



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGON

ESTUDIO HIDROLOGICO PARA LA
PRESA SAN LUIS SOBRE EL
RIO GRANDE EN EL EDO.
DE GUERRERO

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

RAUL BUENO CAMPOS

MEXICO, D. F.

1983



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Coy 22

S9st 29472



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

RAUL BUENO CAMPOS
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 28 de junio 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 PARA LA PRESA SAN LUIS SOBRE EL RIO GRANDE EN EL EDO. DE GUERRERO ", 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, Edo. de Méx., julio 29 de 1982.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Director de Tesis.

Ningún camino es demasiado largo
para el hombre que avanza decidido
y sin excesiva premura.

Y ningún honor es demasiado
distante para el hombre que se
prepara para recibirlo con
paciencia.

La Bruyere

A MI UNIVERSIDAD:

El lugar donde cristalice
mis anhelos, apoyado en
las sabias instrucciones
de mis maestros y la cálida
amistad de mis amigos.

A mi padre:

Jesús Bueno Rosales

Porque cosecha el fruto
de la semilla que sembró
por los senderos del bien
y gracias
a sus consejos y ayuda
he realizado una de mis
metas más deseadas.

A mi madre:

Felicitas Campos de Bueno

Por su amor y comprensión
que me ha brindado
desde el primer día de
mi vida.

A mis hermanos:

José Guadalupe

Martha

Jesús

Rosa Delia

Blanca Estela

Por sus consejos, ayuda y amor
que me han brindado en todos los
trabajos que he realizado.

Al Asesor:

Ing. Juvenal Carballido Chavelas

Con el más sincero reconocimiento
y profundo respeto por haberme brindado
sus conocimientos que supieron guiar
mis pasos entre los caminos de la duda
hasta el sendero de la verdad
para mi superación profesional.

Al Honorable Jurado:

Les dejo la sabia decisión de valorar
mi trabajo, esperando puedan
encontrar conceptos útiles
que justifiquen mi esfuerzo.

I N D I C E

CAPITULO I.-

Generalidades	1
1. Historia de la hidrología	1
2. Introducción	2
3. Objetivo del proyecto	3
4. Localización y descripción general de la cuenca hidro- gráfica del río San Luis	3
4.1. Localización geográfica	3
4.2. Hidrografía	4
5. Estudios especiales	5

CAPITULO II.-

Disponibilidad de los recursos	8
1. Datos topográficos disponibles	8
2. Estaciones hidrométricas	9
3. Estaciones climatológicas	11
4. Climatología e hidrometría de la zona de proyecto . .	12
4.1. Climatología	12
4.1.1. Temperatura media mensual	12
4.1.2. Precipitación media anual	12
4.2. Hidrometría	13
4.2.1. Volúmenes escurridos mensuales	13
4.2.2. Solidos en suspensión	13

5. Entradas al vaso de almacenamiento	14
6. Capacidad para azolves y acarreo de fondo	14
7. Evaporación neta en el vaso	16

CAPITULO III.-

Cuantificación de las necesidades	26
1. Demandas de riego	26
2. Superficie disponible para riego	26
2.1. Programa de cultivos	27
3. Usos consuntivos	29
3.1. Factores que influyen en el uso consuntivo y en las demandas de riego	29
3.2. Métodos para determinar el uso consuntivo	31
3.2.1. Método directo	31
3.2.2. Método indirecto	33
3.3. Ejemplo de aplicación fórmula Blaney-Criddle	37
4. Lluvia aprovechable	41
5. Demandas netas	43
6. Demandas brutas	43

CAPITULO IV.-

Avenidas de diseño	62
1. Avenidas máximas anuales registradas	63
2. Cálculo de la avenida máxima probable	64
2.1. Métodos empíricos	64

2.2. Métodos estadísticos	65
2.2.1. Método de Gumbel	66
2.2.2. Método de Nash	67
2.2.3. Método de Lebediev	69
2.3. Cálculo de la avenida de diseño para la obra de excedencia	71
2.3.1. Método de Gumbel	72
2.3.2. Método de Nash	72
2.3.3. Método de Lebediev	73
2.4. Cálculo de la avenida de diseño para la obra de desvío	75
2.4.1. Método de Gumbel	75
2.4.2. Método de Nash	75
2.4.3. Método de Lebediev	76
3. Hidrograma de la avenida máxima probable	77
4. Tránsito de la avenida	77
CAPITULO V.-	
Dimensionamiento de las estructuras de la presa	81
1. Dimensionamiento del tunel de desvío	81
2. Dimensionamiento de la cortina	83
3. Dimensionamiento de la obra de excedencias	85
4. Dimensionamiento de la obra de toma	86
5. Presupuesto	88

CAPITULO VI.-

Conclusiones	90
Bibliografía	94

C A P I T U L O I

Generalidades.-

I.1. Historia de la Hidrología.

Desde la época de la prehistoria, quizás el hombre descubrió que una pila de rocas colocadas a través de una corriente elevaba el nivel del agua lo suficiente para inundar la tierra que era la fuente de su alimentación de plantas -- silvestres y en esta forma suministraba agua durante una sequía.

Sea cual fuese la historia primitiva de la hidráulica, existe abundante evidencia para demostrar que los constructores comprendían poco de hidrología. Documentos escritos por los antiguos griegos y romanos indican que éstos aceptaban - que los océanos fuesen la fuente final de toda el agua, pero no podían imaginar que la cantidad de precipitación es igual o mayor que la cantidad de escurrimiento. Típico de las ideas de la época era la concepción de que el agua de los océanos se movía subterráneamente hasta la base de las montañas. Allí se desalinizaba en forma natural y ascendía en forma de vapor a través de conductos, hasta la cumbre de las montañas donde se condensaba y escapaba en el nacimiento de las corrientes. Marcos Vitruvio Pollio (100 A.C., aprox.) parece - haber sido el primero en reconocer el papel jugado por la -- precipitación tal como lo aceptamos en la actualidad.

Leonardo da Vinci (1452 - 1519) fué el segundo en sugerir una concepción moderna del ciclo hidrológico, pero sólo Pierre Perrault (1608 - 1680) comparó medidas de lluvia con la descarga estimada del río Sena, demostrando que el escurrimiento era cerca a la sexta parte de la precipitación.

I.2.- Introducción.

Etimológicamente la palabra hidrología es:

hidro - agua logus - tratado

Pero científicamente hidrología es la ciencia natural que trata sobre el agua, su ocurrencia, circulación y distribución sobre y debajo de la superficie terrestre.

La hidrología es utilizada en ingeniería principalmente en relación con el diseño y ejecución de estructuras hidráulicas, para solucionar todos los problemas que involucran el aprovechamiento del agua, por ejemplo:

- a) Los caudales máximos que pueden esperarse en un vertedor, en una alcantarilla de carretera o en un sistema de drenaje urbano.
- b) La capacidad de embalse que se requiere para asegurar el suministro adecuado de agua para irrigación o consumo municipal durante las sequías.
- c) El efecto que producen los embalses, diques y otras obras de control sobre las avenidas de las corrientes.

Estos son algunos de los problemas que se han podido solucionar gracias al estudio de la hidrología, ya que toda obra hidráulica necesita de su aportación de datos, lo cual nos da como resultado una clasificación de las obras:

Clasificación de las obras hidráulicas.

Obras de aprovechamiento:

- Abastecimiento de agua potable.
- Sistema de riego.
- Generación de energía eléctrica.
- Navegación fluvial.
- Piscicultura y abrevaderos.
- Entarquinamiento de terrenos.
- Recreo.

Obras de defensa:

- Contra inundaciones.
- Contra los azolves.

1.3.- Objetivo del proyecto.

El proyecto contempla el aprovechamiento de los escu--
rrimientos del río San Luis mediante la presa de almacenamien
to del mismo nombre, con el propósito de regar 10900 Has. lo
calizadas en la planicie costera y además controlar las ave-
nidas, a fin de brindar protección a la nueva zona por desa-
rrollar.

1.4.- Localización y descripción general de la cuenca hidro- gráfica del río San Luis.

1.4.1 Localización geográfica.

La cuenca del río San Luis es de configuración alargada

y se ubica en su totalidad en el estado de Guerrero. Está -- comprendida entre los paralelos 17°16' y 17°43' de latitud -- norte y los meridianos 100°42' y 100°59' de longitud oeste -- de Greenwich.

1.4.2 Hidrografía.

El colector nace en la Sierra Madre del Sur, en alturas cercanas a los 2900 metros. Drena una cuenca que en su mayor parte es de topografía accidentada, salvo una pequeña porción en su zona baja que corresponde a la planicie costera.

El río San Luis conserva en todo su recorrido un rumbo sensiblemente sur y recibe aportadores por ambas márgenes, -- los que generalmente son de corto desarrollo, mereciendo men -- ción los arroyos Santa Lucía y El Potrero, siendo los dos -- afluentes por margen izquierda.

En su curso bajo, el río San Luis pasa por los pobla-- dos San Luis de la Loma y San Luis San Pedro, corta la carre-- tera Acapulco-Zihuatanejo y descarga su caudal al océano Pa-- cífico, a través de los esteros Bayón y la Cinta.

Los terrenos susceptibles de beneficiarse con el pro-- yecto se extienden entre las elevaciones 25 y 10 metros so-- bre el nivel del mar.

En el anexo No. 1 se muestra un croquis de localización de la cuenca.

1.5.- Estudios especiales.

El estudio de la presa de almacenamiento San Luis está comprendida en el proyecto Costa Grande de Guerrero; el proyecto engloba el estudio de los ríos Atoyac, Coyuca, San Luis y Tecpan.

En este caso únicamente nos enfocaremos al estudio del río San Luis para la realización de una presa de almacenamiento.

Los estudios especiales son:

1.- Estudio geotécnico de bancos de materiales.- Este estudio tiene por objeto proporcionar a los proyectistas de la obra, todo lo relativo a las características físicas y -- propiedades mecánicas de los materiales que se proponen para la construcción de la obra, con el fin de llevar a cabo el diseño del mismo.

Además se dá una descripción de cada banco, tomando en cuenta su ubicación, geología local y las características de los materiales de cada uno, con el objeto de facilitar la estimación del costo de la obra.

2.- Estudio agrológico.- Este estudio engloba a la geología, geomorfología y sedimentación del suelo.

a) Geología: El objetivo principal de este punto es - la clasificación correcta del origen y la formación de suelos y de ahí obtener los lineamientos para la planificación agropecuaria.

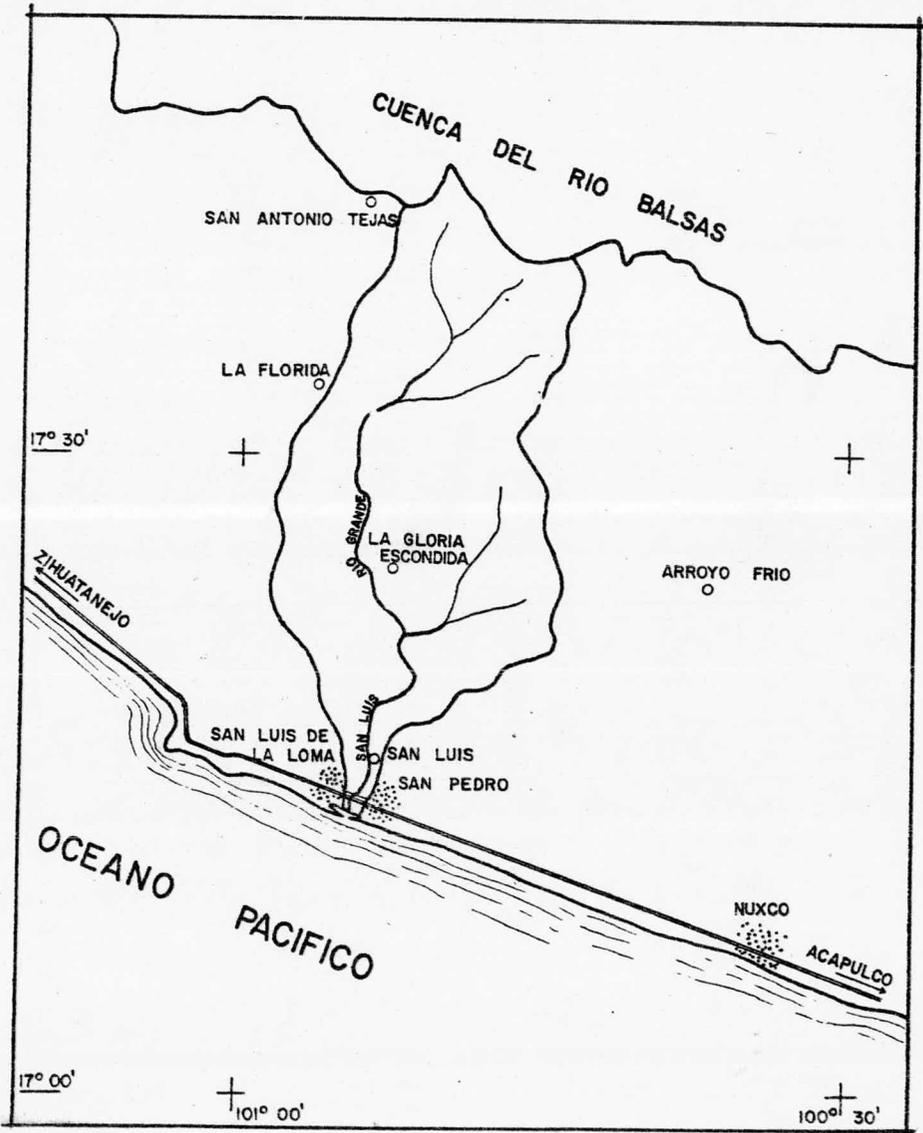
b) Geomorfología: Es el estudio de las formas superficiales de la corteza terrestre, desde un punto de vista genético, es decir, estudia la evolución y las interrelaciones de las formas.

c) Sedimentación: Representa a un grupo de procesos relacionados con la destrucción de cualquier clase de roca y con el transporte y deposición de los productos de tal destrucción. Los procesos de sedimentación están relacionados con los diferentes tipos de ambientes, con los medios y tipos de transporte y con los fenómenos físicos y químicos del asentamiento de los sedimentos.

