



*T-83*

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**ESTUDIO TECNICO-ECONOMICO PARA EL APROVECHA-  
MIENTO INTEGRAL DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS  
EN EL VALLE DEL GUADIANA, ESTADO DE  
DURANGO**

**TESIS PROFESIONAL  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
VICTOR LOPEZ GUTIERREZ**



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
EXAMENES PROFESIONALES  
60-1-67

Al Pasante señor VICTOR LOPEZ GUTIERREZ,  
P r e s e n t e .

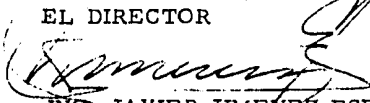
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a -  
continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profe-  
sor Ing. Roberto Carvajal Rodríguez, para que lo desarrolle como te-  
sis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ESTUDIO TECNICO-ECONOMICO PARA EL APROVECHAMIENTO  
INTEGRAL DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS EN EL VALLE  
DEL GUADIANA, ESTADO DE DURANGO"

1. Antecedentes
2. Objetivos, finalidad y alcances del estudio
3. Recursos naturales
4. Usos del agua y del suelo
5. Infraestructura
6. Alternativa de ingeniería para el aprovechamiento óptimo del  
agua en la agricultura
7. Alternativa de ingeniería para el control de inundaciones
8. Presas seleccionadas
9. Obras varias para el funcionamiento del sistema
10. Evaluación económica
11. Conclusiones

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo  
especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social  
durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable  
para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Di-  
rección General de Servicios Escolares en el sentido de que se impri-  
ma en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo -  
realizado.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 28 de marzo de 1978  
EL DIRECTOR

  
ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JJE/GSA/ser

## I N D I C E

|            |   |    |
|------------|---|----|
| CAPITULO 1 | ANTECEDENTES  | 1  |
| CAPITULO 2 | OBJETIVOS, FINALIDAD Y ALCANCES<br>DEL ESTUDIO  | 4  |
| CAPITULO 3 | RECURSOS NATURALES  | 6  |
|            | <u>GENERALIDADES</u>  | 7  |
|            | <u>DESCRIPCION GENERAL DEL VALLE DEL<br/>GUADIANA Y DE LA CUENCA DE LOS -<br/>RIOS EL TUNAL, LA SAUCEDA Y SAN-<br/>TIAGO BAYACORA</u> | 7  |
|            | <u>Ubicación</u>  | 7  |
|            | <u>Orografía y Topografía</u>   | 8  |
|            | <u>Hidrografía</u>  | 8  |
|            | <u>Hidrometeorología</u>  | 9  |
|            | <u>Geología</u>   | 10 |
|            | <u>Geohidrología</u>  | 10 |
|            | <u>Agrología</u>  | 11 |
|            | <u>Ecología</u>   | 12 |
| CAPITULO 4 | USOS DEL AGUA Y DEL SUELO   | 15 |
|            | <u>AGRICULTURA</u>  | 16 |
|            | <u>GANADERIA</u>  | 16 |
|            | <u>FRUTICULTURA</u>   | 17 |
|            | <u>SILVICULTURA</u>   | 17 |

|            |   |    |
|------------|---|----|
| CAPITULO 5 | INFRAESTRUCTURA   | 23 |
|            | <u>OBRAS HIDRAULICAS</u>  | 24 |
|            | <u>VIAS DE COMUNICACION Y SISTEMAS DE TRANSPORTE</u>                                | 25 |
| CAPITULO 6 | ALTERNATIVA DE INGENIERIA PARA EL APROVECHAMIENTO OPTIMO DEL AGUA EN LA AGRICULTURA | 27 |
|            | <u>GENERALIDADES</u>  | 28 |
|            | <u>JUSTIFICACION TECNICA DE LA NECESIDAD DE RIEGO</u>                               | 28 |
|            | <u>APORTACIONES A LOS VASOS DE ALMACENAMIENTO</u>                                   | 29 |
|            | <u>Río La Saucedá</u>   | 29 |
|            | <u>Río El Tunal</u>   | 30 |
|            | <u>Río Santiago Bayacora</u>  | 30 |
|            | <u>AZOLVES</u>  | 30 |
|            | <u>Presa Laguna Padre Péiro</u>   | 31 |
|            | <u>Presa Santiago Bayacora</u>  | 32 |
|            | <u>EVAPORACION NETA</u>   | 32 |
|            | <u>CURVAS DE ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES</u>                                      | 33 |
|            | <u>Presa Peña del Aguila</u>  | 33 |
|            | <u>Presa Laguna Padre Péiro</u>   | 34 |
|            | <u>Presa Guadalupe Victoria</u>   | 34 |
|            | <u>Presa Santiago Bayacora</u>  | 34 |
|            | <u>DEMANDAS DE AGUA PARA RIEGO</u>  | 34 |
|            | <u>Por Comparación</u>  | 35 |
|            | <u>Método Analítico</u>   | 35 |
|            | <u>Por Observación Directa</u>  | 36 |

