dos primeros elementos que proporciona la naturaleza y los tres últimos, cuya determinación corresponde al Ingeniero el seleccionar un conjunto de estructuras con características óptimas considerando practicabilidad, economía y riesgos calculados.

Las obras de desviación deberán ser tales que se puedan -

incorporar al programa de construcción con un mínimo de pérdidas, peligro y retraso.

Es práctica común efectuar el desvío de una corriente mediante la utilización de una o varias de las estructuras siguientes:

- 1.- Canal o tajo temporal a través del sitio de construcción.
- 2.- Hueco o paso temporal a través de la cortina de concreto.
- 3.- Conducto a través del cuerpo de la cortina de Materiales Graduados, este procedimiento es poco usual ya que provoca asentamientos en el cuerpo de la cortina y pone en peligro la estructura.
- 4.- Túneles a través de las laderas de la boquilla.

#### OBRA DE DESVIO DE LA PRESA SANTA MARIA

La obra de desvío para la construcción de la presa Santa María, se propone por medio de un tunel alojado en la ladera derecha del río Ba luarte, situado aproximadamente 300.00 metros antes del sitio del eje de la boquilla.

La conveniencia de este arreglo se determinó por motivos de facilidad para manejar gastos de diseño probables, así como por la situación topográfica de la zona, ya que el sitio propuesto para la presa se localiza enclavado entre dos macizos montañosos con elevaciones hasta de 260.00 metros.



## GASTO DE DISEÑO

En función de los gastos máximos anuales registrados en la Estación Baluarte y aplicando los métodos estadísticos para un periodo de retorno de  $T_r = 25$  años, se determinó la avenida máxima probable que a continuación se describe:

M E T O D O	GASTO DE DISEÑO (m <sup>3</sup> /seg)
GUMBEL	13 196.24
NASH	10 834.11
LEVEDIEV	11 679.24
HAZEN Y FOSTER	10 541.18
PROMEDIO	11 562.69

Con el gasto promedio obtenido para la Estación Baluarte se trasladó hasta el sitio del vaso Santa Marfa, aplicando la ecuación de la envolvente de Lowry.

$$q_{Bal.} = \frac{11\,562.69}{4\,653} = 2.4850 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{km}^2$$

$$C = 2.4850 (4653 + 259)^{0.8} = 2230.145$$

$$q_{stm} = 2230.145 (2758 + 259)^{-0.8} = 3.67005 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{km}^2$$

$$Q_{max} = 3.67005 (2758) = 10\,122.02 \text{ m}^3/\text{seg}$$

por lo tanto el gasto máximo a desviar es:

$$Q_{dis} = 10\,122\text{ m}^3/\text{seg}$$

#### CALCULOS HIDRAULICOS

Para la determinación de las características que regirán a la obra de desvío, se empleó la metodología del tránsito de la avenida, con la variante de que en este caso no fue sobre el vertedor, sino por medio de un conducto de fondo, el cual se propuso de forma circular.

Se realizaron diversas alternativas a diferentes diámetros del conducto, teniendo en cuenta que dicho conducto se localizará a la elevación 100.00 m.s.n.m.

De las alternativas analizadas se propone que la obra de desvío tendrá las siguientes dimensiones:

Diámetro del conducto	15.00 m
Longitud del conducto	1065.00 m
Elevación del conducto	100.00 m.s.n.m.
Capacidad al conducto	12.58 mill. de m <sup>3</sup>
Gasto máximo de entrada	10 122.00 m <sup>3</sup> /seg
Carga Máxima	61.79 m
Elevación al N.A.M.E.	161.79 m.s.n.m.
Gasto máximo de salida	4 785.61 m <sup>3</sup> /seg

Para determinar la altura necesaria en la ataguía, consideraremos un bordo libre de 1.00 metros por lo que la ataguía será:

$$H = \text{N.A.M.E.} - \text{Lecho del cauce} + 1.00$$

$$H = 161.79 - 80.00 + 1.00 = 82.79 \text{ m}$$

Por lo tanto las dimensiones de la ataguía que se situará a 90.00 metros aguas arriba del eje de la boquilla serán:

Altura de ataguías	82.79 m
Longitud de la ataguía	585.00 m
Taludes aguas arriba y aguas abajo	2:1
Ancho de la base	330.00 m

## VI.2 CORTINA

Se entiende por cortina una estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río como obstáculo al flujo del mismo, con el objeto de formar un almacenamiento o una derivación.