3.- Estudios socioeconómicos:

- a) Descripción de la región.
- b) Estructura actual de la agricultura.
- c) Tenencia de la tierra.
- d) Financiamiento de la agricultura.
- e) Ganadería.
- f) Comercialización de la producción agropecuaria.
- g) Estructura familiar y niveles de vida.
- h) Movilidad social, ocupación e ingreso.
- i) Predisposición al cambio
- j) Opinión y formas de organización.

Anexo No. 1



C A P I T U L O I I

Disponibilidad de los Recursos.

II.1. Datos Topográficos disponibles.

Se dispone de cartas de la zona en estudio a escala -- 1:50000 de la Secretaría de Programación y Presupuesto* de las cuales se obtuvieron las siguientes áreas drenadas:

Hasta el sitio del proyecto San Luis	898 Km ²
Hasta la estación hidrométrica San Luis	900 Km ²

Además se cuenta con el plano del levantamiento topográfico del vaso a escala 1:5000, del cual se consignan los datos siguientes:

Elevación del lecho del cauce en la boquilla	9 m.
Elevación máxima levantada	80 m.
Almacenamiento a la elevación 80 m	281 Mm ³ **
Área de embalse a la elevación 80 m	1148 Ha

En el anexo No. 2 se muestran las curvas de elevaciones - áreas - capacidades del vaso.

* Dirección General de Geografía del Territorio Nacional.

** Mm³ Millones de metros cúbicos.

II.2. Estaciones hidrométricas.

Existen observaciones del río San Luis en la estación hidrométrica del mismo nombre, localizada en el puente de -- cruce de la carretera Acapulco-Zihuatanejo (Km 138 aproximadamente) con la corriente y a 1.5 Km. aguas abajo del sitio de proyecto; siendo coordenadas: $17^{\circ}16'15''$ de latitud norte y $100^{\circ}53'30''$ de longitud oeste.

El objetivo de su instalación es conocer el régimen de la corriente y, muy especialmente, sus gastos máximos y míni mos para el mejor aprovechamiento de las aguas del río.

La estación se encuentra situada en un tramo recto que tiene unos 2000m. de longitud, las márgenes y el fondo del - cauce están formados por material arenoso.

Inició su operación el 24 de Noviembre de 1953, aforan dose por vadeo hasta 1957, por lo que los registros continuos datan únicamente a partir de 1958. Actualmente los aforos se practican por el método de sección y velocidad, midiéndose - esta última mediante un molinete hidráulico.

A 3.5 Km. aguas arriba de la estación hidrométrica San Luis, se inician por las márgenes izquierda y derecha los ca nales San Pedro y La Loma respectivamente.

El canal San Pedro se encuentra en la margen izquierda del río San Luis y parte de la corriente en un "bordo de lla mada" que se halla localizado 5 Km. aguas arriba del cruce de la carretera Acapulco-Zihuatanejo con la corriente. Su

longitud es de unos 11 Km y su capacidad de 3.5 m³/s. regando una superficie de 600 Ha.

A 3.5 Km aguas abajo de la toma se encuentra ubicada - la estación hidrométrica San Pedro, situada en 17°16'45" de latitud norte y 100°53'15" de longitud oeste.

El objetivo de su instalación es efectuar mediciones - de las aguas que se derivan por este canal para los usuarios de las mismas.

La estación se encuentra situada en un tramo recto de 40m de longitud y se halla sobre terreno rocoso. La sección de aforos es trapecial siendo su ancho aproximado de 1.5m. Inicio su operación el 27 de Febrero de 1956.

La estación hidrométrica La Loma se encuentra situada en el paralelo 17°17'00" de latitud norte y en el meridiano 100°53'45" de longitud oeste sobre el cauce del canal La Loma.

El objeto de su instalación es medir las derivaciones que se hacen por este canal para distribuir las a los usuarios .

Se practican aforos por el método de sección y velocidad, midiéndose con la ayuda de un molinete hidráulico. La estación empezó a operar el 2 de Abril de 1956.

Un resumen de los escurrimientos medidos en las estaciones antes mencionadas se presenta en la Tabla No. 2.1.

II.3 Estaciones Climatológicas.

Dentro de la cuenca del río San Luis quedan comprendidas las estaciones San Luis San Pedro y La Gloria Escondida. La estación San Luis San Pedro, localizada aproximadamente a 1 Km. al sur del sitio del proyecto, en el paralelo $17^{\circ}18'$ de latitud norte y en el meridiano $100^{\circ}56'$ de longitud oeste de Greenwich, ha observado láminas medias anuales de lluvia de 997 mm. (1954-80) y de evaporación potencial de 2080 mm. (1956-80).

La estación Gloria Escondida está situada en el paralelo $17^{\circ}24'$ de latitud norte y en el meridiano $100^{\circ}52'$ de longitud oeste, a 14.5 Km (aproximadamente) aguas arriba del sitio de proyecto.

Estaciones dentro y perimetrales de la cuenca del río San Luis.

Estación	Lluvia	Temperatura	Evaporación	Operada por
San Luis San Pedro	1954-1980	1956-1980	1956-1980	S.A.R.H.
Gloria Escondida	1966-1980	1980-1980	1980-1980	S.A.R.H.
Los Tecuiches	1961-1966	1976-1980	1976-1980	S.A.R.H.
Arroyo Frío	1966-1980	1966-1980	1978-1980	S.A.R.H.
San Antonio Tejas.	1962-1980	1962-1980	1972-1980	S.A.R.H.
Casas Viejas	1970-1980	1979-1980	1979-1980	S.A.R.H.

4. Climatología e hidrometría de la zona de proyecto.

II.4.1 Climatología.

Para determinar la temperatura media de la zona de riego, la cual se utiliza para obtener el uso consuntivo de los cultivos, se calculó en base a la estación climatológica San Luis San Pedro.

La temperatura media anual de la cuenca se calculó en base a los polígonos de Thiessen, trazados por medio de las estaciones mencionadas en el punto II.3. Al trazar los polígonos observamos que las únicas estaciones que tienen influencia directa sobre la cuenca son San Luis San Pedro, Gloria Escondida, Arroyo Frío y San Antonio Tejas, dándonos como resultado una temperatura media anual de 22.6°C. Los datos se registran en la Tabla No. 2.3.

Para determinar la precipitación media, la obtendremos de la misma manera que la temperatura.

II.4.1.1. Temperatura media mensual.

De acuerdo a los datos registrados en la estación San Luis San Pedro, la temperatura máxima registrada fué de - - - 39.5°C y la mínima de 13.0°C en el período 1956-1981, dando como resultado una temperatura media anual de 26.8°C. Las temperaturas mensuales se ilustran en la Tabla No. 2.2.

II.4.1.2. Precipitación media anual.

La precipitación media anual para la cuenca San Luis se obtuvo por medio de los polígonos de Thiessen. Dichos polígonos fueron trazados con la ayuda de las estaciones mencionadas en el punto II.3 y dando como resultado una precipitación de 1464.0mm. Los datos correspondientes se ilustran en la Tabla No. 2.4.

Cabe señalar que de acuerdo con los datos de precipitación se observa que casi la totalidad de la lluvia se presenta durante los meses de Junio a Octubre.

II.4.2. Hidrometría.

II.4.2.1. Volúmenes escurridos mensuales.

El área de la cuenca drenada hasta el sitio de la estación hidrométrica San Luis es de 900 Km², en la cual confluyen todos los escurrimientos. Dicha estación ha registrado un escurrimiento máximo anual de 1132 millones de m³ en 1958 y un mínimo de 360 millones de m³ en el año de 1965, siendo el volumen medio anual de 710 millones de m³.

II.4.2.2. Sólidos en suspensión.

En la estación San Luis, sobre el río del mismo nombre, se efectúan observaciones del material sólido en suspensión - que acarrea la corriente, las que se iniciaron a mediados de 1971. Durante el período 1972-1980 ha cuantificado un contenido medio por volumen de 0.38 partes por millar.

Sin embargo, en los tres primeros años de observación -

se reportaron volúmenes de azolve sumamente bajos, que se juzgan poco confiables, por lo que a fin de estar del lado de la seguridad se consideró para propósitos del estudio únicamente el contenido medio del período 1975-1980, el que resultó de 0.52 partes por millar.

II.5. Entradas al vaso de almacenamiento.

Se calculó el régimen virgen hasta la estación San Luis, acumulándole a los volúmenes que ha observado las derivaciones efectuadas por los canales San Pedro y La Loma.

Los datos faltantes de la estación San Luis durante sus primeros años de observación, en los que solamente se aforó por vadeo, se determinaron mediante correlaciones mensuales con los escurrimientos registrados en las estaciones Tecpan y Coyuca de Benítez, que miden el régimen de corrientes vecinas. Para los canales se consideró, en caso de existir faltantes, un promedio de los volúmenes derivados, ya que su magnitud es muy reducida.

Dada la similitud en las áreas drenadas, se consideró que las entradas al vaso San Luis corresponden al régimen virgen en la estación de igual nombre. Los volúmenes anuales escurridos se ilustran en la Tabla No. 2.5.

II.6. Capacidad para azolves y acarreo de fondo.

Una corriente cualquiera lleva siempre en mayor o menor grado, materiales sólidos en suspensión como resultado de las erosiones que provoca en algunos tramos deleznales y principalmente en las pendientes más pronunciadas de su curso.

La capacidad de carga de azolves de una corriente es -- función primordial de su velocidad y así se explica que cuando ésta disminuye o cesa, se deposita una mayor o menor parte del acarreo de acuerdo con la magnitud del incremento.

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 los mismos, restándole volumen de agua.

Para tomar en cuenta la disminución de capacidad 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 materia sólida en suspensión, basándose en los datos de la estación de azolves más próxima que para este caso es -- la estación San Luis.

De este modo se tienen los acarreos anuales de azolves y los escurrimientos en los mismos períodos, de tal manera -- que es posible conocer el acarreo unitario medio, el cual -- aplicado al escurrimiento medio anual, permite determinar el acarreo medio anual y por lo tanto, el volumen que puede acumularse en los 50, 75 ó más años de vida útil que se le quieren fijar al vaso.

Para nuestro estudio la capacidad de azolves y acarreo de fondo se calculó con base en los datos de sólidos en suspensión de la estación San Luis, la cual ha registrado en el período 1975-1980 un contenido medio por volumen de 0.52 partes por millar, que se incrementó a 0.65 por corresponder a -- un escurrimiento medio más bajo.

Azolve en suspensión = A.B.C

Donde:

A = Escurrimiento medio anual en el vaso.

B = Contenido medio por volumen.

C = Años de vida útil.

Azolve en suspensión= $710 \times 0.00065 \times 50 = 23.1$ millones de m³

El arrastre de fondo es de una magnitud considerable en el río San Luis, estimándose para el mismo un volumen del orden del 50% al correspondiente a los sólidos en suspensión.

Por lo tanto:

Capacidad de azolves= $23.1 \times 1.5 = 34.7$ millones de m³

Por lo que se recomienda una capacidad de azolves de 35 millones de M³.

II.7. Evaporación neta en el vaso.

Para la obtención de la pérdida por evaporación en un vaso de almacenamiento, se debe de tomar como base la estación o estaciones de evaporación más próximas. Como la evaporación tiene como factor los agentes atmosféricos y climatológicos, éstas no se presentan en la misma forma en el evaporómetro -- que en los vasos naturales de almacenamiento, es decir, que la evaporación registrada en pequeñas áreas es mayor que la correspondiente a grandes extensiones, así se ha podido observar que para evaporómetros de 2, 4 y 6 pulgadas de diámetro, la evaporación excede de la real en un 75%, 50% y 30% respectivamente. Como los evaporómetros usados normalmente en nuestro país son de 4 pulgadas, se tendrá una evaporación media -

mayor en un 50% con relación a la evaporación real.