|            |   |    |
|------------|---|----|
|            | <u>FUNCIONAMIENTO DE VASOS</u>  | 36 |
|            | <u>Sistema Peña del Aguila - Laguna Padre Péiro</u>                             | 37 |
|            | <u>Sistema Guadalupe Victoria - Santiago Bayacora</u>                           | 38 |
| CAPITULO 7 | ALTERNATIVA DE INGENIERIA PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES                       | 61 |
|            | <u>Procedimientos seguidos para la Estimación de la Avenida Máxima Probable</u> | 64 |
|            | <u>Fórmulas de Frecuencia de Avenidas</u>                                       | 64 |
|            | <u>Avenida Máxima Probable</u>  | 65 |
|            | <u>Métodos Empíricos</u>  | 65 |
|            | <u>Métodos Estadísticos</u>   | 65 |
|            | <u>Método de Gumbel</u>   | 65 |
|            | <u>Método de Nash</u>   | 66 |
|            | <u>Método de Levediev</u>   | 68 |
|            | <u>Funcionamiento de Vaso para el Control de Avenidas</u>                       | 69 |
|            | <u>RIO LA SAUCEDA</u>   | 70 |
|            | <u>RIO SANTIAGO BAYACORA</u>  | 71 |
| CAPITULO 8 | PRESAS SELECCIONADAS  | 73 |
|            | <u>GENERALIDADES</u>  | 74 |
|            | <u>REQUISITOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE LAS PRESAS</u>                       | 74 |
|            | <u>PRESAS SELECCIONADAS</u>   | 76 |

|             |   |    |
|-------------|---|----|
|             | <u>Presa Laguna Padre Pécero</u>                | 76 |
|             | <u>Presa Santiago Bayacora</u>                  | 77 |
| CAPITULO 9  | OBRAS VARIAS PARA EL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA | 80 |
|             | <u>UNIDAD PEÑA DEL AGUILA</u>                   | 81 |
|             | <u>Generalidades</u>                            | 81 |
|             | <u>Obra de Toma</u>                             | 81 |
|             | <u>Obra de Control y Excedencias</u>            | 81 |
|             | <u>Tajo de Acceso</u>                           | 81 |
|             | <u>Obras de Riego y Drenaje</u>                 | 81 |
|             | <u>UNIDAD GUADALUPE VICTORIA</u>                | 82 |
|             | <u>Obra de Toma</u>                             | 82 |
|             | <u>Obra de Control y Excedencias</u>            | 82 |
|             | <u>Obras de Riego y Drenaje</u>                 | 82 |
| CAPITULO 10 | EVALUACION ECONOMICA                            | 84 |
|             | <u>Presupuesto de las Obras de Ingeniería</u>   | 85 |
| CAPITULO 11 | CONCLUSIONES                                    | 92 |

**CAPITULO 1**

**ANTECEDENTES**



El Valle del Guadiana es una región del Estado de Durango con posibilidades hidráulicas, se encuentra ubicado en la parte alta del Río Mezquital o San Pedro, al cual confluyen las corrientes principales La Sauceda, El Tunal y Santiago Bayacora; así como un grupo de arroyos de menor importancia.

Para el aprovechamiento de estos recursos hidráulicos, existen a la fecha dos presas que satisfacen las demandas de agua de las unidades de riego Peña del Aguila y Guadalupe Victoria; - además de pequeños vasos de almacenamiento dispersos en el valle. Dichas presas forman el Distrito de Riego No. 52, el cual, la mayor parte de su superficie queda comprendida dentro del Valle del Guadiana, por lo que ocupa un lugar relevante dentro del mismo. El Distrito de Riego No. 52 fue creado en el año de 1954 al iniciarse la operación de la presa Peña del Aguila, para la regulación y aprovechamiento en riego de los escurrimientos del Río La Sauceda; beneficiando 2,400 ha físicas de la unidad de riego Peña del Aguila.

En el año de 1962 se incorporó al Distrito, la zona de riego de la presa Guadalupe Victoria, la cual fue construida para el control y aprovechamiento en riego de los escurrimientos del Río El Tunal, beneficiando 9,000 ha físicas de la unidad de riego Guadalupe Victoria y en donde antiguamente se aprovechaban sus escurrimientos mediante obras de construcción antigua, de las cuales la primera y más importante era la toma de la presa La Ferrería que derivaba el agua hacia la margen derecha para dominar unas 400 ha. Otras tomas inferiores en San Agustín, Navacoyan y Francisco Villa Viejo permitían regar por gravedad hasta 4,000 ha en forma muy deficiente; - pues estaban sujetas a los escurrimientos de los ríos.

El principal problema a que se enfrenta el Valle del Guadiana, es la erraticidad del escurrimiento de sus ríos. En efecto en el período 1944-1973, el escurrimiento mínimo de las mencionadas tres corrientes principales, fue de 51.7 millones de m<sup>3</sup> en el año de 1957 y máximo de 827.6 millones de m<sup>3</sup> en el año de 1973; siendo el promedio de 273.6 millones de m<sup>3</sup>. Lo anterior se agrava ante la dificultad de encontrar sitios adecuados para construir almacenamientos de mayor capacidad que permitan una utilización más uniforme del agua y un control más adecuado de las avenidas de los ríos.

Como consecuencia de lo expresado hay años en que la superficie bajo riego es prácticamente nula, aprovechándose en promedio en la actualidad, sólo el 22.6% de los volúmenes escu-

rridos y provocando, cuando se han llegado a presentar avenidas simultáneas en todas las corrientes, como en los años de 1968 y 1973, inundaciones de hasta 20,200 ha en el valle, de las cuales el 37% corresponde a tierras agrícolas y que adicionalmente provocan una elevación del nivel freático en todo el Valle del Guadiana.