### VI.2.1 CALCULO DEL BORDO LIBRE

Las presas de tierra deben tener suficiente bordo libre -

arriba del nivel máximo del vaso ( N.A.M.E. ), para que las ondas del agua no puedan deslavar la parte superior de la cortina.

Siendo el bordo libre, el desnivel entre el N.A.M.E. y - la corona de la cortina.

El efecto del oleaje de viento es una función de la altura de la ola y de la altura que dicha ola puede remontar sobre el paramento -- aguas arriba de la cortina.

Para el cálculo del bordo libre se utilizó el método de - Saville.

Datos:

$V_w = 130 \text{ km/h}$

$V_w =$  velocidad del viento a 7.62 m de altura sobre el - nivel del agua.

$F_t = 7.0 \text{ km}$

$F_t =$  Fetch efectivo, es la longitud de la superficie - del agua sobre la cual el viento sopla.

Con lo valores anteriores y localizados en la gráfica - 6.2.1.1. se obtiene la altura de la ola significativa ( $H_o$ ) y el tiempo mínimo ( $T_d$ ) de duración del viento para generar la altura de ola.

$H_o = 2.20 \text{ m}$

$T_d = 40 \text{ min.}$

Asímismo en la gráfica 6.2.1.2. se determina el periodo de la ola (T)

$$T = 5.3 \text{ seg}$$

Para encontrar la longitud máxima de la ola ( $L_o$ ), se utilizará la siguiente expresión:

$$L_o = 1.572 T^2$$

$$L_o = 1.572 (5.3)^2$$

$$L_o = 44.10 \text{ m}$$

con los valores de la relación:

$$\frac{H_o}{L_o} = \frac{2.2}{44.1} = 0.0499$$

y el talud del paramento mojado que en la presa Santa María es de 2:1, se buscará la relación  $R/H_o$  en la gráfica 6.2.1.3., la cual aporta el valor del remontaje de la ola (R).

$$\frac{R}{H_o} = 0.82 \quad R = 0.82 (2.2)$$

$$R = 1.80 \text{ m}$$

El bordo libre estará determinado por la suma del remontaje de la ola más la altura de la ola, por lo tanto:

$$B.L. = H_o + R$$

B.L. = 2.20 + 1.80

B.L. = 4.00 m

## VI:2.2. SECCIONES DE LA CORTINA

Las cantidades de los diferentes materiales que se utilizan en la construcción de una cortina de materiales graduados, dependen en gran parte de la existencia de ellos, dentro de la zona de proyecto, así como también de sus características mecánicas.

Por otra parte, es muy importante contar con bancos de materiales dentro o muy cerca de la zona de proyecto, puesto que se reducen considerablemente los costos de acarreo, como también el tiempo de construcción.

La estabilidad de estas estructuras es una función de la estabilidad de taludes, en las diferentes condiciones de trabajo, en donde, el flujo de agua a través del cuerpo de los mismos juega un papel sumamente importante.

Para nuestro estudio se trata de una cortina de materiales graduados, con corazón impermeable de arcilla. El corazón está situado al centro de la sección, es simétrico protegido en los lados de aguas arriba y aguas abajo, por filtros de grava y arena, los respaldos son permeables constituidos por materiales de enrocamiento y rezaga.

Los taludes del corazón impermeable aguas arriba y aguas abajo es de  $0.5 : 1$ , teniendo un ancho total de la base de 134.40 m, contando con un ancho de corona de 12.00 m y una altura de 122.40 m.

Los taludes del filtro en ambos lados es de  $1:1$ , con un ancho de base de 61.20 m y una altura de 122.40 m.

Los taludes exteriores de la cortina aguas arriba y aguas abajo es de  $2:1$ .

La altura total de la cortina desde el desplante del corazón impermeable es de 123.00 m, la longitud de la corona es de 760 m; el ancho de la corona es de 12.00 m y el ancho total de la base es de 501.60 m.

## VI.3 OBRA DE EXCEDENCIAS

Las obras de excedencias o vertedores son estructuras que forman parte indispensable de una presa, sea de almacenamiento o derivación, y cuya función es la de permitir la descarga de grandes avenidas sin dañar la presa o cualquiera de sus estructuras y al mismo tiempo mantener el nivel del vaso abajo de algún nivel máximo determinado previamente (N.A.M.E.).