Por lo tanto:

$$E_o = E_r + 0.50 E_r$$

$$E_o = 1.5 E_r$$

Donde:

E_o = Evaporación observada

E_r = Evaporación real.

$$E_r = \frac{1}{1.5} E_o = \frac{2}{3} E_o = 0.67 E_o$$

$$E_r = 0.67 E_o$$

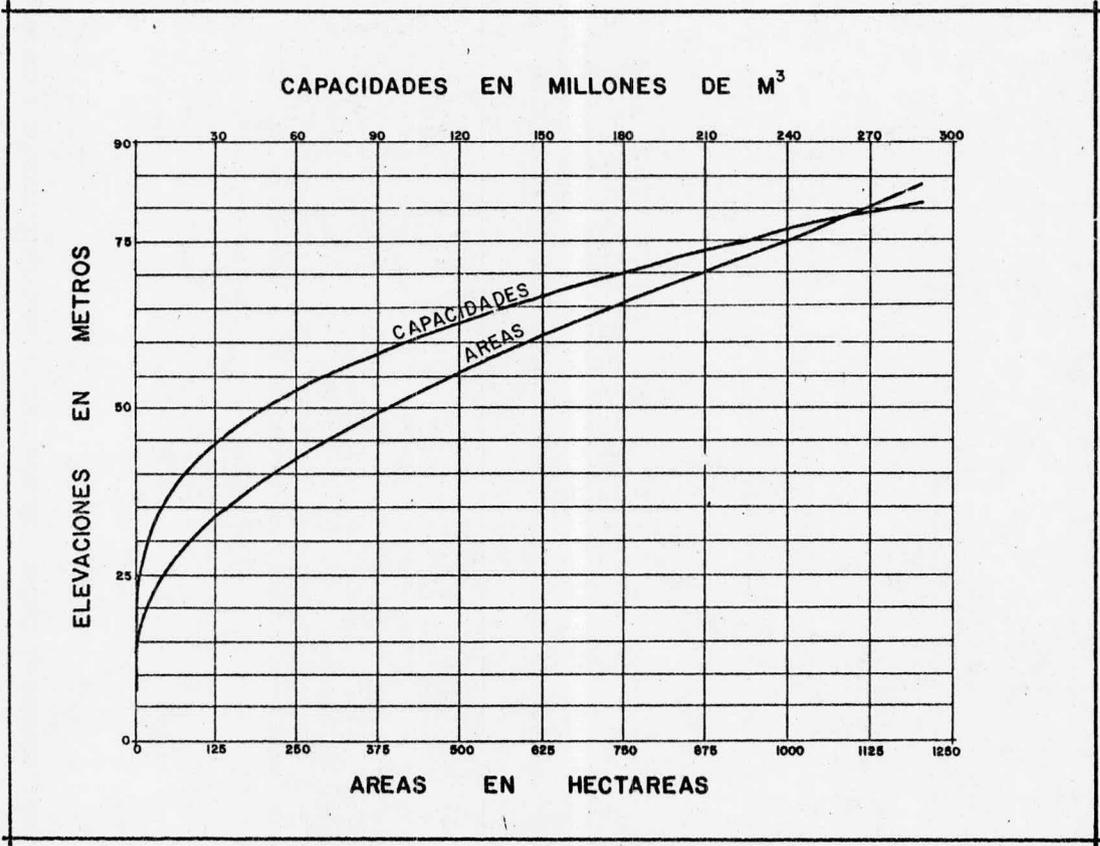
La fórmula anterior, es una expresión utilizada en los Estados Unidos de Norteamérica, pero debido que nuestro país se encuentra en una latitud menor, la incidencia de radiación solar es mayor, por lo que aumenta en un 0.10 E_o la expresión quedándonos de la siguiente manera:

$$E_r = 0.77 E_o$$

donde E_o es la evaporación observada en el tanque evaporómetro.

Año	Eo (mm)	Fc	Er (mm)
1956	2359.0	0.77	1816.4
1957	2161.6	0.77	1664.4
1958	1947.2	0.77	1499.3
1959	2089.8	0.77	1609.1
1960	2166.2	0.77	1667.9
1961	2065.3	0.77	1590.2
1962	2010.9	0.77	1548.4
1963	2029.3	0.77	1562.5
1964	1953.6	0.77	1504.2
1965	2024.5	0.77	1558.8
1966	2088.3	0.77	1607.9
1967	1930.2	0.77	1486.2
1968	2093.7	0.77	1612.1
1969	1953.0	0.77	1503.8
1970	1890.7	0.77	1455.8
1971	1827.0	0.77	1406.8
1972	2089.9	0.77	1609.2
1973	2093.8	0.77	1612.2
1974	2082.8	0.77	1603.7
1975	2015.4	0.77	1551.8
1976	2306.0	0.77	1775.6
1977	2217.8	0.77	1707.7
1978	2030.8	0.77	1563.7
1979	2221.1	0.77	1710.2
1980	2252.8	0.77	1734.6
1981	2192.1	0.77	1687.9
SUMA:			41650.4
PROMEDIO:			1601.9

Quedandonos una evaporación real anual de: $Er = 1601.9$ mm.



CURVA AREAS-CAPACIDADES

Anexo No. 2

ELEV. EN M	AREAS EN HA.	CAPACIDAD EN MILLONES M3.
5	0.00	0.00000
10	0.15	0.00375
15	6.85	0.17875
20	17.05	0.95500
25	48.00	2.58125
30	82.31	5.83900
35	154.07	11.74850
40	227.65	21.29150
45	306.09	34.63500
50	401.25	52.31850
55	517.19	75.27950
60	636.26	104.11575
65	751.29	138.80450
70	881.94	179.63525
75	1007.08	226.86075
80	1148.22	280.74325

RESUMEN DE ESCURRIMIENTOS

Tabla No. 2.1.

Año	Volumen en millones de M3		
	Río San Luis	Canal San Pedro	Canal La Loma
	Estación San Luis	Estación San Pedro	Estación La Loma
1957		4.4	6.8
1958	1 118.9		
1959	980.7		
1960	694.0	2.0	4.6
1961	705.7	5.2	5.5
1962	748.3	1.5	5.2
1963	684.0	4.5	4.5
1964	625.8	5.3	7.2
1965	345.7	5.7	8.3
1966	577.0	9.7	7.5
1967	783.7	6.1	5.9
1968	633.6	5.0	11.2
1969	680.8	9.3	12.7
1970	876.0	7.3	12.6
1971	611.6	6.7	11.3
1972	418.3	7.3	8.9
1973	724.7	8.0	9.2
1974	638.9	8.5	8.5
1975	874.9	7.1	8.4
1976	693.3	6.8	9.6
1977	426.2	10.0	11.3
1978	611.3	11.5	8.4
1979	623.8	10.5	9.9
1980	661.6		
Promedio:	684.3	6.8	8.5
Máximo:	1 118.9	11.5	12.7
Mínimo:	345.7	1.5	4.5

TEMPERATURA MEDIA MENSUAL

Año	Enero	Feb.	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Anual
1956	25.4	24.8	25.5	26.6	26.5	26.8	27.8	28.7	27.0	27.8	27.2	26.1	26.7
1957	25.9	26.5	25.4	25.8	28.5	28.9	28.1	28.2	27.6	27.9	27.9	26.7	27.3
1958	24.8	25.0	25.6	26.1	27.7	28.5	27.7	27.6	27.1	27.6	27.0	26.8	26.8
1959	25.9	26.5	26.3	27.9	28.8	28.0	28.2	28.1	27.5	27.2	27.1	25.9	27.3
1960	26.5	23.0	25.2	24.8	27.3	28.1	27.8	27.6	27.3	27.2	27.0	25.8	26.5
1961	25.4	25.4	25.6	26.2	27.4	27.8	27.6	29.4	27.4	27.7	27.0	25.7	26.9
1962	24.9	24.8	24.5	25.3	28.3	27.1	28.0	28.1	27.1	26.7	26.7	26.5	26.5
1963	25.7	24.4	25.6	26.4	28.5	29.5	27.7	28.3	27.6	28.0	27.0	26.3	27.1
1964	26.5	24.9	26.0	26.5	27.7	28.0	27.7	27.8	27.2	27.6	26.5	25.1	26.8
1965	24.8	25.0	24.6	26.2	27.5	28.2	28.3	27.9	27.8	27.6	27.9	27.0	26.9
1966	26.2	26.8	26.4	25.6	27.9	27.7	28.0	27.8	27.5	26.7	26.5	25.5	26.9
1967	24.7	24.4	25.2	26.4	27.2	27.3	28.2	27.9	27.2	27.7	27.3	28.0	26.8
1968	26.4	25.9	26.1	26.3	26.6	27.7	28.4	28.3	27.9	27.7	27.8	27.4	27.2
1969	25.3	24.5	25.6	25.6	26.6	28.3	27.6	25.1	25.5	26.6	27.2	26.9	26.2
1970	24.7	25.0	23.4	24.3	27.7	27.5	26.8	26.6	26.4	27.7	25.4	23.6	25.8
1971	23.3	22.1	22.4	24.0	24.8	26.3	26.4	26.2	26.0	25.9	25.6	24.4	28.8
1972	23.8	23.2	23.9	26.3	27.2	26.5	27.5	27.4	27.5	27.0	26.9	25.0	26.0
1973	24.5	24.2	24.2	25.2	26.7	26.8	27.0	26.6	26.6	26.5	25.3	23.5	25.6
1974	23.2	23.4	24.2	25.5	26.4	27.4	26.7	27.0	26.1	26.7	26.6	26.1	25.8
1975	25.0	25.0	25.9	26.6	27.9	26.7	27.0	27.1	26.8	27.0	27.1	26.2	26.6
1976	26.2	25.4	26.2	27.3	28.3	29.0	28.5	28.5	29.0	27.7	27.2	27.5	27.6
1977	27.2	27.5	27.0	27.5	28.7	28.7	29.1	28.9	28.5	28.4	28.0	27.3	28.1
1978	26.9	26.6	26.4	27.7	27.6	28.6	28.1	29.0	27.5	28.1	28.1	27.7	27.7
1979	26.7	27.4	27.0	27.1	27.9	28.6	28.4	28.3	27.3	28.3	27.1	27.3	27.6
1980	25.7	26.0	26.5	27.7	28.6	29.3	28.5	27.9	28.1	28.8	28.1	27.6	27.7
1981	25.6	26.0	26.3	27.9	27.4	28.0	28.1	28.1	28.3	28.1	27.8	27.1	27.4
Suma:	661.2	653.7	661.0	682.8	715.7	725.3	723.2	722.4	709.3	714.2	703.8	683.0	696.6
Promedio:	25.4	25.1	25.4	26.2	27.5	27.8	27.8	27.7	27.2	27.4	27.0	26.2	26.8

CALCULO DE LA TEMPERATURA MEDIA ANUAL

Tabla No. 2.3.

Estación	Temperatura media (°C) (Tm)	Area Poligono Thiessen (Km2)	TmA (°C Km2)
San Luis San Pedro	26.8	62.0625	1663.275
Gloria Escondida	24.6	424.6250	10445.775
Arroyo Frío	25.4	5.2500	133.350
San Antonio Tejas	20.0	408.0625	8161.25
Suma:		900.0000	20403.650

$$T_m = \frac{20403.650}{900.0000} = 22.6^{\circ}\text{C}$$

CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA ANUAL

Tabla No. 2.4.

Estación	Altura precipitación (mm) (hpi)	Area polígono Thiessen (km ²)	hpi A (mm Km ²)
San Luis San Pedro	996.24	62.0625	61829.145
Goria Escondida	1333.59	424.6250	566275.650
Arroyo Frío	1374.29	5.2500	7215.022
San Antonio Tejas	1672.05	408.0625	682300.900
Suma:		900.0000	1317620.700

$$hpm = \frac{1317620.700}{900.000} = 1464.023\text{mm}$$

ENTRADAS AL VASO DE ALMACENAMIENTO

Tabla No. 2.5.

Año	Volumen en millones de m3
1954	765
1955	939
1956	853
1957	519
1958	1132
1959	991
1960	701
1961	716
1962	755
1963	693
1964	638
1965	360
1966	594
1967	796
1968	650
1969	703
1970	896
1971	630
1972	435
1973	742
1974	656
1975	890
1976	710
1977	448
1978	631
1979	643
1980	680
Promedio:	710
Máximo (1958):	1132
Mínimo (1965):	360

C A P I T U L O I I I

Cuantificación de las necesidades.

III.1. Demandas de riego.

La demanda de riego es la cantidad de agua que debemos extraer o derivar de la presa para satisfacer las necesidades de riego, expresada ésta en volumen o por ciento.

El riego lo podemos definir como la aplicación del agua al suelo para complementar la lluvia deficiente y proporcionar humedad para el crecimiento de las plantas; este puede ser de tres formas:

a) Riego de aniego.- Es cuando los cultivos aprovechan el agua que el suelo almacena después que se le aplica en cantidades fuertes, en una ó hasta en dos ocasiones.

b) Riego de auxilio.- Son aquéllos riegos que únicamente suplen la deficiencia de la lluvia durante el desarrollo del cultivo.

c) Riegos mixtos.- Son aquellos en los que intervienen los dos anteriores, iniciándose con un riego de aniego y dando posteriormente riegos de auxilio suplementarios.

III.2. Superficie disponible para riego.

De acuerdo a la información proporcionada por la Sub

dirección de Estudios de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, la zona por regar abarca 10 900 ha, que se localizan en la planicie costera desde la margen derecha del río San Luis hasta la margen izquierda del río Nuxco.

Los terrenos susceptibles de beneficiarse con el proyecto se extienden entre las elevaciones 25 y 10 metros sobre el nivel del mar.

III.2.1. Programa de cultivos.

Para la selección y distribución de cultivos de la zona de riego, se hace con base a un estudio de factibilidad Técnico-económico, y en función de las características existentes en dicha zona. Dicho estudio fué realizado por la dirección de Agrología, y nos proporcionó una cédula preliminar de cultivos, la que se detalla a continuación; en la inteligencia que el área de palma de coco corresponde a la superficie que se encuentra actualmente en explotación.

El patrón de cultivos está referido a una superficie total de 12 448 ha, de las que 10 900 ha son de cultivos establecidos y las restantes 1548 ha de cultivos repetidos.

La dirección de Evaluación formuló el plan de cultivo de máxima utilidad, en función de áreas disponibles, clase de suelo, productividad, costos de mercado y otros factores restrictivos.

Distribución y calendario de los cultivos programados.

Cultivo	Area en Ha.	Calendario
Ajonjolí	327	Jul-Oct
Cacahuatate	327	Jul-Nov
Cacahuatate	218	Ene-May
Chile	218	Dic-Abr
Forrajes	1090	Perenne
Frijol	273	Nov-Feb
Frijol	272	Dic-Mar
Maíz	436	May-Oct
Maíz	436	Jun-Nov
Maíz	545	Nov-Abr
Maíz	545	Dic-May
Melón	55	Nov-Mar
Melón	54	Dic-Abr
Palma de coco	4600	Perenne
Sandía	55	Nov-Mar
Sandía	54	Dic-Abr
Sorgo	327	Jun-Nov
Sorgo	327	Jul-Dic
Sorgo	872	Dic-May
Soya	436	Jun-Oct
Soya	872	Dic-Abr
Tomate	55	Nov-Mar
Tomate	54	Dic-Abr

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 transpirar. 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 en el 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.