## **CAPITULO 2**

# **OBJETIVOS, FINALIDAD Y ALCANCES DEL ESTUDIO**

Como TEMA DE TESIS, la finalidad principal del estudio es la de plantear una solución desde el punto de vista técnico y económico, que permita integrar al Valle del Guadiana, mediante la explotación más intensiva y racional de los recursos hídricos propios de la zona, así como contribuir a resolver los problemas de inundaciones que actualmente sufren. Los objetivos que se pretenden alcanzar dentro de la finalidad principal enunciada, pueden resumirse en forma ordenada como sigue:

- Mayor aprovechamiento de las aguas de los ríos La Saucedá, El Tunal y Santiago Bayacora, para incrementar el área bajo riego.
- Rehabilitación de las unidades de riego existentes y ampliación de los mismos, en la medida que lo permitan las nuevas disponibilidades de agua.
- Control de las avenidas máximas observadas y probables de los tres ríos principales para evitar las inundaciones que tan frecuentemente padece el Valle del Guadiana.

Para alcanzar los objetivos indicados se proponen en este estudio las siguientes obras de ingeniería: (Ver figura 3-2).

- Una presa para almacenamiento y control de las aguas del Río La Saucedá, en el sitio denominado Laguna Padre Peiro.
- Una presa para almacenamiento y control de las aguas del Río Santiago Bayacora, en el sitio denominado Santiago Bayacora.
- Rehabilitación y ampliación de los canales para riego y drenaje existentes con sus estructuras de control correspondientes para las unidades de riego Peña del Aguila y Guadalupe Victoria.

## **CAPITULO 3**

# **RECURSOS NATURALES**

## GENERALIDADES

Los estudios necesarios para el mayor aprovechamiento de las aguas de los ríos La Saucedá, El Tunal y Santiago Bayacora serán aquellos que nos permitan obtener datos, con los cuales posteriormente se pueda llevar a cabo el aprovechamiento de dichas corrientes.

Dentro de estos estudios, se puede decir que aún cuando algunos de ellos son de menor importancia que otros, todos son necesarios, si se desea aprovechar en su totalidad las aguas aportadas por las corrientes.

De lo anterior se comprende que, entre mayor sea el número de estudios que se realicen con la finalidad de aprovechar las corrientes, mayor será el número de datos disponibles y en consecuencia, el aprovechamiento de las corrientes podrá efectuarse en su totalidad y, de una manera adecuada.

A continuación, dentro de la descripción general del Valle del Guadiana, se mencionarán los datos obtenidos de los estudios realizados sobre las cuencas de los ríos La Saucedá, El Tunal y Santiago Bayacora; así como del Valle del Guadiana, con el fin de aprovechar las aguas de las corrientes.

Debido a que todos los estudios con los fines mencionados están íntimamente ligados para definir el número y tipo de obras que se requieren para que el sistema sea seguro, eficientes y económico, se adoptará como proyecto definitivo aquél que reúna las condiciones mencionadas.

## DESCRIPCION GENERAL DEL VALLE DEL GUADIANA Y DE LA CUENCA DE LOS RÍOS EL TUNAL, LA SAUCEDA Y SANTIAGO BAYACORA

### Ubicación

El Valle del Guadiana se encuentra ubicado en la parte centro - sur del Estado de Durango. Cubre una superficie de 802.1 km<sup>2</sup> que representa el 0.6% del área correspondiente a todo el Estado de Durango y el 8% relativa al Municipio de Durango. Se encuentra limitado por los paralelos 23°52' y 24°16' de latitud norte y los meridianos 104°21' y 104°45' de longitud oeste de Greenwich. En un radio aproximado de 300 km se encuentran las importantes ciudades de Mazatlán, Sin., Torreón, Coah. y Zacatecas, Zac. Ver figura 3-1.

La Ciudad de Durango, cabecera del municipio y capital del estado, es la principal localidad ubicada, dentro del valle en el que se localizan también poblaciones rurales como: La bor de Guadalupe, Aquiles Serdán, Montemorelos, La Ferrería, El Pueblito, Santiago Bayacora, El Arenal, Pilar de Zaragoza, Málaga, Refugio Salcido, Antonio Gaxiola, Felipe Angeles, Abraham González, Francisco Villa y la colonia Miguel Hidalgo. Igualmente y por lo que se refiere al desarrollo agrícola, queda alojado dentro del valle, del Distrito de Riego No. 52, con superficie regable de 11,400 ha. Ver figura 3-2.

### Orografía y Topografía

El valle está comprendido en la altiplanicie septentrional, en las estribaciones de la Sierra Madre Occidental, estando limitado al norte por una serie de lomeríos que lo separan del Valle de Canatlán y de los Llanos de Victoria, al sur por la Sierra Madre Occidental, al este por la Sierra del Registro y al oeste por la Sierra de Cacaria, cuyas elevaciones varían entre 2,000 y 3,200 msnm. La elevación media del valle es de 1,870 msnm con pendiente promedio de 1.0 al millar.

Por lo que se refiere al Distrito de Riego No. 52 y en particular a la Unidad Peña del Aguila, la topografía en general es plana con ondulaciones suaves y da lugar en algunos casos a pequeñas elevaciones y depresiones de escaso desnivel. La pendiente en términos generales es de 0.1%. En la Unidad Guadalupe Victoria la topografía también es plana, con pendiente general de 0.14%, con ondulaciones suaves que dan lugar a pequeñas elevaciones y depresiones de escaso desnivel, los cuales se presentan con mayor frecuencia en los terrenos más bajos de la mencionada unidad. El drenaje superficial en las dos unidades es deficiente por la escasa pendiente del terreno y porque el micro relieve es accidentado.