### VI.3.1. VERTEDOR

La obra de excedencias de la presa Santa María, consiste

en un vertedor de cresta libre tipo Creager, alojado en la ladera derecha a -- 580.00 m aguas arriba de la cortina a una elevación de 182.64 m.s.n.m., cuya - capacidad de vaso corresponde a esta misma cota es de 700.00 millones de m<sup>3</sup>, - teniendo una longitud del vertedor de 200.00 m, resultando una carga de 15,75m Datos obtenidos del análisis del tránsito de avenidas (Cap. V).

### VI.3.2. CANAL DE DESCARGA

La descarga generalmente pasa con el tirante crítico en la estructura de control del vertedor y entra en el canal de descarga con r $\acute{e}$ gimen supercrítico o turbulento.

El flujo en el canal puede ser uniforme acelerado o retardado según las pendientes y dimensiones del canal y de la caída total. Cuando se desea disminuir la pendiente para reducir la excavación en la parte de aguas - arriba del canal, el flujo puede ser uniforme o retardado, seguido de un flujo acelerado en la parte más inclinada que conduce al nivel del río. El gasto en - cualquier punto a lo largo del canal, dependerá de la energía específica disponible en ese punto; ésta energía será igual a la caída total desde el nivel del agua del vaso hasta el piso del canal en el punto que se considera, menos la p $\acute{e}$ r- dida de carga acumulada en ese punto. Las velocidades y tirantes a lo largo del canal se pueden fijar eligiendo la pendiente y las dimensiones de las secciones transversales del canal.

Para nuestro estudio, el canal de descarga se inicia al



pie del cimacio a la elevación 177.14 m.s.n.m., teniendo un ancho de plantilla de 200.00 m el cual se irá reduciendo a lo largo de 150 m, hasta llegar a un ancho de 100.00 m, teniendo una pendiente de 0.045, al terminar la reducción el canal se localiza a la elevación 170.39 m.s.n.m.

Se continúa con una rápida de 136.6 m de longitud, con una pendiente de 0.10, la cual desciende 13.66 m, hasta la elevación 156.73 m.s.n.m., siendo el ancho de la sección de canal de 100.00 m.

### VI.3.3. TANQUE AMORTIGUADOR

La función de un tanque amortiguador es la de disipar la energía cinética del flujo supercrítico al pie de la rápida de descarga, antes de que el agua retorne al cauce del río.

Todos los diseños de tanques amortiguadores se basan en el principio del salto hidráulico, el cual es la conversión de altas velocidades del flujo a velocidades que no pueden dañar el conducto de aguas abajo.

Se debe recalcar que existe una relación estrecha entre la velocidad y el tirante aguas arriba del salto hidráulico y el tirante conjugado aguas abajo del salto.

Para conocer el tirante conjugado del salto hidráulico se obtiene el número de Froude.

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

donde:

F = número de Froude

V = velocidad en el sitio seleccionado

d = tirante del flujo de llegada

g = aceleración de la gravedad,

por lo tanto:

$$F = \frac{25.78}{\sqrt{9.81 \times 9.941}} = 2.61$$

Ya con el valor del número de Froude se recurre a la gráfica VI.3.3.1. con la cual nos da la relación  $Y2 / Y1$

$$Y2 / Y1 = 3.1$$

$$Y2 = Y1 (3.1)$$

$$Y2 = 9.94 (3.1) = 30.81$$

$$Y2 = 30.81 \text{ m}$$

Para conocer la distancia mínima del tanque, ocuparemos el criterio de la cubeta tipo S.A.F. en la cual determina:

$$Lb = \frac{4.5(Y2)}{F^{0.76}}$$

Por lo tanto la longitud mínima es de:

$$L_b = \frac{4.5 (30.81)}{2.61^{0.76}} = 66.78$$

$$L_b = 67 \text{ m}$$

Para efectos de estudio se tomará una longitud de 100 m, iniciando el tanque al pie del canal de la rápida con un ancho de 100 m, a la elevación 156.73 m.s.n.m.

Dado que la topografía de la región es muy accidentada, ya que se encuentra en zonas escarpadas, se propone para poder descargar al río los volúmenes excedentes, se utilice tres vertedores de caída libre con altura de 20 m cada uno, los cuales se calcularon por medio de:

Datos:

$$h = 20 \text{ m}$$

$$Q_{\max} = 25\,634.42 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$q = 25634.42 / 100 = 256.3442 \text{ m}^3/\text{seg/m}$$

$$D = \frac{q^2}{gh^3} = \frac{256.3442^2}{9.81 \times 20^3} = 0.837313$$

La longitud del salto se obtiene de :

$$L_d = h(4.3 D^{0.27}) = 81.97 = 82 \text{ m}$$

El tirante crítico al momento de la caída:

$$Y_1 = h(0.54 D^{0.425}) = 10.02 \text{ m}$$

El tirante conjugado del salto hidráulico después del -  
choque de la caída:

$$Y_2 = h (1.66 d^{0.27}) = 31.65 \text{ m}$$

dando por resultado:

1a. caída, de la cota 156.73 m.s.n.m.  
a la cota 136.73 m.s.n.m.  
con un canal de desarrollo de 200.00 m

2a. caída, de la cota 136.73 m.s.n.m.  
a la cota 116.73 m.s.n.m.  
con un canal de desarrollo de 200.00 m

3a. caída, de la cota 116.73 m.s.n.m.  
a la cota 96.73 m.s.n.m.  
en la cual, con un canal de 215 m de longitud descar\_  
ga al río.

#### VI.4. OBRA DE TOMA

Las obras de toma en presas, son pasajes o conductos a -  
través de los cuales se extrae agua, de acuerdo a una ley de demandas determinada.

Para nuestro estudio se pretende ubicar la obra de toma -

en el conducto de la obra de desvío, la cual hará la extracción por medio de una torre ahogada, situada a la elevación 118.20 m.s.n.m., cota a la cual corresponde la capacidad de azolves de la presa Santa María.

#### VI.4.1. CALCULOS HIDRAULICOS

##### GASTO DE DISEÑO

Los datos necesarios para calcular dicho gasto, los obtenemos del capítulo IV del mismo estudio, en el cual se considera al mes de máxima demanda, el cual corresponde al mes de mayo.

$$V_{\text{max.men.}} = 78.328 \text{ Mill. m}^3$$

el cual convertido a gasto:

$$Q_{\text{max.mens.}} = \frac{78.328 \times 10^6}{86400 (31)}$$

$$Q_{\text{max.mens.}} = 29.244 \text{ m}^3/\text{seg}$$

se aplicará un factor de 1.35 por concepto de variación horaria:

$$Q_{\text{dis}} = 29.244 (1.35) = 39.48 \text{ m}^3/\text{seg}$$

por lo tanto:

$$Q_{\text{dis}} = 40 \text{ m}^3/\text{seg}$$

## DISEÑO DE LA TUBERIA

Aplicando la ecuación de continuidad:

$$Q = A V$$

Proponiendo una velocidad de  $3 \text{ m}^3/\text{seg}$  que es menor que la velocidad permisible de  $7 \text{ m}^3/\text{seg}$  para conductos a presión, tenemos:

$$A = Q / V = 40 / 3 = 13.33 \text{ m}^2$$

si  $A = \pi D^2 / 4$

$$D = \sqrt{4A / \pi} = \sqrt{4 \times 13.33 / 3.1416} = 4.12 \text{ m}$$

Se propone un conducto de 4.00 m de diámetro a lo largo de 290.00 m, el cual será túnel revestido de concreto.

Los siguientes 602 m de conducción se pretende conducir la demanda por tubería de acero cuyo diámetro se determina como:

$$V = 7 \text{ m / seg} \quad (\text{permisible})$$

$$A = 40 / 7 = 5.71 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{4 \times 5.71 / 3.1416} = 2.70 \text{ m} \quad \text{Diámetro mínimo}$$

$$V = 40 / 5.71 = 7.00 \text{ m/seg} \quad \text{Velocidad permisible}$$

## CALCULO DE PERDIDAS

Para el cálculo de pérdidas por fricción a lo largo de la

tubería, se aplicó la ecuación de Darcy - Weisbach la cual es la siguiente:

$$hf = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

donde:

f = factor de fricción sin dimensiones (los valores obtenidos para este estudio se determinaron con la aplicación del diagrama universal de Moody).

g = aceleración de la gravedad en  $m/seg^2$

hf = pérdidas por fricción en m

D = diámetro del conducto en m

L = longitud del conducto en m

V = velocidad en m/seg

Para el cálculo de pérdidas locales se utilizó la siguiente expresión:

$$h = k \frac{v^2}{2g}$$

donde:

h = pérdida de energía

k = coeficiente sin dimensiones, que depende del tipo de pérdidas que se trate.

$\frac{v^2}{2g}$  = carga de velocidad aguas abajo de la zona de alteración del flujo.