III.3.1. Factores que influyen en el uso consuntivo y en las demandas de riego.

Hay muchos factores que intervienen en la cantidad de consumo de agua por las plantas, ya sean solos ó en combinación. Difieren según la localidad y fluctúan de año a año y de mes en mes. Algunos involucran el factor humano y otros se relacionan con el clima, el abastecimiento de agua, los suelos y la topografía del terreno.

La lluvia que cae durante la estación de crecimiento puede parcialmente ser aprovechada y reducir las demandas de riego. Las menores de unos 10mm, casi no aumentan la humedad del suelo para aprovechamiento de las plantas y se pierden - por evaporación.

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 poco comunes, producen un estado la-- tente. La transpiración es influenciada no sólo por la tempe-- ratura, 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 tee-- rreno y de la superficie de las plantas, más cuando es cáli-- do y seco.

Las demandas de riego dependen también de los perío-- dos vegetativos o de crecimiento de los cultivos, los cuales están estrictamente ligados a la temperatura y a la especie de planta.

La latitud influye considerablemente en el uso consun-- tivo 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 período de crecimiento.

III.3.2. Métodos para determinar el uso consuntivo.

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 dividen en dos grupos principalmente: por método directo y método indirecto.

III.3.2.1. Método directo.

a) Por medio de lisímetros.

Los lisímetros o evapotranspirómetros son tanque de material impermeable que aíslan una porción de suelo en el - que se cultivan determinadas especies de plantas a las que - se dá el riego necesario para propiciarles el mejor desarrollo posible.

Este método permite conocer en forma muy aproximada el consumo de agua por las plantas a corto plazo, pero tiene los siguientes inconvenientes:

El crecimiento de las raíces está limitado por las dimensiones del lisímetro.

El suelo contenido en el mismo es susceptible de sufrir alteraciones.

b) Por hidrometría en la zona de riego.

Este método consiste en hacer mediciones adecuadas de los volúmenes que se distribuyen y de los desperdicios - en drenes en un campo de cultivo, permite conocer la cantidad de agua aplicada durante todo el ciclo, pero no indica el consumo a corto plazo por las plantas debido a la infiltración profunda o saturación de capas inferiores, ni las cantidades de agua contenidas en el suelo a diferentes profundidades.

c) Por agotamiento de la humedad del suelo.

Consiste en la determinación de la humedad contenida en el suelo a diferentes profundidades, siendo recomendable analizar muestras cada 30 cms. de profundidad desde 30 - hasta 180 cms.

Las muestras indicadas se pesan con aproximación de un centésimo de gramo en el estado en que fueron obtenidas y también después de secadas durante un mínimo de 24 horas a la temperatura de 105°C en estufas con circulación forzada de aire.

El contenido de agua para cada una de las profundidades que se investigan se conoce por la diferencia de los pesos de cada una de las muestras respectivas.

Esta cantidad de agua está dada en forma de proporción:

Peso de agua / Peso de suelo seco

Por lo tanto si se determina el peso de suelo en -- condiciones naturales y luego seco en una unidad de superficie por una profundidad determinada, se puede obtener el contenido de agua en forma de lámina, dividiendo el peso de -- agua entre su densidad y la superficie.

III.3.2.2. Método indirecto.

La estimación del uso consuntivo de agua por las -- plantas usando datos climatológicos y otros datos, ha sido -- practicada por ingenieros en irrigación por muchos años.

Hombres de ciencia han desarrollado métodos para -- predecir la evapotranspiración por medio de datos climáticos. El Dr. C. Warren Thornthwaite delineó en 1948 un procedimiento para determinar la evapotranspiración potencial por medio de elementos atmosféricos.

Fórmula de Blaney y Criddle.

Los estudios hechos por Karl V. Morin y Harry F. -- Blaney en 1941-42 en relación con la junta de Investigacio-- nes del río Pecos, E.U., indican que los datos de evaporación evapotranspiración, temperatura media mensual, porcentaje de horas de luz diurna en un mes, período de crecimiento, precipitación mensual y eficiencia del riego, pueden emplearse pa

ra estimar las demandas de riego. Desarrollaron fórmulas para calcular las proporciones de evaporación y uso consuntivo con datos de temperatura, hora de luz diurna y registros de humedad.

Debido a que en 1945 no se disponía de registros de humedad media, Harry F. Blaney y Wayne D. Criddle simplificaron las fórmulas, eliminando el factor humedad.

La fórmula o modelo de Blaney-Criddle fué elaborado correlacionando datos climatológicos y otros con los de uso consuntivo obtenidos experimentalmente en los Estados Unidos para diferentes cultivos específicos, con lo cual pudieron establecer coeficientes (K) para cada cultivo que se emplean para calcular en uso consuntivo en una área dada donde sólo se dispone de datos climatológicos.

De los factores climáticos que afectan el crecimiento de las plantas indudablemente tienen la mayor influencia la temperatura y la precipitación. Además, el registro de datos lluvia y temperatura está bastante más difundido en el mundo, que los datos de otros factores. Las horas de asoleamiento efectivo tienen parte importante en el crecimiento de las plantas y consumo de agua, pero generalmente no se dispone de registros de asoleamiento.

Los datos de horas teóricas de luz diurna para cada día y para todas las latitudes, se pueden emplear en lugar de los datos reales, aunque pueden ser engañosos en áreas donde hay niebla espesa o tiempo tempestuoso durante gran parte del año, pero con las temperaturas registradas en la -

zona hay tendencia a corregir aquéllos.

Sin tener en cuenta los factores no medidos, el uso consuntivo (u) varía con la temperatura, horas de luz diurna y la humedad ambiental. Multiplicando la temperatura media mensual (t) por el porcentaje mensual de horas de luz diurna en el año (p) se obtiene el factor de uso consuntivo mensual (f). Se considera que el uso consuntivo (u) varía directamente con este factor afectado del parámetro (K) cuando se tiene un abastecimiento adecuado de agua.

Las fórmulas fueron establecidas originalmente en unidades inglesas y tienen la forma siguiente:

$$f = \frac{pt}{100} \dots\dots\dots(1)$$

$$u = Kf \dots\dots\dots(2)$$

$$U = Kf = \sum Kf \dots\dots\dots(3)$$

En las que:

f = Factor mensual de consumo en pulgadas.

u = Uso consuntivo mensual en pulgadas.

k = Coeficiente mensual para cada cultivo.

t = Temperatura media mensual en grados Fahrenheit.

p = Porcentaje mensual de horas de luz diurna con respecto a las del año.

U = Uso consuntivo para todo el período de desarrollo del cultivo en pulgadas.

F = Suma de f para el período de desarrollo.

K = Coeficiente empírico para cada cultivo durante el período de desarrollo.

Para facilitar el empleo de la fórmula del uso consuntivo en países que se rigen por el sistema métrico decimal, se ha hecho la conversión a éste último y se obtuvieron las expresiones similares siguientes:

$$f = \frac{Pt}{100} \dots\dots\dots (4)$$

$$\text{siendo } t = 4.572 t' + 81.28 \dots (5)$$

En la cual t' es la temperatura media mensual en -- grados centígrados.

$$u = Kf = Kp \frac{(4.572 t' + 81.28)}{100} \dots\dots (6)$$

En la cual, u = uso consuntivo en centímetros.

$$U = Kf = \sum kf \dots\dots\dots (7)$$

U es el uso consuntivo en todo el ciclo de desarrollo del cultivo en centímetros.

Para facilitar el cálculo sistemático del uso consuntivo por las fórmulas (4), (5) y (6), se anexan las tablas auxiliares siguientes:

Tabla No. 1.- Con los valores mensuales de p a diferentes latitudes norte.

Tabla No. 2.- Con los valores mensuales de t en función de la temperatura media mensual t' en grados centígrados.

Tabla No. 3.- Con los valores de los coeficientes K para todo el ciclo de desarrollo del cultivo.

Tabla No. 4.- Con los coeficientes (W) en porcentaje de K, para el cálculo de los coeficientes K.

III.3.3. Ejemplo de aplicación fórmula Blaney-Criddle.

Dentro de la zona de riego existe una estación climatológica llamada San Luis San Pedro, dicha estación será la base para el cálculo del uso consuntivo de los cultivos. La estación cuenta con datos de precipitación desde el año 1954 y de temperatura media mensual desde 1956, el porcentaje de asoleamiento fué obtenido en base a la latitud de la estación mencionada anteriormente en el punto II.3 (17°18').

Utilizando la tabla No. 1 e interpolando entre 17° y 18° de latitud norte, nos da como resultado la siguiente tabla:

Mes	Lluvia Media mm.	Temp. Media °C	Insolación %
Enero	17.9	25.4	7.8100
Febrero	2.2	25.1	7.3633
Marzo	1.3	25.4	8.3766
Abril	3.0	26.2	8.6003
Mayo	18.2	27.5	9.0800
Junio	157.1	27.9	8.8633
Julio	197.6	27.8	9.1600
Agosto	164.5	27.7	8.8633
Septiembre	287.1	27.3	8.2900
Octubre	105.8	27.4	8.1733
Noviembre	29.0	27.1	7.6466
Diciembre	6.5	26.3	7.7733
Anual	990.2	321.1	100.0000

A continuación, a manera de ejemplo se obtendrá la lámina de agua necesaria para irrigar el cultivo de frijol en una extensión de 273 has.

De la Tabla No. 3 obtenemos una $K=0.65$ que es el -- coeficiente de uso consuntivo.

De la Tabla No. 4, obtenemos el coeficiente mensual K_2 que multiplicado por el coeficiente de uso consuntivo -- (0.65) nos da el siguiente resultado:

Mes	K	$\frac{W}{100}$	K_2	F	U ($K_2.F$)	RA	Y U-RA
Enero	0.65	1.36	0.884	15.417	13.628	1.12	12.50
Febrero	0.65	0.79	0.514	14.435	7.420	0	7.42
Marzo	--	--	--	--	--	--	--
Abril	--	--	--	--	--	--	--
Mayo	--	--	--	--	--	--	--
Junio	--	--	--	--	--	--	--
Julio	--	--	--	--	--	--	--
Agosto	--	--	--	--	--	--	--
Septiembre	--	--	--	--	--	--	--
Octubre	--	--	--	--	--	--	--
Noviembre	0.65	0.49	0.319	15.689	5.005	1.52	5.00
Diciembre	0.65	1.36	0.884	15.665	13.848	0	13.84

F se obtiene aplicando la fórmula (4); esta F multiplicada por K_2 nos da U que es el uso consuntivo mensual del cultivo.

Ra es la lluvia aprovechable, la lluvia media men--

sual del mes de noviembre es de 29.0 mm, con este valor entramos a la Tabla No. 6 y como $U=5.00$, interpolando obtenemos 1.84. Posteriormente de la Tabla No. 7, para una precipitación anual de 990.2 mm y una ocurrencia del 80%, obtenemos que el coeficiente de ajuste es 0.82796 que multiplicado por 1.84 nos da una $RA=1.52$.

Los meses de diciembre y enero no tienen lluvia - - aprovechable ya que la precipitación media mensual es menor de 1.27 cm lo que especifica la Tabla No. 6 como mínimo. Y es la lámina necesaria de riego que deberá limitarse a un mínimo de 5.0 cm o se anula cuando es una fracción de centímetros.

Para completar el cálculo de la demanda neta mensual de riego, multiplicaremos a $Y \times Z$; donde $Z=1$ si la siembra y cosecha corresponden a un mes completo y $Z=0.5$ si se comienza o finaliza a medio mes.

Mes	Y (cm)	Z	Area (Ha)	Volumen miles de m ³
Enero	12.50	1.0	273	341.3
Febrero	7.42	1.0	273	202.6
Marzo	-	-	-	-
Abril	-	-	-	-
Mayo	-	-	-	-
Junio	-	-	-	-
Julio	-	-	-	-
Agosto	-	-	-	-
Septiembre	-	-	-	-
Octubre	-	-	-	-
Noviembre	5.00	1.0	273	136.5
Diciembre	13.84	1.0	273	377.8
Suma anual de Volúmenes miles de m ³				1058.2

$$\text{Lámina neta del frijol} = \frac{1058 \ 200 \ M3}{2730 \ 000 \ M2} = 0.39 \ m.$$

Por lo tanto al cultivo de frijol habrá que suministrarle 39 cm de agua cada año.

De manera análoga se procede con la totalidad de los cultivos restantes.

Utilizando la metodología Blaney y Criddle en todos y cada uno de los cultivos antes señalados, se formula el siguiente cuadro.

Cultivo	Lámina de Agua en cm.
Ajonjolí	60.23
Cacahuate	49.45
Cacahuate	44.91
Chile	51.22
Forrajes	166.08
Frijol	40.01
Frijol	39.98
Maíz	87.42
Maíz	84.92
Maíz	75.25
Maíz	77.51
Melón	50.44
Melón	51.77
Palma de Coco	102.73
Sandía	61.80
Sandía	63.84
Sorgo	79.47
Sorgo	76.58
Sorgo	72.68
Soya	58.60
Soya	51.06
Tomate	52.87
Tomate	54.05

III.4. Lluvia aprovechable.

La lluvia aprovechable suministra parte de las necesidades del uso consuntivo del cultivo. Puede ser una pequeña parte en zonas áridas ó una parte importante en áreas húmedas. El programador y el operador confrontan el problema de determinar qué parte de la evapotranspiración será abastecida por la lluvia y que parte tendrá que ser suministrada por riego.