### Hidrografía

El Valle del Guadiana, está ubicado en la parte alta de la cuenca del Río Mezquital o San Pedro y dentro de él confluyen los ríos El Tunal, La Sauceda y Santiago Bayacora; además los arroyos Seco, El Tejón y La Vaca, los que en conjunto forman el Río Durango.

El Río El Tunal es el primero en importancia de los tres ríos mencionados en cuanto a volúmenes escurridos, siguiendo en orden decreciente los ríos La Saucedá y Santiago Bayacora.

El Río El Tunal se origina en la vertiente norte de la Sierra de Durango, a la elevación 2,800 msnm, escurre con una dirección hacia el norte en 62 km hasta llegar a la presa Guadalupe Victoria en donde sus aguas son controladas y almacenadas para su aprovechamiento en riego. Hasta la presa, el área de la cuenca es de 1,810 km<sup>2</sup>. A partir de la presa el río continúa con una dirección noreste y 27 km aguas abajo descarga en el Río La Saucedá.

El Río La Saucedá nace en la Sierra de la Magdalena, con una elevación máxima en este punto de 3,227 msnm; sigue una dirección sureste hasta llegar a la presa Peña del Aguila en donde sus aguas son reguladas y almacenadas para aprovechamiento en riego. Hasta la presa el área de la cuenca es de 2,616 km<sup>2</sup>. A partir de la presa, el río sigue una dirección sureste hasta recibir las aguas del Río El Tunal, 8 km más adelante las del Río Santiago Bayacora.

El Río Santiago Bayacora, tercero en importancia hidrológica, se origina en la parte alta de la Sierra de Durango, a la elevación de 3,000 msnm; sigue una dirección sur y después de recorrer 40 km, descarga en el Río La Saucedá. Un poco aguas abajo de esta unión, confluyen el Río La Saucedá y el Arroyo La Vaca, a partir del cual recibe el nombre de Río Durango, que es con el que sale del valle, a través de un encañonamiento labrado en basalto para que finalmente tome los nombres de Mezquital y San Pedro para desembocar finalmente en Océano Pacífico, en el Estado de Nayarit.

### Hidrometeorología

El clima predominante es seco, con poca humedad, templado - frío y con una baja concentración de calor en el verano.

La precipitación media anual es de 513 mm y resulta insuficiente para cubrir los requerimientos de los cultivos, ya que el 70% de ésta se concentra en los meses de verano, el 10% en el otoño y el 20% restante en invierno y primavera. Se presentan granizadas aisladas y de poca intensidad que no representan un riesgo considerable. En cuanto a las nevadas, éstas no se han registrado en forma periódica, existen



do un solo reporte de este fenómeno; éstas generalmente se presentan en los meses de octubre a marzo.

La evaporación media anual es de 2,612 mm, siendo aproximadamente cinco veces mayor que la precipitación, provocando un alto índice de volumen evaporado en todos los almacenamientos que se encuentran dentro del Valle del Guadiana.

### Geología

Los resultados obtenidos en estos estudios determinan, si deben ejecutarse las obras requeridas en los sitios recomendados tanto hidrológica como topográficamente hablando o desechar dichos sitios, alojando las estructuras en lugares en donde se tengan condiciones geológicas satisfactorias. En algunos casos los sitios más convenientes desde los puntos de vista hidrológico y topográfico no se cambian aún cuando los estudios geológicos indiquen que las condiciones del subsuelo no son del todo satisfactorias; lo que se hace es mejorar las condiciones del subsuelo mediante diversos procedimientos. En otros casos los estudios geológicos rechazan el posible alojamiento de estructuras en determinados sitios, recomendados desde otros puntos de vista.

La geología superficial de la región, muestra que el Valle del Guadiana está cubierto en su totalidad por rocas ígneas del terciario y cuaternario y por depósitos aluviales y residuales de este último.

Las tierras bajas incluyen llanuras donde afloran depósitos aluviales y grandes extensiones de basalto. Las partes topográficamente altas incluyen lomeríos, sierras y mesetas en las que afloran rocas volcánicas terciarias.

Los últimos acontecimientos geológicos están representados por gravas y arenas de color rojizo que constituyen el acuífero del valle cuyo espesor es superior a los 100 m, y un aluvión reciente formado principalmente por limos de color gris claro con intercalaciones de arenas y gravas que en el valle llega a un espesor de 50 m.

### Geohidrología

De acuerdo a su posición estratigráfica existen en el valle cuatro unidades geohidrológicas; éstas se describen como aluvión, rocas basálticas, aluvión antiguo y rocas riolíticas.

La primera está constituida por una mezcla heterogénea de arenas bien graduadas, limos arenosos, gravas y arcillas, que permitan la infiltración y que contienen agua en la zona de influencia de las corrientes.

Las rocas basálticas están formadas por derrames lávicos que forman mesetas en la porción oriental del valle y cubren a los aluviones antiguos y a las rocas riolíticas. Estos materiales por su fracturación permiten la recarga del acuífero que se encuentra en los aluviones antiguos.

El aluvión antiguo constituye el acuífero principal del valle, y está representado por gravas derivadas de rocas riolíticas, limos arenosos y arcillas.

Las rocas riolíticas están constituidas por tobas, lavas e ignimbretas que forman el basamento y las paredes impermeables que limitan el valle.