RESUMEN DE PERDIDAS

a).- Pérdidas por rejillas	0.05 m
b).- Pérdidas por entrada	0.26 m
c).- Pérdidas por fricción (en concreto y acero)	5.47 m
d).- Pérdidas por contracción	0.53 m
e).- Pérdidas por cambio de dirección	0.68 m
f).- Pérdidas por válvulas	0.50 m
	-----
Total de Pérdidas	7.49 m

Por lo tanto, la carga a la salida final de la obra de toma considerando las pérdidas obtenidas:

N.A.M.O.	182.64 m.s.n.m.
Elevación al centro de la tubería	118.20 m.s.n.m.
	-----
	64.44 m

$$Cd = 64.44 - 7.49 = 56.95 \text{ m}$$

$$Cd = 56.95 \text{ m}$$



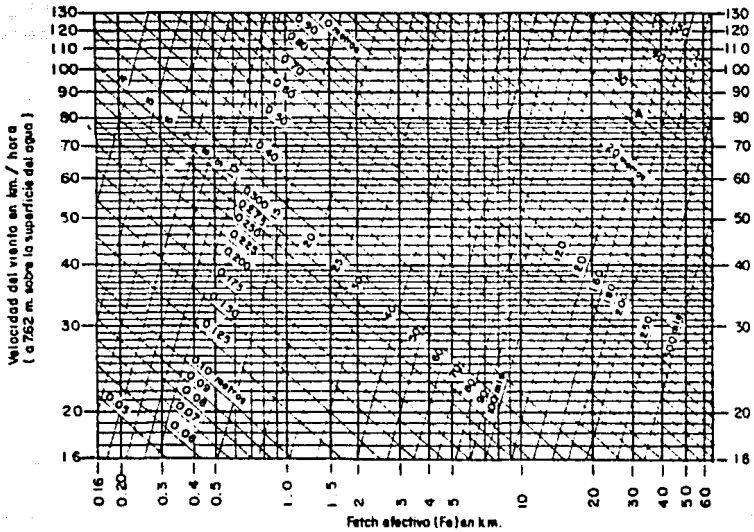


Diagrama para determinar la altura de la ola significativa ( $H_s$ ) y la duración mínima del viento ( $t_d$ )

GRAFICA 6.2.1.2.

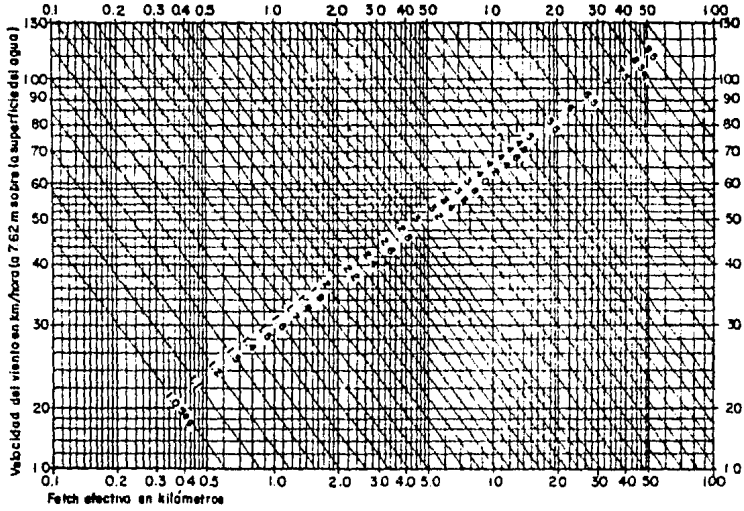
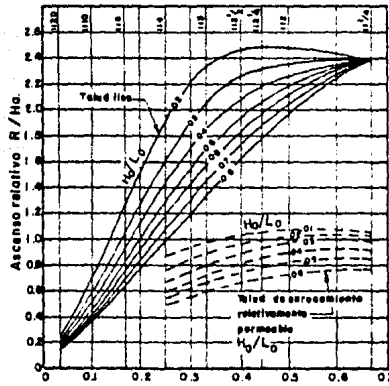


Diagrama para determinar el periodo máximo de la ola en función de la velocidad del viento y del Fetch.