La precipitación aprovechable en un mes o ciclo agrícola, no puede exceder la evapotranspiración para ese período más la capacidad de campo del suelo. Esta condición excluye a cultivos como el arroz u otros que ameritan prácticas agrícolas especiales, como en este caso es necesario mantener una lámina de inundación en el área del cultivo. La precipitación en cantidades mayores que la indicada, implica -- pérdidas por escurrimiento e infiltración profunda abajo de la zona radicular de las plantas. Las tormentas que ocurren justamente después de un riego con una sucesión rápida, proporcionan poca cantidad de agua aprovechable para la evapotranspiración.

Donde la intensidad de la precipitación excede de la velocidad de infiltración en el suelo, los escurrimientos -- son superficiales implican una reducción en efectividad de la lluvia.

Los suelos de alta permeabilidad son más aptos para -- retener la lluvia que los suelos con baja permeabilidad.

Las variaciones bruscas en la evapotranspiración ago-

tan rápidamente la humedad del suelo, dando lugar a disponer más pronto de capacidades de almacenamiento subterráneo para recibir la lluvia.

Las lluvias menores de 13mm se consideran aprovechables en su totalidad.

Cultivo	Lluvia aprovechable en cm.	Area en Ha.	Volumen de agua miles de m3
Ajonjolí	34.89	327	957.7
Cacahuate	38.40	327	1 148.10
Cacahuate	0.83	218	961.14
Chile	0.91	218	1 099.16
Forrajes	61.36	1090	16 523.31
Frijol	2.57	273	1 058.20
Frijol	1.01	272	1 059.98
Maíz	53.19	436	1 561.75
Maíz	55.19	436	1 280.97
Maíz	2.64	545	4 023.74
Maíz	1.74	545	4 129.49
Melón	2.60	55	263.13
Melón	0.91	54	274.70
Palma de Coco	40.06	4600	28 828.20
Sandía	1.52	55	323.24
Sandía	1.39	54	334.59
Sorgo	52.86	327	870.15
Sorgo	41.79	327	1 137.64
Sorgo	1.72	872	6 274.04
Soya	44.92	436	754.28
Soya	0.99	872	4 480.34
Tomate	2.78	55	275.50
Tomate	0.89	54	287.07
Suma:			77 906.42

III.5. Demandas netas.

Las demandas netas las podemos definir como las cantidades de agua que efectivamente es aplicada sobre el terreno para satisfacer las necesidades de los cultivos durante su desarrollo o ciclo vegetativo.

En nuestro estudio para una área de 12448 ha, tenemos una demanda neta de 77906.42×10^3 m³ de agua.

La lámina neta de agua la obtenemos de la siguiente manera:

$$\text{Lámina neta} = \frac{\text{Volumen total}}{\text{Area Irrigada}}$$

$$\text{Lámina neta} = \frac{77906.42 \times 10^3}{12448 \times 10^4} = 0.625$$

$$\text{Lámina neta} = 0.625\text{m.}$$

III.6. Demandas brutas.

Las demandas brutas es el volumen de agua que hay que extraer de la presa de almacenamiento ó cualquier otra fuente para poder satisfacer las demandas de riego en la zona de aprovechamiento. El volumen necesario en la zona de riego, - considera además de la lámina neta, las condiciones de los canales, evaporación, infiltración, etc., es decir la eficiencia de todo el sistema.

La eficiencia total en el riego para diferentes condiciones del suelo y sistemas de conducción y distribución, varían del 40 al 70 por ciento.

En este caso consideraremos una eficiencia del sistema de 55%.

$$\text{Lámina bruta} = \frac{\text{Lámina neta}}{\text{Eficiencia}}$$

$$\text{Lámina bruta} = \frac{0.625}{0.55} = 1.14\text{m.}$$

Por lo tanto se acepta una lámina bruta de 1.15m, entonces el volumen total de agua será igual a:

$$\text{Volumen total} = 1.15 \times 12448 \times 10^4 = 143152 \times 10^3 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total} = 143.152 \text{ millones de m}^3$$

TABLA NUM. 1

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	8.16	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	7.64
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

TABLA NUM. 2

Valores de la función $t = 4.572 t' + 81.28$, donde t' en grados centígrados
 para aplicarse en la fórmula $f = \frac{p}{100} t$ de Blaney y Criddle

t' en °C	Valores de t									
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.0	81.3	81.7	82.2	82.7	83.1	83.6	84.0	84.5	84.9	85.4
1.0	85.9	86.3	86.8	87.7	87.7	88.1	88.6	89.1	89.5	90.0
2.0	90.4	90.9	91.3	91.8	92.3	92.7	93.2	93.6	94.1	94.5
3.0	95.0	95.5	95.9	96.4	96.8	97.3	97.7	98.2	98.7	99.1
4.0	99.6	100.0	100.5	100.9	101.4	101.9	102.3	102.8	103.2	103.7
5.0	104.1	104.6	105.1	105.5	106.0	106.4	106.9	107.3	107.8	108.3
6.0	108.7	109.2	109.6	110.1	110.5	111.0	111.5	111.9	112.4	112.8
7.0	113.3	113.7	114.2	114.7	115.1	115.6	116.0	116.5	116.9	117.4
8.0	117.9	118.3	118.8	119.2	119.7	120.1	120.6	121.1	121.5	122.0
9.0	122.4	122.9	123.3	123.8	124.3	124.7	125.2	125.6	126.1	126.5
10.0	127.0	127.5	127.9	128.4	128.8	129.3	129.7	130.2	130.7	131.1
11.0	131.6	132.0	132.5	132.9	133.4	133.9	134.3	134.8	135.2	135.7
12.0	136.1	136.6	137.1	137.5	138.0	138.4	138.9	139.3	139.8	140.3
13.0	140.7	141.2	141.6	142.1	142.5	143.0	143.5	143.9	144.4	144.8
14.0	145.3	145.7	146.2	146.7	147.1	147.6	148.0	148.5	148.9	149.4
15.0	149.9	150.3	150.8	151.2	151.7	152.1	152.6	153.1	153.5	154.0
16.0	154.4	154.9	155.3	155.8	156.3	156.7	157.2	157.6	158.1	158.5
17.0	159.0	159.5	159.9	160.4	160.8	161.3	161.7	162.2	162.7	163.1
18.0	163.6	164.0	164.5	164.9	165.4	165.9	166.3	166.8	167.2	167.7
19.0	168.1	168.6	169.1	169.5	170.0	170.4	170.9	171.3	171.8	172.3
20.0	172.7	173.2	173.6	174.1	174.5	175.0	175.5	175.9	176.4	176.8
21.0	177.3	177.7	178.2	178.7	179.1	179.6	180.0	180.5	180.9	181.4
22.0	181.9	182.3	182.8	183.2	183.7	184.2	184.6	185.1	185.5	186.0
23.0	186.4	186.9	187.4	187.8	188.3	188.7	189.2	189.6	190.1	190.6
24.0	191.0	191.5	191.9	192.4	192.8	193.3	193.8	194.2	194.7	195.1
25.0	195.6	196.0	196.5	197.0	197.4	197.9	198.3	198.8	199.2	199.7
26.0	200.2	200.6	201.1	201.5	202.0	202.4	202.9	203.4	203.8	204.3
27.0	204.7	205.2	205.6	206.1	206.6	207.0	207.5	207.9	208.4	208.8
28.0	209.3	209.8	210.2	210.7	211.1	211.6	212.0	212.5	213.0	213.4
29.0	213.9	214.3	214.8	215.2	215.7	216.2	216.6	217.1	217.5	218.0
30.0	218.4	218.9	219.4	219.8	220.3	220.7	221.2	221.6	222.1	222.6

TABLA No. 3

Valores del Coeficiente (X) estacional para diversos cultivos.

C U L T I V O	DURACION NORMAL DEL PERIODO DE DESARROLLO DE LOS CULTIVOS	COEFICIENTE (X) DE USO CONSUNTIVO					
		LLUVIA		MEDIA	ANUAL	EN	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
Arroz	3 a 5 meses	1.10	1.09	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	0.80	0.85	0.83	0.80	0.77
Cereales pequeños (Alpiste, Avena, Trigo, Cebada)	3 a 4 meses	0.85	0.83	0.80	0.78	0.75	0.72
Dátiles (Palma)	Año completo	0.80	0.77	0.73	0.69	0.65	0.61
Garbanzo, Habas, Frijol, etc.	3 a 4 meses	0.70	0.68	0.65	0.63	0.60	0.57
Henequén, Piña	Año completo	0.70	0.69	0.68	0.67	0.65	0.63
Hortalizas (Chile, Ejote, Melón, Sandía, Estropajo)	2 a 4 meses	0.70	0.68	0.65	0.63	0.60	0.57
Tomate	4 meses	0.70	0.69	0.68	0.67	0.65	0.63
Linaza	7 a 8 meses	0.80	0.78	0.75	0.73	0.70	0.67
Maíz	4 meses	0.85	0.83	0.80	0.78	0.75	0.72
Camote, Jícama, 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, Cacahuatate, Cártamo)	3 a 5 meses	0.75	0.73	0.70	0.68	0.65	0.62
Sorgo, Veza	4 a 5 meses	0.80	0.78	0.75	0.73	0.70	0.67
Tabaco	4 meses	0.80	0.78	0.75	0.73	0.70	0.67
Vid	5 a 7 meses	0.60	0.58	0.55	0.58	0.50	0.47
FRUTALES :							
Aguacate, Guayabo, Higuera, Hule, Mamey, Mango, Papayo, Tamarindo, Guanábano	Año Completo	0.55	0.54	0.53	0.52	0.50	0.48
Chirimoya, Marañón, Chicozapote, Anono	Año completo	0.55	0.54	0.53	0.52	0.50	0.48

TABLA No. 3

Valores del Coeficiente (X) estacional para diversos cultivos.

Hoja # 2

C U L T I V O	DURACION NORMAL DEL PERIODO DE DESARROLLO DE LOS CULTIVOS	COEFICIENTE (x) DE USO CONSUNTIVO					
		LLUVIA		MEDIA ANUAL		EN M.M.	
		500	500-750	750-1000	1000-1500	1500-2000	2000
De hojas Caedizas (Chabacano, Ciruelo, Durazno, Granada, Manzano, Membrillo, - Nuez de Nogal, Peral							
	Entre Heladas	0.70	0.68	0.65	0.62	0.60	0.57
	Año Completo	0.65	0.63	0.60	0.58	0.55	0.52
Toronja, Pomelo							
	Año Completo	0.55	0.53	0.50	0.48	0.45	0.42
Naranja, Limón							
	Año Completo	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75
Plátano							
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

TABLA NUM. 4

Hoja # 3

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 (chile 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

Período Vegetativo en meses	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Cultivo
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			
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. 6

Hoja # 2

H	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	3.9	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

Lluvia Promedio Mensual en Cms.

TABLA NUM. 6

Hoja # 3

H	Uso Consuntivo Mensual en Cms.											
	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

Lluvia Promedio Mensual en Cms.

TABLA NUM. 6

Hoja # 4

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	1.27		
1.5	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	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	2.5	
3.0	2.7	2.7	2.8	2.8	2.9	2.9	2.9	3.0	3.0	3.0	3.0	
3.5	3.1	3.2	3.2	3.3	3.4	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	3.9	4.0	
4.5	4.0	4.0	4.1	4.2	4.2	4.3	4.3	4.4	4.4	4.4	4.5	
5.0	4.4	4.5	4.5	4.6	4.7	4.7	4.8	4.8	4.9	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	5.4	
6.0	5.2	5.3	5.4	5.4	5.5	5.6	5.7	5.8	5.8	5.9	5.9	
6.5	5.6	5.7	5.8	5.8	5.9	6.0	6.1	6.2	6.3	6.4	6.4	
7.0	6.0	6.1	6.2	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.8	
7.5	6.4	6.5	6.6	6.6	6.7	6.8	6.9	7.0	7.2	7.3	7.3	
8.0	6.8	6.9	7.0	7.0	7.1	7.2	7.3	7.5	7.6	7.7	7.7	
8.5	7.2	7.3	7.4	7.4	7.5	7.6	7.8	7.9	8.0	8.1	8.1	
9.0	7.6	7.7	7.8	7.9	7.9	8.0	8.2	8.3	8.4	8.6	8.6	
9.5	8.0	8.1	8.2	8.2	8.3	8.4	8.6	8.7	8.9	9.0	9.0	
10.0	8.3	8.4	8.5	8.6	8.7	8.8	9.0	9.1	9.3	9.4	9.4	
10.5	8.7	8.8	8.9	9.0	9.1	9.2	9.4	9.5	9.7	9.8	9.8	
11.0	9.1	9.2	9.3	9.4	9.5	9.7	9.8	10.0	10.1	10.2	10.2	
11.5	9.5	9.6	9.7	9.8	9.9	10.1	10.2	10.4	10.5	10.7	10.7	
12.0	9.9	10.0	10.1	10.2	10.3	10.5	10.6	10.8	10.9	11.1	11.1	
12.5	10.3	10.4	10.5	10.6	10.7	10.9	11.0	11.2	11.3	11.5	11.5	
13.0	10.6	10.8	10.9	11.0	11.1	11.2	11.4	11.6	11.7	11.9	11.9	
13.5	11.0	11.1	11.3	11.4	11.5	11.6	11.8	12.0	12.1	12.4	12.4	
14.0	11.4	11.5	11.6	11.8	11.9	12.0	12.2	12.4	12.5	12.7	12.7	
14.5	11.7	11.9	12.0	12.1	12.3	12.4	12.6	12.7	12.9	13.1	13.1	
15.0	12.1	12.2	12.4	12.5	12.6	12.8	13.0	13.1	13.3	13.5	13.5	

Lluvia Promedio Mensual en Cms.

TABLA NUM. 6

Hoja # 5

H	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.