### Agrología

Los estudios agrológicos se llevan a cabo con el fin de conocer la cantidad y calidad de los terrenos disponibles a la agricultura, así como el tipo y clase de cultivos convenientes, tomando en cuenta los factores climatológicos, tipo de vegetación y demás características. De acuerdo con esto existen en el Valle del Guadiana cinco clases de suelos, los cuales se describen a continuación:

Primera Clase.- Son suelos que no tienen restricciones para su uso bajo riego, localizándose en zonas dispersas en todo el valle.

Segunda Clase.- Se localizan también en forma muy dispersa y en general se encuentran intercalados con los de primera clase. Los factores que determinan esta clase son la profundidad del suelo y la sodicidad.

Tercera Clase.- Son suelos que se encuentran en forma menos dispersa y su factor predominante es la sodicidad.

Cuarta Clase.- Sólo existen dos porciones de esta clase y el factor que los define es la inundación perjudicial a los cultivos.

Quinta Clase.- Se localizan en las orillas de las zonas de riego y los factores que los definen son la inundación y el no ser aptos para uso agrícola bajo riego.

## Ecología

La cubierta vegetal en la cuenca alta del Río La Sauceda, se presenta como un bosque de pino, en el que se encuentran intercalados encinos, juníperos, madroños y algunas otras especies, además de un estrato inferior en el que dominan los zacates.

En la parte media se alterna un pastizal mediano con matorrales, correspondiente el uso de éstos a la agricultura de temporal y en menor escala a la de riego, así como de áreas dedicadas a la ganadería mediante pastoreo.

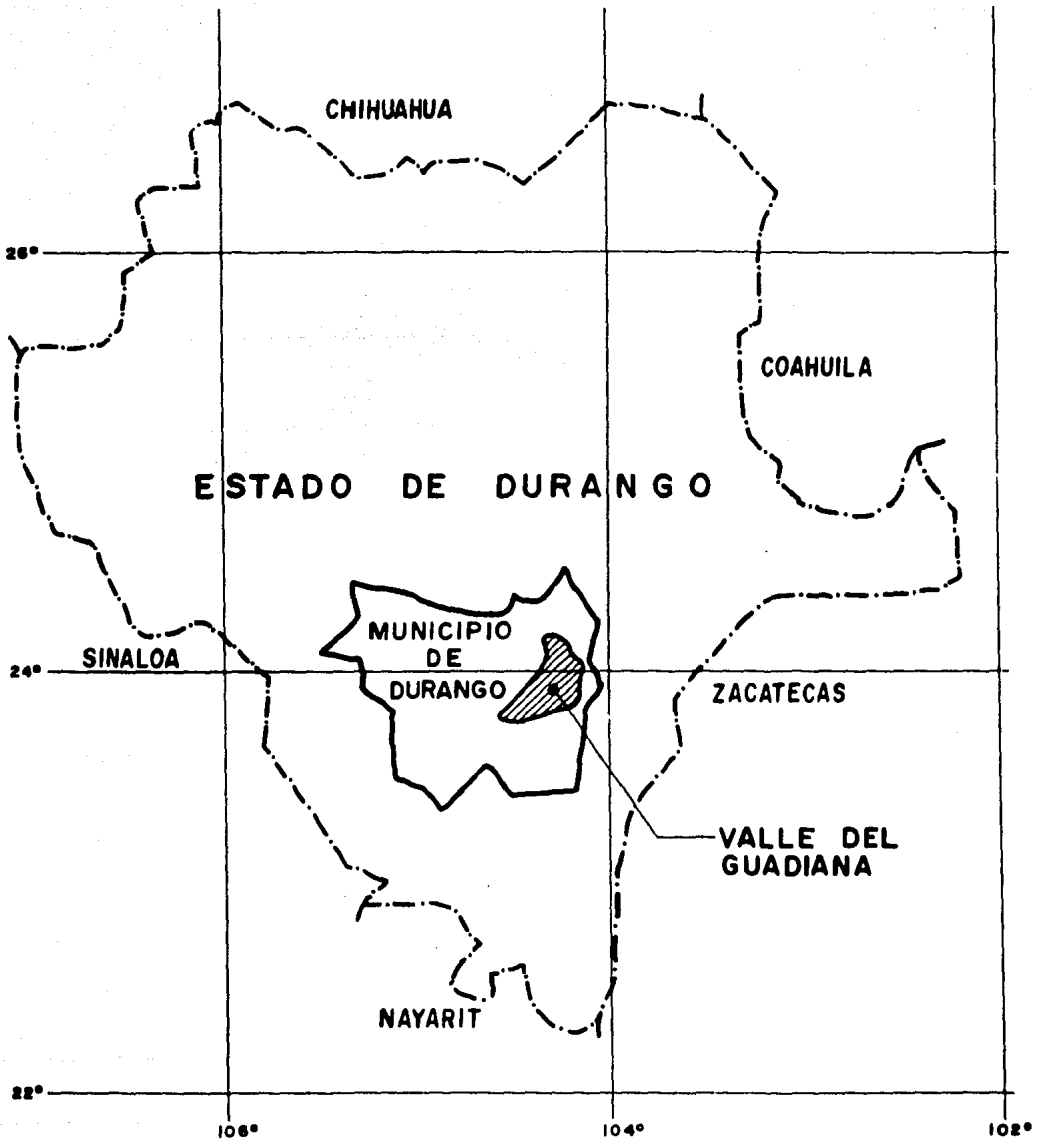
La cuenca alta del Río El Tunal presenta el mismo tipo de bosque descrito en la del Río La Sauceda.

En la parte media y conforme disminuye la altura sobre el nivel del mar se presentan diferentes variedades de pastizales.