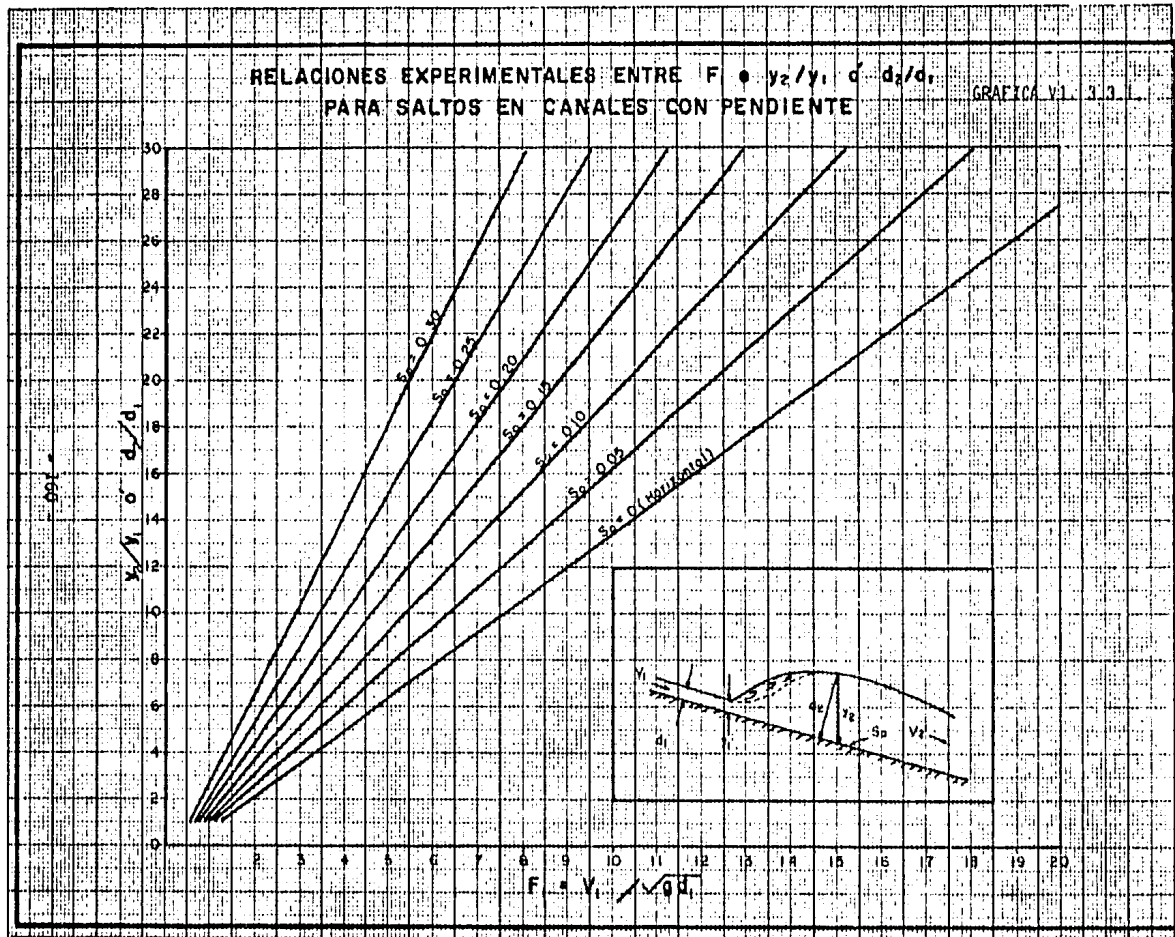
GRAFICA 6.2.1.3.



Pendiente del talud aguas arriba.

RELACIONES EXPERIMENTALES ENTRE  $F \bullet y_2/y_1$  ó  $d_2/d_1$   
 PARA SALTOS EN CANALES CON PENDIENTE

GRAFICA N.º 33



CAPITULO VII PRESUPUESTO

## VII PRESUPUESTO

Parte importante de cualquier proyecto es el presupuesto, por medio de éste se puede saber:

- 1.- Si para la elaboración del proyecto se emplearon adecuadamente las condiciones técnicas y socioeconómicas del lugar en donde se planea construir.
- 2.- Si resulta o no factible su construcción.

Los presupuestos para presas y vasos deben incluir, además de los costos de construcción de la presa y estructuras auxiliares, el costo probable de los terrenos, derechos hidráulicos ( si los derechos existentes se -

van a comprar o a subordinar a ellos), derechos de vía, y el desmonte de la superficie del vaso, el costo del cambio de localización de las carreteras públicas, ferrocarriles, edificios, y de otras propiedades; y los costos administrativos y de ingeniería. También serán necesarios los presupuestos para determinar los costos anuales para el financiamiento y para operación, mantenimiento y reemplazos.

El presupuesto para la viabilidad no necesita ser con todos los detalles, pero el total debe representar un límite, dentro del cual se pueda construir el proyecto, salvo los aumentos importantes en los precios unitarios.