TABLA NUM. 6

Hoja # 6

H	Uso Consuntivo Mensual en Cms.											
	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	17.8	18.0	18.2
27.5												
28.0												
28.5												
29.0												
29.5												

Lluvia Promedio Mensual en Cms.

TABLA NUM. 6

Hoja # 7

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	15.8	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.

TABLA NUM. 7

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

Precipitación Anual en Cms.	Frecuencia en Porcentaje				
	50	60	70	80	90
7.6	0.80	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
177.8	.99	.95	.92	.88	.83
203.2	.99	.95	.92	.89	.85
228.6	.99	.96	.93	.90	.86

C A P I T U L O I V

Avenidas de diseño.

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 ó creciente.

El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes siendo estas 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. - Esto puede ocurrir cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo, su efecto puede ser inmediato o retardado dependiendo de las características del suelo.

Escurrimiento subterráneo.- Este proviene del agua subterránea, la cual es recargada por la parte de la precipitación que se infiltra a través del suelo, una vez que éste

se ha saturado, su efecto sobre el escurrimiento total varía muy lentamente con respecto al escurrimiento superficial.

IV.1. Avenidas máximas anuales registradas.

Los datos de escurrimiento que de manera continua se han ido obteniendo en las estaciones hidrométricas durante largos períodos de tiempo, son fundamentales y dan una noción para conocer las variaciones y frecuencia con que ocurren las avenidas. Se tienen así una cantidad grande de datos para saber como se comportan los ríos durante períodos considerables que incluyen grandes avenidas.

En la estación San Luis sobre el río del mismo nombre, se han registrado los siguientes gastos máximos anuales.

Año	Mes	Día	Gasto en m ³ /s	Año	Mes	Día	Gasto en m ³ /s
1958	Sep.	30	295	1970	Ago.	5	836
1959	Oct.	13	860	1971	Sep.	14	204
1960	Ago.	17	540	1972	Jul.	28	91
1961	Nov.	12	2820	1973	Sep.	7	345
1962	Sep.	3	727	1974	Sep.	22	818
1963	Sep.	24	869	1975	Jul.	14	900
1964	Jul.	27	550	1976	Oct.	8	2820
1965	Oct.	8	231	1977	Sep.	8	139
1966	Jun.	23	499	1978	Sep.	9	396
1967	Sep.	26	2490	1979	Sep.	8	470
1968	Sep.	9	1018	1980	Sep.	25	1476
1969	Sep.	26	804				
				Suma:			20 198
				Máximo:			2 820
				Promedio:			878

IV.2. Cálculo de la avenida máxima probable.

Para el diseño de presas es de gran importancia conocer el gasto máximo producto de una avenida y en muchas ocasiones la distribución de esta avenida respecto al tiempo.

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

La determinación de la magnitud de la avenida de diseño puede efectuarse por diversos procedimientos, entre los cuales se encuentran la aplicación de métodos empíricos, estadísticos, racionales, etc.

Para efectos del presente estudio se presentan los siguientes métodos:

IV.2.1. Métodos empíricos.

Existe una gran variedad de ellos, y aunque en general se puede decir que solo se requiere del conocimiento del área de la cuenca y de su coeficiente de escurrimiento, pueden conducir a errores muy grandes y solo proporcionar el gasto máximo instantáneo. Se recomienda usarlos solo cuando no sea posible utilizar algunos de los métodos estadísticos que se mencionan a continuación. La fórmula racional más general para todos los métodos empíricos es la desarrollada --

por Creager, que conduce a la ecuación:

$$Q = 1.303 C (0.386A)^{\alpha}$$

donde

$$\alpha = \frac{0.936}{A^{0.048}}$$

- A área de la cuenca, en Km²
- C coeficiente de escurrimiento
- Q gasto máximo en m³/seg

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos ha efectuado un estudio para valuar el coeficiente C en toda la República Mexicana.

IV.2.2. Métodos Estadísticos.

Para aplicarlos se requiere conocer los gastos máximos anuales. Cuantos más datos se tengan, mayor será la aproximación. Permiten conocer el gasto máximo para un período de retorno considerado.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que tiene una 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, si se quiere 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.

IV.2.2.1. Método de Gumbel.

Para calcular el gasto máximo para un período de - retorno determinado se usa la ecuación:

$$Q \text{ máx} = Q_m - \frac{\sqrt{Q}}{\sqrt{N}} (\bar{Y}_n - \log_e Tr) \dots\dots (1)$$

siendo

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

donde

- N número de años de registro
- Q_i gastos máximos anuales registrados, en m³/seg
- Q_m = $\frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{N}$ gasto medio, en m³/seg
- Q_{máx} gasto máximo para un período determinado en m³/seg
- Tr período de retorno
- \sqrt{N} , \bar{Y}_n Constantes función de N
- \sqrt{Q} desviación estandar de los gastos

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, -- aquel dentro del cual puede variar Q_{máx} dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

Si $\phi = 1 - 1/Tr$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \propto \sigma_m} \frac{\sigma_Q}{\sqrt{N} \sqrt{N}} \dots \dots \dots (3)$$

donde

N	número de años de registro
$\sqrt{N \propto \sigma_m}$	constantes función de ϕ
σ_N	constante función de N
σ_Q	desviación estándar de los gastos, ec. 2

Si ϕ es mayor de 0.90, el intervalo se calcula como:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sqrt{N}} \dots \dots \dots (4)$$

La zona de ϕ comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde ΔQ es proporcional al calculado -- con las expresiones 3 y 4, dependiendo del valor de ϕ .

El gasto máximo de diseño para un cierto período de retorno será igual al gasto máximo calculado con la ecuación 1, más o menos el intervalo de confianza, ecuación 3 ó 4.

IV.2.2.2. Método de Nash.

Considera que el valor del gasto para un determinado período de retorno se puede calcular con la ecuación

$$Q \text{ máx} = a + c \log \log \frac{Tr}{Tr-1} \dots \dots \dots (5)$$

donde

a, c	constantes función del registro de gastos máximos anuales
Q máx	gasto máximo para un período de retorno de terminado, en m ³ /seg
Tr	período de retorno

Las constantes a y c se valúan de los registros en la forma siguiente

$$a = Q_m - cX_m \dots\dots\dots (6)$$

y

$$c = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} \dots\dots\dots (7)$$

siendo

$$X_i = \log \log \frac{T_r}{T_r - 1} \dots\dots\dots (8)$$

donde

- N número de años de registro
- Q_i gastos máximos anuales registrados, en m³/seg
- Q_m = $\sum_{i=1}^N Q_i / N$ gasto medio, en m³/seg
- X_i constante para cada gasto Q registrado, función de su período de retorno correspondiente
- X_m = $\sum_{i=1}^N X_i / N$ valor medio de las X

Para calcular los valores de X_i correspondientes a los Q_i, se ordenan estos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden m_i; al Q_i máximo le corresponderá el valor uno, al inmediato siguiente dos, etc. Entonces, el valor del período de retorno para cada Q_i se calculará como

$$T_r = \frac{N + 1}{m_i} \dots\dots\dots (9)$$

Finalmente, el valor de cada X_i se obtiene sustituyendo el valor de 9 en 8.

El intervalo dentro del cual puede variar el Q máximo calculado por la ecuación 5, se obtiene como

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left[\frac{S_{qq} - S_{xq}^2}{S_{xx}} \right]} \dots (10)$$

siendo

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

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

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

De la ecuación 10 se ve que ΔQ solo varía con X , - la cual se calcula de la ecuación 8 sustituyendo el valor -- del período de retorno para el cual se calculó el $Q_{\text{máx}}$. Todos los demás términos que intervienen en la ecuación 10 se obtienen de los datos.

El gasto máximo de diseño correspondiente a un determinado período de retorno será igual al gasto máximo obtenido de la ecuación 5, más o menos el intervalo de confianza calculado según la ecuación 10.

IV.2.2.3. Método de Lebediev.

El gasto máximo se obtiene a partir de la fórmula

$$Q_d = Q_{\text{máx}} + \Delta Q \dots \dots \dots (11)$$

donde

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

$$\Delta Q = \frac{1}{\sqrt{N}} A E r Q_{m\acute{a}x} \dots\dots\dots (13)$$

siendo

A coeficiente que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años de registro. Cuantos más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si N es mayor de 40 años, se toma el valor de 0.7.

Cs coeficiente de asimetría. Se calcula:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left[\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right]^3}{N C_v^3} \dots\dots\dots (14)$$

Por otra parte, Lebediev recomienda tomar los valores siguientes

Cs = 2 Cv para avenidas producidas por deshielo
 Cs = 3 Cv para avenidas producidas por tormentas
 Cs = 5 Cv para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

Entre éstos valores y el que se obtiene de la ecuación 14 se escoge el mayor.

Cv coeficiente de variación, que se obtiene de la ecuación

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left[\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right]^2}{N}} \dots\dots\dots (15)$$

Er coeficiente que depende de los valores de Cv y de la probabilidad p, donde

$$p = \frac{1}{Tr}$$

K coeficiente que depende de la probabilidad p, expresada en porcentaje de que se repita el gasto de diseño y del coeficiente de asimetría Cs

N años de observación

Q intervalo de confianza, en m³/seg

Qd gasto total de diseño, en m³/seg

Qi gastos máximos anuales observados, en m³/seg

Qm gasto medio, en m³/seg, el cual se obtiene de

$$Qm = \frac{\sum_{i=1}^N Qi}{N}$$

Qmáx gasto máximo probable obtenido para un período de retorno determinado, en m³/seg

A continuación se calculará la avenida de diseño para las obras de excedencia (Tr=10,000 años) y obra de desvío (Tr= 15 años).

IV.2.3. Cálculo de la avenida de diseño para la obra de excedencia.

IV.2.3.1. Método de Gumbel.

- a) Cálculo del gasto medio anual registrado.

$$Q_m = \frac{20198}{23} = 878.10 \text{ m}^3/\text{seg}$$

- b) Cálculo de la desviación estándar

$$\sqrt{Q} = 779.62$$

- c) Cálculo de los coeficientes
- \bar{Y}
- y
- $\sqrt{U_n}$
- para
- $N=23$

$$\bar{Y}_n = 0.5283$$

$$\sqrt{U_n} = 1.0811$$

- d) Obtención de
- $Q_{\text{máx}}$
- con un
- $Tr=10\ 000$
- años

$$Q_{\text{máx}} = 878.1 - \frac{779.62}{1.0811} (0.5283 - \log 10\ 000)$$

$$Q_{\text{máx}} = 7138.94 \text{ m}^3/\text{seg}$$

- e) Intervalo de confianza

$$\phi = 1 - \frac{1}{10000} = 0.99$$

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 (779.62)}{1.0811} = \pm 822.09$$

- f) Cálculo del gasto máximo de diseño

$$Q_d = 7138.94 + 822.09$$

$$Q_d = 7961.03 \text{ m}^3/\text{seg}$$

IV.2.3.2. Método de Nash

- a) Cálculos preliminares

$$Tr = \frac{23+1}{m_i} = \frac{24}{m_i}$$

b) Cálculo de Q_m y X_m

$$Q_m = \frac{20198}{23} = 878.1$$

$$X_m = \frac{-13.56}{23} = -0.59$$

c) Cálculo de las constantes a y c

$$c = \frac{-19837.3 - 23(-0.59)(878.1)}{13.16 - 23(-0.59)^2} = -1537.04$$

$$a = 878.1 - (-1537.04)(-0.59) = -28.75$$

d) Gasto máximo

$$Q_{\text{máx}} = -28.75 + (-1537.04) \log \log \frac{10000}{10000-1}$$

$$Q_{\text{máx}} = 6676.18 \text{ m}^3/\text{seg}$$

e) Intervalo de confianza

$$S_{xx} = 23(13.16) - (-13.56)^2 = 118.80$$

$$S_{qq} = 23(31716972) - (20198)^2 = 3.21 \times 10^8$$

$$S_{xq} = 23(13.16)(-13.56) - (20198)(-13.56) = -182373.02$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{27582.09 + 16464.44}$$

$$\Delta Q = \pm 419.74$$

f) Cálculo del gasto de diseño

$$Q_d = 6676.18 + 419.74$$

$$Q_d = 7095.92 \text{ m}^3/\text{seg}$$

IV.2.3.3. Método de Lebediev

a) Obtención del gasto medio Q_m

$$Q_m = \frac{20198}{23} = 878.1$$

b) Obtención del coeficiente de variación Cv

$$Cv = \sqrt{\frac{18.13}{23}} = 0.88$$

c) Obtención del coeficiente de asimetría Cs

$$Cs = \frac{24.97}{23(0.88)^3} = 1.59$$

d) Obtención del coeficiente K

Para $Tr = 10\ 000$ años

$p = 0.01$ por ciento

$Cs = 1.59$

$K = 7.31$

e) Obtención de Er

para $p = 0.01$

$Cv = 0.88$

$Ev = 1.52$

f) Obtención del gasto máximo

$$Q_{\text{máx}} = 878.1 [7.31(0.88)+1]$$

$$Q_{\text{máx}} = 6526.74$$

g) Obtención del intervalo de confianza ΔQ

$$\Delta Q = \pm \frac{1.15(1.52) 6526.74}{\sqrt{23}} = 2378.89$$

h) Obtención del gasto de diseño

$$Q_d = 6526.74 + 2378.89$$

$$Q_d = 8905.63 \text{ m}^3/\text{seg}$$

	Qd
	m ³ /seg
Gumbel	7 961.03
Nash	7 095.92
Lebediev	<u>8 905.63</u>
Promedio	7 987.52

Por lo que se considerará un gasto de diseño de --
8000.00 m³/seg.

IV.2.4. Cálculo de la avenida de diseño para la obra de des-
vío.