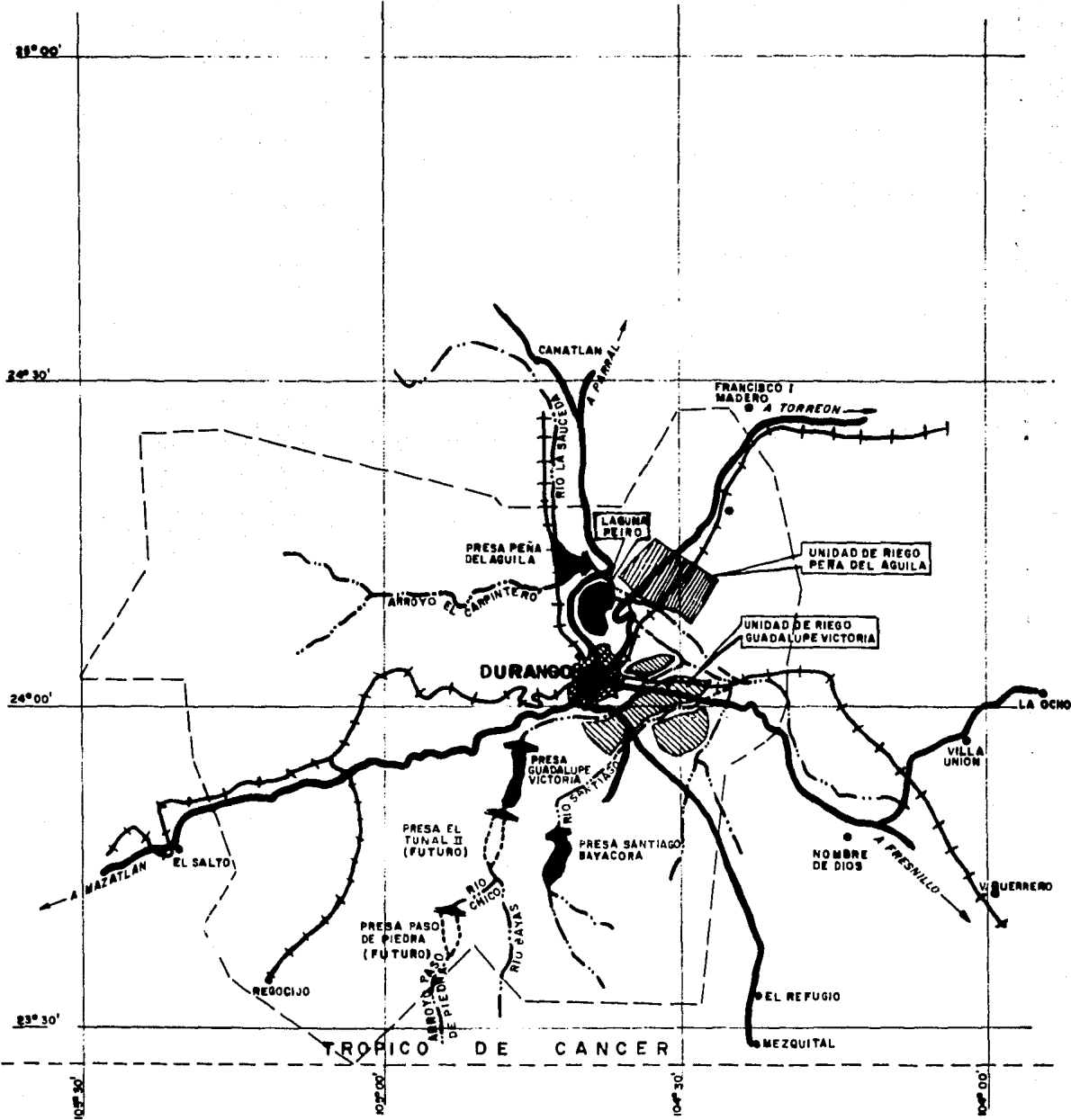
La cuenca del Río Santiago Bayacora presenta en sus zonas, alta y media, características similares a las del Río El Tunal, en su cubierta vegetal y uso.

Las explotaciones forestales y ganaderas en las tres cuencas mencionadas, han disminuido la fauna silvestre, aprovechándose actualmente sólo para caza deportiva de guajolote, conejo, venado y felinos en forma aislada.

**FIGURA 3-1**



**FIGURA 3-2**



**LOCALIZACION DE LAS AREAS DE ESTUDIO**

DISTRITO DE RIEGO NUMERO 52

## **CAPITULO 4**

# **USOS DEL AGUA Y DEL SUELO**

## AGRICULTURA

Por el valor de su producción y por la ocupación que genera, la agricultura es la actividad más importante en el Valle del Guadiana, la cual en su mayor parte se efectúa en dos ciclos anualmente. El llamado invierno o humedad, en el que se aprovechan las condiciones prevalecientes después del temporal de lluvias que regularmente termina en el mes de septiembre y el conocido como primavera-verano o de temporal.

El cultivo más importante desde la iniciación del Distrito de Riego No. 52, ha sido el maíz y en menor escala otros cultivos como el sorgo de grano, la alfalfa y el frijol.

El maíz, el frijol y la alfalfa han representado en los últimos años casi el 80% de la superficie cultivada, por lo cual la situación económica de la mayoría de los agricultores, depende de los rendimientos obtenidos por estos cultivos y de las condiciones de su mercado. La tendencia de los rendimientos por ha no ha sido muy definida pero en los últimos años se ha notado una elevación de los mismos. Ver cuadros 4-1 y 4-2.