El presupuesto final se basará en estudios detallados subsiguientes hechos en conexión con la preparación de especificaciones y deberá hacerse con el detalle suficiente para que sirva de guía para obtener proposiciones y para adjudicar un contrato de construcción.

Para la integración del costo presente se tomó en cuenta que se determinará como un presupuesto de viabilidad, esto es, únicamente por medio de la obtención del volumen total de material constituyente de la cortina de la presa, el cual será multiplicado por el precio índice unitario correspondiente a la zona del estado de Sinaloa.

Dicho precio índice se determinó en el Departamento de Proyectos De la Subdirección de Ingeniería Civil de la S.A.R.H., utilizando los costos unitarios de diversas presas de la región, por lo cual, estos precios in

cluyen el costo total de la obra principal que es la cortina y de sus estructuras auxiliares como vertedores, obras de toma y ataguías.

Cabe aclarar que el precio índice utilizado corresponde al mes de diciembre de 1985.

Volumen Total de la Presa	10 033 475 m <sup>3</sup>
Costo Índice por m <sup>3</sup>	\$ 3 500.00

Teniendo en cuenta lo anterior, el costo límite aproximado de la obra de la presa Santa María será de :

COSTO TOTAL	\$ 35 117 100 000.00
-------------	----------------------

CAPITULO VIII CONCLUSIONES

Y

RECOMENDACIONES



## VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El Río Baluarte se localiza en la zona noroeste de la República Mexicana, su cauce principal se encuentra ubicado en el Estado de Sinaloa, teniendo dos afluentes principales que son, el Río Matatán y el Río Pánuco, cuyas áreas drenadas se describen a continuación:

### RIO BALUARTE

Hasta el sitio de proyecto Santa María	2 758	km <sup>2</sup>
Hasta la Estación Hidrométrica Las Habitas	3 535	km <sup>2</sup>
Hasta la Estación Hidrométrica Baluarte II	4 653	km <sup>2</sup>

### RIO MATATAN

Hasta el Sitio de Proyecto Jalpa 613 km<sup>2</sup>

### RIO PANUCO

Hasta la Estación Hidrométrica Las Habitas 868 km<sup>2</sup>

Su potencial de escurrimiento superficial presenta las -  
características siguientes:

#### ESTACION BALUARTE II (Periodo 1949 - 1981)

Escurrimiento medio anual	1700.4 Mill. de m <sup>3</sup>
Escurrimiento máximo anual	3511.2 Mill. de m <sup>3</sup>
Escurrimiento mínimo anual	697.8 Mill. de m <sup>3</sup>

#### ESTACION TORTUGAS (periodo 1970 - 1981)

Escurrimiento medio anual	253.1 Mill. de m <sup>3</sup>
Escurrimiento máximo anual	337.6 Mill. de m <sup>3</sup>
Escurrimiento mínimo anual	101.6 Mill. de m <sup>3</sup>

El presente análisis tiene por objeto determinar la posi-  
bilidad de integrar al uso agrícola bajo riego, una superficie aproximada de -  
38 000 ha., así como determinar los volúmenes de agua excedentes que sea facti-  
ble de canalizar a la cuenca próxima al norte, considerando las alternativas -  
de construcción de la presa Santa María y la Derivadora Tamarindo sobre el Río

Baluarto y las presas Jalpa y Tortugas sobre los Ríos Matatán y Pánuco respectivamente, asimismo, dimensionar las estructuras correspondientes.

Se procedió a determinar las demandas de riego, calculadas en base a un programa de cultivos, los cuales arrojaron una lámina bruta de demanda anual de 1.64 m, considerando una eficiencia total en el sistema parcelario de 53 %.

Para los programas de cultivo considerados se requiere una demanda neta de 623,129 millones de m<sup>3</sup> anuales, con los cuales se riega una superficie de 38 000 ha., tomando en cuenta que algunos cultivos tienen doble ciclo agrícola, se cosecha una superficie neta de 68 050 Ha., contando con una densidad de cultivos de 1.79 .