IV.2.4.1. Método de Gumbel

$$Q_m = 878.1 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\sqrt[n]{Q} = 779.62$$

$$\bar{Y} = 0.5283$$

$$\sqrt[n]{n} = 1.0811$$

Obtención de Q_{máx} con un período de retorno de 15
años

$$Q_{\text{máx}} = 878.1 - \frac{779.62}{1.0811} (0.5283 - \log 15)$$

$$Q_{\text{máx}} = 2249.99 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Intervalo de confianza

$$\phi = 1 - \frac{1}{15} = 0.93$$

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 (779.62)}{1.0811} = \pm 822.09$$

$$Q_d = 2249.99 + 822.09$$

$$Q_d = 3072.08 \text{ m}^3/\text{seg}$$

IV.2.4.2. Método de Nash

$$Q_m = 878.1 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$X_m = -0.59$$

$$C = -1537.04$$

$$a = -28.75$$

$$Q_{\text{máx}} = -28.75 + (-1537.04) \log \log \frac{15}{15-1}$$

$$Q_{\text{máx}} = 2312.79 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\Delta Q = \pm 419.74$$

$$Q_d = 2312.79 + 419.74$$

$$Q_d = 2732.53 \text{ m}^3/\text{seg}$$

IV.2.4.3. Método de Lebediev

$$Q_m = 878.1 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$C_v = 0.88$$

$$C_s = 1.59$$

$$P = 6.7$$

$$K = 1.96$$

$$Q_{\text{máx}} = 878.1 [1.96 (0.88) + 1]$$

$$Q_{\text{máx}} = 2392.65 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$E_r = 1.07$$

$$\Delta Q = \pm \frac{1.15 (1.07) (2392.65)}{\sqrt{23}} = 613.89$$

$$Q_d = 2392.65 + 613.89$$

$$Q_d = 3006.54 \text{ m}^3/\text{seg}$$

	Qd m ³ /seg
Gumbel	3072.08
Nash	2732.53
Lebediev	<u>3006.54</u>
Promedio	2937.05

Por lo que se considerará un gasto de diseño de --
3000.00 m³/seg.

IV.3. Hidrograma de la avenida máxima probable.

Para la obtención del hidrograma de la avenida máxi
ma, se compararon las avenidas de los años 1961, 1967, 1968,
1976 y 1980, las cuales se graficaron haciendo coincidir el
pico de cada una de ellas con el gasto máximo probable para
posteriormente tener un hidrograma medio de dicha gráfica, -
con la finalidad de tomarlo en cuenta como el hidrograma de
entrada al vaso de almacenamiento.

Los valores de las avenidas máximas observadas en
los años mencionados se manifiestan a continuación, incremen-
tándose el pico de cada una de ellas a 8000 m³/seg que es va
lor de la avenida máxima probable.

Año	Mes	Avenidas Máximas Registradas (m ³ /seg)
1961	Noviembre	2820.00
1967	Septiembre	2490.00
1968	Septiembre	1018.00
1976	Octubre	2820.00
1980	Septiembre	1476.00

IV.4. Tránsito de la avenida.

A medida que aumenta el caudal en un río, aumenta
también el nivel del agua, y con él la cantidad almacenada -
temporalmente.

El tránsito de la avenida máxima probable fué realizado en la computadora de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, obteniéndose la siguiente Tabla para un vertedor de descarga libre de 100 m. de longitud encontrándose el nivel de aguas máximas ordinarios (NAMO) en la elevación 63.50 m.

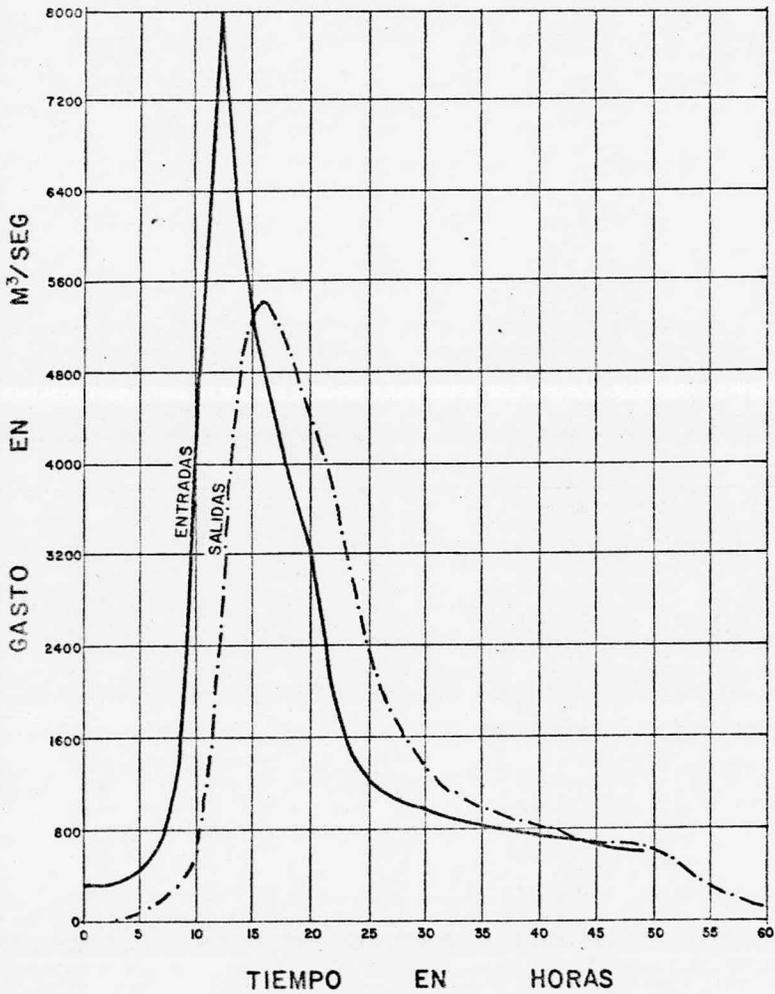
Hora	Entradas	Elevaciones	Salidas	Volumen Escurrido
1	290.00	63.50	0.000	0.0
2	300.00	63.63	9.274	1062.0
3	320.00	63.77	27.051	2178.0
4	340.00	63.91	51.120	3366.0
5	400.00	64.06	80.712	4698.0
6	490.00	64.23	119.653	6300.0
7	610.00	64.42	171.572	8280.0
8	800.00	64.66	243.867	10818.0
9	1180.00	64.99	359.462	14382.0
10	2410.00	65.61	621.670	20844.0
11	4500.00	66.81	1266.963	33282.0
12	6420.00	68.52	2476.681	52938.0
13	8000.00	70.30	4043.476	78894.0
14	6650.00	71.29	5038.157	105264.0
15	5870.00	71.65	5428.985	127800.0
16	5180.00	71.67	5461.302	147690.0
17	4650.00	71.52	5285.287	165384.0
18	4240.00	71.27	5020.627	181386.0
19	3850.00	70.98	4717.427	195948.0
20	3530.00	70.67	4405.982	209232.0
21	3200.00	70.36	4098.354	221346.0
22	2600.00	70.00	3752.382	231786.0
23	1980.00	69.42	3229.952	240030.0
24	1590.00	68.85	2741.062	246456.0
25	1350.00	68.34	2333.219	251748.0
26	1220.00	67.92	2011.503	256374.0
27	1150.00	67.58	1769.592	260640.0
28	1090.00	67.31	1587.802	264672.0
29	1050.00	67.10	1448.514	268524.0
30	1010.00	66.93	1338.685	272232.0
31	980.00	66.78	1250.294	275814.0
32	950.00	66.66	1179.110	279288.0
33	920.00	66.56	1119.103	282654.0
34	900.00	66.47	1068.401	285930.0
35	870.0	66.40	1025.233	289116.0

Hora	Entradas	Elevaciones	Salidas	Volumen Escurrido
36	850.00	66.33	986.675	292212.0
37	830.00	66.27	952.547	295236.0
38	820.00	66.21	922.687	298206.0
39	810.00	66.17	898.408	301140.0
40	800.00	66.13	877.685	304038.0
41	790.00	66.09	858.791	306900.0
42	780.00	66.06	841.683	309726.0
43	760.00	66.03	826.322	312498.0
44	750.00	66.00	811.073	315216.0
45	730.00	65.97	795.938	317880.0
46	720.00	65.94	780.915	320490.0
47	715.00	65.91	767.569	323073.0
48	700.00	65.89	754.315	325620.0
49	690.00	65.86	741.151	328122.0
50	680.00	65.84	729.612	330588.0
51	0.00	65.67	649.923	331812.0
52	0.00	65.39	523.185	331812.0
53	0.00	65.16	427.626	331812.0
54	0.00	64.98	355.615	331812.0
55	0.00	64.82	298.288	331812.0
56	0.00	64.68	253.249	331812.0
57	0.00	64.57	217.500	331812.0
58	0.00	64.48	187.952	331812.0
59	0.00	64.39	163.960	331812.0
60	0.00	64.32	143.691	331812.0

Las características del problema cuando se presenta el embalse máximo son las siguientes:

Gasto máximo del vertedor	5461.302 m ³ /seg
Carga diseño	8.17 m
Elevación máxima embalse	71.67 m
Gasto de entrada al vaso	5180.00 m ³ /seg
Almacenamiento máximo en el vaso	194.97 M m ³

TRANSITO DE LA AVENIDA



CAPITULO V

Dimensionamiento de las estructuras de la presa.

Las dimensiones de las estructuras de la presa han quedado restringidas a los requerimientos establecidos en -- los capítulos anteriores y a las condiciones topográficas -- del sitio.

V.1. Dimensionamiento del túnel de desvío.

Las obras de desvío tienen por objeto dejar en seco el sitio de construcción de una cortina y las obras auxiliares durante el período de construcción, para la cual es necesario desviar temporalmente el escurrimiento del río.

En el dimensionamiento del túnel, se debe considerar el volumen almacenado por el vaso para la avenida de retorno de 15 años, con el objeto de que el agua no rebase la altura de la atagüa. Para la elección de la altura de la -- atagüa, el hidrograma de la avenida de diseño se conformó -- con la avenida máxima ocurrida en el año 1976, registrándose el pico de la avenida 17 horas después de haberse iniciado -- el escurrimiento de la misma y 44 horas después del inicio -- de la avenida el río continua con su escurrimiento normal.

Así, si se desfoga por el túnel de desvío $600 \text{ m}^3/\text{seg}$ se llegan almacenar 35 millones de m^3 alcanzándose el ni vel considerado para erigir la atagüa.

Para calcular la velocidad de salida utilizamos la siguiente ecuación:

$$V_s = \sqrt{\frac{2gH}{1+FL+K}} \sqrt{\frac{D}{D}}$$

en donde:

- Vs = Velocidad de salida
- g = Aceleración de la gravedad
- H = Carga total al centro del túnel
- F = Coeficiente de fricción
- L = Longitud del túnel
- D = Diámetro del túnel
- K = Suma total de pérdidas locales

para D=7.30m y E=10.00 mm, en el diagrama de Moody obtenemos f= 0.0218; los datos restantes son los siguientes:

$$\begin{aligned} H &= 30.50 \text{ m} \\ L &= 443.00 \text{ m} \\ K &= 0.5 \end{aligned}$$

por lo tanto:

$$V_s = \sqrt{\frac{2(9.81)(30.50)}{1 + \frac{0.0218(443)}{7.30} + 0.5}} = 14.55 \text{ m/seg}$$

Utilizando la ecuación de continuidad para comprobar se tiene:

$$Q = AV$$

$$Q = \frac{(7.30)^2}{4} \cdot 3.1416 \cdot (14.55) = 608.97 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Por lo tanto el diámetro del túnel de desvío se establece en 7.30 m.

V.2. Dimensionamiento de la 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. Tal estructura debe satisfacer las condiciones normales de estabilidad y ser relativamente impermeables.

Las cortinas se pueden clasificar con referencia a:

Su altura.

Su propósito.

El tipo de construcción y los materiales que la constituyen.

La altura de cortinas de tierra y enrocamiento se define como la diferencia en elevación entre la corona de la cortina y el punto inferior de la superficie de desplante. - La corona de la cortina será el piso de terracería proyectada sin incluir piso de caminos o casetas que queden a lo largo del eje de la cortina.

En el capítulo anterior se obtuvo el nivel de 71.67 m. como el nivel máximo que alcanzaría el agua al presentarse la avenida de diseño, con un almacenamiento de 194.97 millones de m³; para obtener la altura que deberá tener la corona, se deberá añadir al NAME el bordo libre.

La magnitud del bordo libre se obtiene tomando en

consideración: la marea de viento, oleaje de viento, pendiente y características del paramento mojado y un factor de seguridad.

a) Marea de viento

$$S = \frac{V^2 F}{62816 D}$$

donde:

F = Fetch efectivo, en Km

V = Velocidad del viento en Km/hr

D = Profundidad media del vaso, en m

S = Marea de viento, en m

para este caso:

F = 3.960 Km

V = 100 Km/hr

D = 15.62 m

$$S = \frac{(100)^2 \cdot 3.960}{62816 \cdot (15.62)} = 0.04 \text{ m}$$

b) Oleaje de viento.

Altura de la ola = 1.30 m

período T = 3.9 seg

longitud de la ola = 23.88 m

c) Pendiente y características del paramento mojado.

Como la cortina estará constituida con materiales graduados, se propone un talud para el enrocamiento de - - 2.5:1

remontaje de la ola (R)

$$R = 0.75 (1.30)$$

$$R = 0.98 \text{ m}$$

d) Factor de seguridad

Se considerará un factor de seguridad igual a uno.