Según la información de Estadística y agrícola resumida en los cuadros 4-3 y 4-4 en promedio se han sembrado 2,831 ha en la Unidad Peña del Aguila, de las cuales se han cosechado 2,416 ha anualmente; en la Unidad Guadalupe Victoria anualmente se han sembrado 6,935 ha, de las cuales se han cosechado 6,245 ha promedio. El valor de la producción agrícola en la Unidad Peña del Aguila se ha visto incrementado de \$4'040,000.00 en el ciclo agrícola 1964-1965 a \$ 11'385,000.00 en el ciclo agrícola 1975 - 1976. En la Unidad Guadalupe Victoria el incremento ha sido de \$ 8'866,000.00 en el ciclo agrícola 1964-1965 a \$36'497,000.00 en el ciclo 1975 - 1976.

De acuerdo a diferentes regímenes de tenencia, la superficie de riego es cubierta en un 56.2 % por ejidatarios y el 43.8 % corresponde a pequeños propietarios. En la de temporal el sector ejidal participa en un 59 % y pequeños propietarios en un 41 % del área.

## GANADERIA

La producción pecuaria en el valle, está integrada por bovinos, equinos, porcinos y aves.

La explotación de bovinos se hace en tres grupos: el primero lo constituye el ganado lechero, en el que predomina la

raza Holstein, el segundo está integrado por ganado engordado en praderas cultivadas, destinado a la producción de carne, sobresalen el Hereford, Angus y Criollo; para el tercer grupo existe una explotación mixta para producción de carne y leche.

El ganado equino lo constituye en su mayoría caballos y mulas de trabajo; su función principal es la de proporcionar fuerza de trabajo en las actividades agrícolas y en muy baja escala se les tiene como animales de carga y como medio de transporte. Su alimentación se basa en esquilinos de los cultivos y en lo que pueden comer al tener acceso libre a las áreas de agostadero.

La explotación de ganado porcino está encaminada a la obtención de cerdos gordos, que en parte se destinan al autoconsumo y en parte a la venta de carniceros locales e introductores municipales. La carencia de prevención de enfermedades y su tipo de explotación rústica familiar, hace que éstas sean agudas cuando inciden.

Las aves se tienen destinadas a la producción de carne y huevo para autoconsumo y venta local al menudeo. Son animales criollos explotados a nivel familiar que no cubren las necesidades sanitarias y de alimentación de la especie; esto y la nula vacunación hacen altamente incidentes las enfermedades.

### FRUTICULTURA

No existe en el valle una explotación frutícola intensiva, ya que las variedades nogal, manzano, ciruelo, durazno y otros que se producen, se desarrollan en huertas familiares.

### SILVICULTURA

Esta es una de las más importantes para la economía del estado, no se desarrolla en el valle, aunque sí en las partes altas de las cuencas de los ríos que lo curzan, ya fuera de los límites del municipio de Durango.



CUADRO 4-1

ESTRUCTURA DE CULTIVOS EN LA UNIDAD DE RIEGO PEÑA DEL AGUILA  
SUPERFICIE SEMBRADA POR CICLO AGRICOLA

| CULTIVO        | 1971-1972    |              | 1973-1974    |              | 1974-1975    |              | 1975-1976    |              |
|----------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
|                | ha           | %            | ha           | %            | ha           | %            | ha           | %            |
| Avena          |              |              | 285          | 9.3          | 381          | 11.3         | 26           | 0.8          |
| Trigo          | 450          | 14.7         | 22           | 0.7          | 93           | 2.7          | 99           | 3.1          |
| Chile seco     | 42           | 1.4          | 32           | 1.0          |              |              | 10           | 0.3          |
| Frijol         | 20           | 0.7          | 99           | 3.2          | 345          | 10.3         | 97           | 3.1          |
| Maíz           | 2,316        | 76.4         | 1,856        | 60.3         | 1,683        | 49.7         | 2,025        | 64.1         |
| Papa           |              |              | 6            | 0.2          | 9            | 0.3          | 1            | 0.0          |
| Sorgo          |              |              | 462          | 15.0         | 392          | 11.6         | 50           | 1.6          |
| Sorgo forraje  |              |              | 59           | 1.9          | 54           | 1.6          | 7            | 0.2          |
| Perennes       | 145          | 4.8          | 236          | 7.7          | 222          | 6.6          | 185          | 5.9          |
| Varios         | 60           | 2.0          | 19           | 0.7          | 8            | 0.2          | 8            | 0.3          |
| Chile verde    |              |              |              |              | 15           | 0.4          | 12           | 0.4          |
| Avena forraje  |              |              |              |              | 7            | 0.2          | 212          | 6.7          |
| Maíz forraje   |              |              |              |              | 174          | 5.1          | 269          | 8.5          |
| Cebada         |              |              |              |              |              |              | 159          | 5.0          |
| <b>S U M A</b> | <b>3,033</b> | <b>100.0</b> | <b>3,076</b> | <b>100.0</b> | <b>3,383</b> | <b>100.0</b> | <b>3,160</b> | <b>100.0</b> |

Fuente: Estadística Agrícola de los Distritos de Riego. Editados por la SRH y SARH.