Por medio del funcionamiento de vaso se determinaron las características de las presas en proyecto, con lo cual se logra satisfacer la demanda requerida, las alternativas más viables, se muestran a continuación:

VASO	CAP. TOTAL Mill.m <sup>3</sup>	EXT. MEDIA ANUAL Mill. de m <sup>3</sup>	APROVECHAMIENTO %
Santa María	700.0	816.64	57.48
Jalpa	200.0	209.94	57.49
Tortugas	200.0	206.90	74.81

Considerando lo anterior, se llevó a cabo el análisis in grado por la presa Santa María con la Derivadora Tamarindo, obteniéndose los -

siguientes resultados:

Aporte derivado	137.91 millones de m <sup>3</sup>
Auxilios del vaso	458.63 millones de m <sup>3</sup>
Transferencias del vaso	317.29 millones de m <sup>3</sup>
Aprovechamiento	57.48 %
Deficiencia Media	4.99 %

De los análisis expuestos, se determinó que la alternativa más aceptable hidrológicamente es la constituida por la Presa Santa María y la Derivadora Tamarindo, deduciendo que los sitios Jalpa y Tortugas requieren de un estudio de factibilidad económica para su integración al sistema del Río Baluarte.

Para el estudio de avenidas en la presa Santa María, se propone un gasto máximo probable de 27 000 m<sup>3</sup>/seg, para un periodo de retorno de 10 000 años, el cual genera un volumen de 2 318.86 millones de m<sup>3</sup>, adoptando una forma del hidrograma de acuerdo a la presentada el día 13 de Septiembre de 1968, el tránsito de la avenida por el vaso se llevó a cabo teniendo en cuenta un vertedor de cresta libre de 200 metros de longitud, obteniéndose una carga máxima de 15.75 m, con un gasto máximo de salida de 25 634.42 m<sup>3</sup>/seg.

Por lo que respecta a la obra de desvío se determinó la avenida máxima probable para un periodo de retorno de 25 años, con un gasto máximo de 10 122 m<sup>3</sup>/seg, el cual se pretende desviar por medio de un tunel de --

15 metros de diámetro, con una longitud de 1 025 metros, y una carga de 61.79 m.

Para el cálculo del bordo libre de la cortina, se determinó por el criterio de Saville, dando como resultado un bordo libre de 4.00 m, - que sumado a la altura del N.A.M.E., tenemos una presa de 123 m de altura.

La obra de excedencias de la presa Santa María, consiste en un vertedor de cresta libre tipo Creager, situado a la cota 182.64 m.s.n.m. con longitud de 200 m, el cual sufre una reducción iniciada al pie del cimacio, a lo largo de 150 m, hasta llegar a un ancho de plantilla de 100 m, inmediatamente desciende por una rápida hasta la cota 156.73 m.s.n.m., entrando al tanque amortiguador, el cual tendrá una longitud de 100 m, para poder descargar -- los excedentes al río se propone tres vertedores de caída libre con una altura de 20 m de caída cada uno, para los cuales se recomienda unos conductos de -- aereación en las paredes laterales para evitar las presiones negativas producidas por el efecto de la caída del agua, dichos vertedores permiten llegar a la cota 96.73 m.s.n.m. y así poder descargar libremente al cauce del río.

Referente a la obra de toma, se propone ubicarla en el -- conducto de la obra de desvío, la cual hará la extracción por medio de una torre ahogada situada en la cota 118.20 m.s.n.m., el gasto de diseño para los cálculos fue de  $40 \text{ m}^3/\text{seg}$  correspondiente al mes de mayo; de acuerdo al análisis - de las diferentes pérdidas ocurridas se determinó que la carga disponible es de 56.95 m.

Con las características obtenidas de la gama de los análi

sis efectuados, se obtiene un presupuesto de viabilidad de \$ 35 117 100 000.00

Por lo tanto, se considera que es factible desde el punto de vista técnico la realización de este proyecto, ya que la zona presenta características favorables como: Topografía, Geología, Precipitación, Clima y Escu - rrimientos Superficiales.

## BIBLIOGRAFIA

- Diseño de Presas Pequeñas. United States Department of the Interior. Stewart L. Udall, Secretary. Bureau of Reclamation, Floyt E. Doming, Commissioner; Edit. Continental, S.A., México.
- Torres H., Fco. Obras Hidráulicas; Edit. LIMUSA, S.A., México.
- Ven Te Chow Hidráulica de los Canales Abiertos; Edit. Diana, S.A, México.
- Linsley, Ray E. y Ingenieria de los Recursos Hidráulicos; Edit. Continental, Franzini Joseph B. S.A., México.
- Presas de Derivación. Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural. S.A.R.H., México.
- Boletines Hidrológicos, Región No. 11, S.A.R.H.
- Manual para Proyectos de Pequeñas Obras Hidráulicas para Riego y Abrevadero. Universidad Autónoma de Chapingo.
- Sotelo A. Gilberto Hidráulica I; Edit. LIMUSA, S.A., México.