Por lo tanto el bordo libre será:

$$S = 0.04$$

$$R = 0.98$$

$$F.S. = 1.00$$

$$\underline{2.02 \text{ m}}$$

$$NAME = \underline{71.67 \text{ m}}$$

Elev. Corona = 73.69 m

Por lo tanto la elevación corona = 73.70 m

longitud corona = 636.00 m

ancho corona = 10.00 m

V.3. Dimensionamiento de la obra de excedencias.

La longitud del vertedor ha quedado establecida en 100m al transitar la avenida de 10 000 años, únicamente resta dimensionar el canal de descarga, por las condiciones topográficas del sitio se puede establecer $b=40$ m, si este canal es de sección trapecial, se pueden proponer taludes de 0.5:1.

Como la descarga de diseño para el canal es de -- 5461 m³/seg aplicamos la ecuación de Manning-Strickler para calcular la velocidad, en el entendido de que las velocidades mayores de 20 a 25 m/seg crean zonas de vacíos que producen cavitaciones y erosión en la superficie de concreto.

$$\begin{aligned} b &= 40 \text{ m} \\ t &= 0.5:1 \\ Q &= 5461 \text{ m}^3/\text{seg} \\ n &= 0.018 \\ h &= 6.10 \text{ m} \\ s &= 0.019 \end{aligned}$$

$$Q = \frac{262.605 (4.89)^{2/3} (0.019)^{1/2}}{0.018} = 5722.26 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{5461.00}{262.605} = 20.5$$

$$V = 20.5 \text{ m/seg}$$

V.4. Dimensionamiento de la obra de toma.

La capacidad de la obra de toma se establece con base a ley de demandas, las cuales han sido establecidas en el capítulo Tercero.

Se considera una eficiencia del 60% para pérdidas en la conducción hasta el lugar del aprovechamiento, así en 12448 ha tenemos una lámina de riego de 1.15m. El mes de -- máxima demanda es el mes de marzo con 16.34%, si a todo este

volumen lo afectamos por un coeficiente (1.35) para cubrir - la variación horaria, la capacidad de la obra de toma se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Cap. Obra de Toma} = \frac{12448 \times 10^4 (1.15) (0.1634) (1.35)}{86400 (31)}$$

$$\text{Cap. Obra de toma} = 11.79 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Redondeando se obtiene que la capacidad de la obra de toma es de $12.5 \text{ m}^3/\text{seg}$.

El nivel de la obra de toma estará localizado en - la cota 45.50m; ya que en 50 años de vida útil de la presa - nos da un volumen de 35 millones de m^3 de acarreo de azolve, lo que nos dá como resultado una elevación de 45.50 m, localizándose en ella el NAMIN.

Se utilizará gran parte del túnel de desvío para - alojar en él la tubería de la obra de toma que alcanza una - longitud de 338.00 m, la carga total mínima es de 30.50 m, - para la cual se debe garantizar el gasto de $12.5 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Por otra parte se restringirá la velocidad en la - tubería a 6.0 m/seg con el objeto de evitar vibraciones in- convenientes y efectos de cavitación.

Con estos datos determinamos el diámetro de la tu- bería:

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4(12.50)}{\pi(6.0)}} = 1.63 \text{ m}$$

Y con el objeto de absorber las pérdidas por fricción se acepta un diámetro de 1.70 m.

Para comprobar la velocidad, se tiene:

$$V_s = \sqrt{\frac{2gH}{1 + \frac{fL}{D} + K}} = 6.0 \text{ m/seg}$$

V.5. Presupuesto.

Para el cálculo presupuestal de la totalidad del proyecto se ha recurrido al precio índice proporcionado por la Subdirección de Estudios de la S.A.R.H.

Este precio índice es el costo de la colocación -- por metro cúbico de cortina e incluye todas las obras de todas las estructuras de la presa.

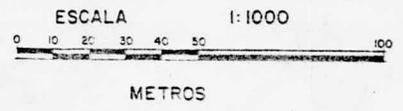
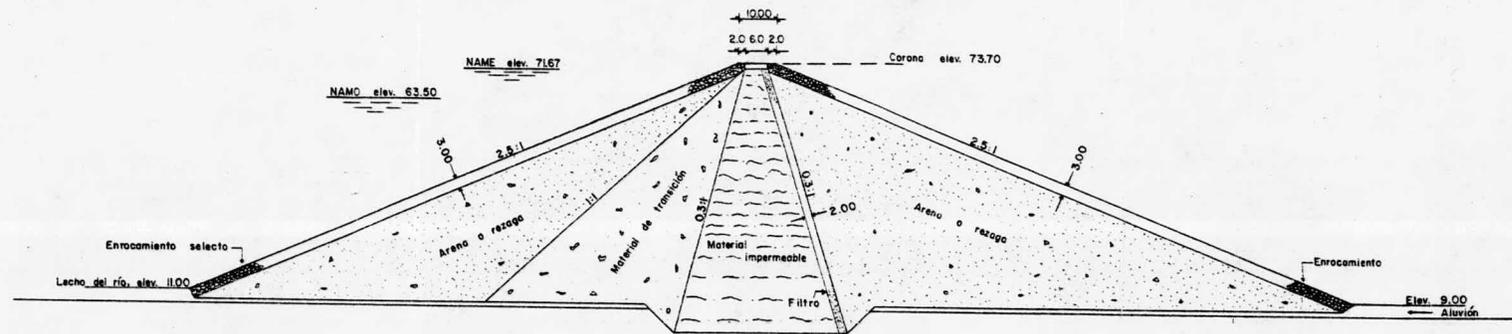
Se consideraron 12 cortes seccionales de la cortina, y como resultado de esta cubicación el volumen fué de -- 3 936 383.30 m³.

Se considerará un 5% más debido a que la escala -- utilizada en los planos topográficos fué de 1:10 000. Por lo tanto todo esto proporciona un volumen total de cortina de -- 4 133 202.50 m³. Este volumen multiplicado por \$1,350.00 por m³ que es el precio índice, nos da un costo de - - - - - \$5 579'820,000.00 M.N.

Cabe mencionar que el precio índice mencionado anteriormente, es un precio índice estimativo, ya que está -- fluctuando constantemente debido a las cambiantes situaciones económicas del país.

SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

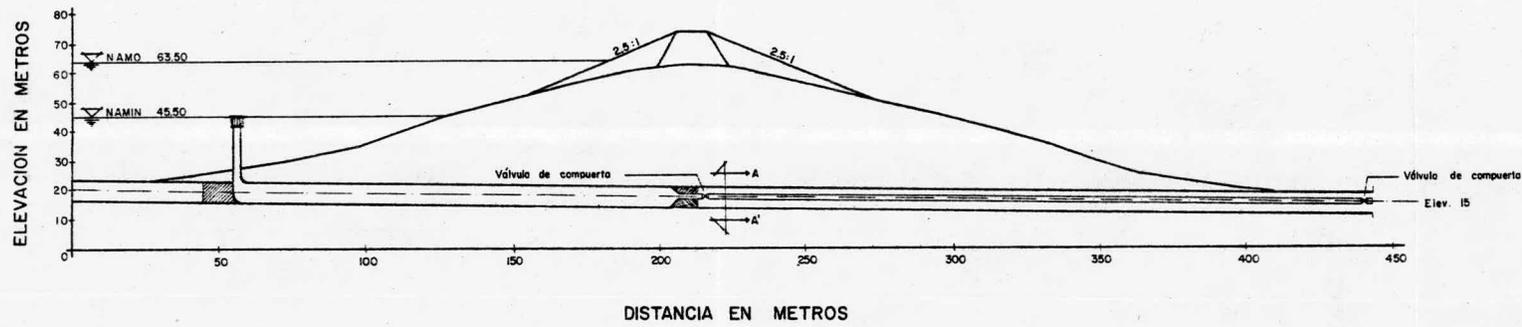
ESTACION 0+300



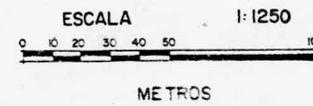
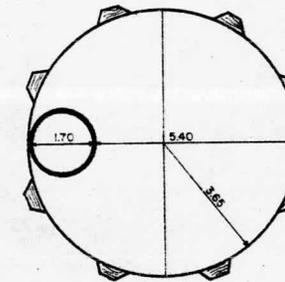
UNAMENEP "ARAGON"	
TESIS PROFESIONAL	
PROYECTO PRESA SAN LUIS GRO.	
DIMENSIONES DE LA CORTINA	LAMINA No. 1
JULIO 1983	Nombre BUENO CAMPOS PAUL

TUNEL DE DESVIO Y OBRA DE TOMA

ESTACION 0+136



CORTE A-A'



UNAM ENEP "ARAGON"		
TESIS PROFESIONAL		
PROYECTO PRESA SAN LUIS, GRO		
TUNEL DE DESVIO Y OBRA DE TOMA	LAMINA	No.2
JULIO 1983	Nombre: BUENO CAMPOS RAUL	

CAPITULO VI

Conclusiones.

El presente estudio hidrológico contempla el aprovechamiento de los escurrimientos del río San Luis mediante la presa de almacenamiento del mismo nombre, persiguiendo como objetivos básicos el riego de terrenos ubicados en la planicie costera y el control de avenidas para brindar protección a la zona de desarrollo.

Hasta el sitio del proyecto San Luis se tiene una cuenca drenada de 898 Km², presentando sus escurrimientos -- las siguientes variaciones:

Aportación media anual	710 millones de m ³
Aportación máxima anual	1 132 millones de m ³
Aportación mínima anual	360 millones de m ³

Existen 10 900 has. disponibles para ser aprovechadas, las que se localizan desde la margen derecha del río -- San Luis hasta la margen izquierda del río Nuxco. Para dicha superficie la Subdirección de Estudios implementó una cédula de cultivos, que incluye 4 600 has. de palma de coco actualmente en explotación.

A partir del programa propuesto se calcularon las demandas de riego, habiéndose obtenido coeficiente neto y -- bruto de 0.62 y 1.15 m respectivamente. Aunque se considera-

ron canales revestidos, se estimó una eficiencia global de - 60%, valor reducido pero justificable dada la poca experiencia de los agricultores de la zona en el manejo y aprovechamiento del agua.

Con base a la simulación de funcionamiento del vaso se definió que para regar las 10 900 has. existentes, se requiere que la presa San Luis disponga de una capacidad de conservación de 125 millones de m^3 .

Las crecientes máximas registradas en la estación San Luis ocurrieron en noviembre de 1961 y octubre de 1976, ambas con un pico de 2 820 m^3 /seg.

La avenida máxima probable hasta el proyecto San Luis se estimó con un gasto máximo de 8000 m^3 /seg, siendo su hidrograma un promedio de los correspondientes a las crecientes máximas registradas.

Observando el hidrograma de la avenida de diseño - (Capítulo IV), nos damos cuenta de que tenemos una cuenca -- con pendiente pronunciada; ya que al presentarse nuestra avenida bastan 13 horas para que obtengamos el pico de ella - - (8000 m^3 /seg) y 37 horas después el río vuelve a tomar su -- cauce normal.

La avenida de diseño con un período de retorno de 15 años para el dimensionamiento de la obra de desvío fué de 3000 m^3 /seg. Así, si se desfoga por el túnel de desvío 600 m^3 /seg se llegan almacenar 35 millones de m^3 , dándonos como

resultado una atagüfa a la elevación 45.50 m y el diámetro del tunel de desvío se establece en 7.30 m.

Al dimensionar la cortina el NAMO se establece a la elevación 63.50 m, pero al presentarse la avenida de diseño de $8000 \text{ m}^3/\text{seg}$ nuestro nivel sube a la elevación 71.67 m. En dicha elevación se establece el NAME que sumándole 2.02m de bordo libre obtenemos una elevación de 73.70 m, la cual es la elevación que se encuentra la corona de la presa.

La longitud de vertedor es de 100 m al transitar la avenida de 10 000 años; las dimensiones del canal de descarga son:

$$\begin{aligned} b &= 40 \text{ m} \\ t &= -0.5:1 \\ Q &= 5461 \text{ m}^3/\text{seg} \\ n &= 0.018 \\ h &= 6.10 \text{ m} \\ s &= 0.019 \end{aligned}$$

siendo este canal revestido de concreto y de sección trapezoidal.

La velocidad de salida es de 20.5 m/seg.

La capacidad de la obra de toma se establece con base a la ley de demandas; se considera una eficiencia del 60% para pérdidas en la conducción hasta el lugar del aprovechamiento, el mes de máxima demanda es el mes de marzo con 16.34%. Todo esto da como resultado una capacidad de obra de toma de $12.5 \text{ m}^3/\text{seg}$.

El nivel de la obra de toma estará localizado en -
la cota 46.50 m.

Se utilizará gran parte del túnel de desvío para -
alojar en él la tubería de la obra de toma, alcanzando una -
longitud de 338 m. La velocidad en la tubería se restringe a
6.0 m/seg con el objeto de evitar vibraciones inconvenientes
y efectos de cavitación.

Con estos datos se determinó el diámetro de la tu-
bería en 1.70 m.

El costo de la obra es de 5,579 millones de pesos
mexicanos (aproximadamente), el cual es sumamente alto compa-
rado con el costo de 1980. Pero para determinar la factibili-
dad de este proyecto, desde un punto de vista económico, ha-
bría que obtener un índice beneficio - costo para un período
de tiempo razonable.

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

- Datos hidrométricos y climatológicos recopilados por la S.A.R.H.
- Instructivo para la determinación de las demandas de riego en un campo de cultivo S.A.R.H.
- Hidrología para ingenieros, Ings. Linsley, Kohler, Paulus.
- Escurrimiento en cuencas grandes, Rolando Springall UNAM.
- Obras Hidráulicas, Ing. Francisco Torres H. Méx. 1980.
- Hidráulica General Volumen I, Gilberto Sotelo Avila. Méx. 1982.
- Hidrología, Publicación D-7, Rolando Springall UNAM.