**CUADRO 4-2**  
**ESTRUCTURA DE CULTIVOS EN LA UNIDAD DE RIEGO GUADALUPE VICTORIA**  
**SUPERFICIE SEMBRADA POR CICLO AGRICOLA**

| CULTIVO        | 1971-1972    |              | 1973-1974    |              | 1974-1975    |              | 1975-1976    |              |
|----------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
|                | ha           | %            | ha           | %            | ha           | %            | ha           | %            |
| Avena          |              |              | 655          | 8.0          | 392          | 4.7          | 409          | 5.5          |
| Avena forraje  | 25           | 0.3          |              |              | 55           | 0.7          | 184          | 2.5          |
| Cebada         |              |              |              |              |              |              | 30           | 0.4          |
| Trigo          | 509          | 6.9          | 128          | 1.6          | 307          | 3.7          | 160          | 2.1          |
| Chile seco     | 143          | 1.9          | 123          | 1.5          | 21           | 0.3          | 50           | 0.7          |
| Chile verde    |              |              |              |              | 36           | 0.4          | 46           | 0.6          |
| Frijol         | 381          | 5.2          | 612          | 7.3          | 1,430        | 17.2         | 377          | 5.1          |
| Maíz           | 5,388        | 73.0         | 4,946        | 60.2         | 3,897        | 46.9         | 3,819        | 51.2         |
| Maíz forraje   | 30           | 0.4          | 130          | 1.5          | 352          | 4.2          | 449          | 6.0          |
| Sorgo forraje  |              |              | 14           | 0.2          | 4            | 0.1          | 12           | 0.2          |
| Papa           | 213          | 2.9          | 228          | 2.8          | 181          | 2.2          | 84           | 1.1          |
| Sorgo          |              |              | 247          | 3.0          | 426          | 5.1          | 229          | 3.1          |
| Varios         |              |              | 22           | 0.3          | 14           | 0.2          | 49           | 0.7          |
| Perennes       | 559          | 7.6          | 1,067        | 13.0         | 1,157        | 13.9         | 1,559        | 20.8         |
| Col            | 57           | 0.8          | 34           | 0.4          | 25           | 0.3          |              |              |
| Zanahoria      |              |              | 9            | 0.1          | 5            | 0.1          |              |              |
| Ajo            | 10           | 0.1          | 7            | 0.1          |              |              |              |              |
| Cebolla        | 25           | 0.3          |              |              |              |              |              |              |
| Chícharo       | 30           | 0.4          |              |              |              |              |              |              |
| Haba           | 6            | 0.1          |              |              |              |              |              |              |
| Zempoalxóchitl | 3            | 0.1          |              |              |              |              |              |              |
| <b>S U M A</b> | <b>7,379</b> | <b>100.0</b> | <b>8,222</b> | <b>100.0</b> | <b>8,302</b> | <b>100.0</b> | <b>7,457</b> | <b>100.0</b> |

Fuente: Estadística Agrícola de los Distritos de Riego. Editados por la SRH y SARH.

UNIDAD DE RIEGO PEÑA DEL AGUILA

SUPERFICIE SEMBRADA, COSECHADA Y VALOR DE LA PRODUCCION

CUADRO 4-3

| C I C L O   | (ha)<br>SUPERFICIE<br>SEMBRADA | (ha)<br>SUPERFICIE<br>COSECHADA | (\$)<br>VALOR DE LA<br>COSECHA |
|-------------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| 1964 - 1965 |                                | 1,980                           | 4'040,000.00                   |
| 1965 - 1966 |                                | 1,245                           | 1'936,500.00                   |
| 1966 - 1967 |                                | 1,958                           | 3'409,000.00                   |
| 1967 - 1968 | 3,035                          | 2,235                           | 3'627,800.00                   |
| 1968 - 1969 | 2,856                          | 2,856                           | 4'090,100.00                   |
| 1969 - 1970 | 2,745                          | 2,745                           | 6'331,500.00                   |
| 1970 - 1971 | 2,580                          | 2,580                           | 4'687,000.00                   |
| 1971 - 1972 | 3,033                          | 3,033                           | 7'836,300.00                   |
| 1972 - 1973 | 1,611                          | 1,611                           | 9'325,000.00                   |
| 1973 - 1974 | 3,076                          | 3,076                           | 18'756,240.00                  |
| 1974 - 1975 | 5,383                          | 3,305                           | 11'495,975.00                  |
| 1975 - 1976 | 3,160                          | 2,365                           | 11'385,460.00                  |
| <hr/>       |                                |                                 |                                |
| S U M A     | 25,479                         | 28,989                          | 86'920,875.00                  |
| <hr/>       |                                |                                 |                                |
| PROMEDIO    | 2,831                          | 2,415.8                         | 7'243,406.25                   |
| <hr/>       |                                |                                 |                                |

Fuente: Estadística Agrícola de los Distritos de Riego. Editado por la SRH y SARH.

Demandas de agua estimadas con lámina bruta de 1.00 m para la superficie promedio cosechada:  $2,415.8 \times 10,000 \times 1.00 = 24'158,000 \text{ m}^3$

UNIDAD DE RIEGO GUADALUPE VICTORIA  
 SUPERFICIE SEMBRADA, COSECHADA Y VALOR DE LA PRODUCCION  
 CUADRO 4-4

| C I C L O | RIEGO TEMPORAL           |       | RIEGO TEMPORAL            |       | RIEGO TEMPORAL           |              |
|-----------|--------------------------|-------|---------------------------|-------|--------------------------|--------------|
|           | SUPERFICIE SEMBRADA (ha) |       | SUPERFICIE COSECHADA (ha) |       | VALOR DE LA COSECHA (\$) |              |
| 1964-1965 |                          |       | 5,720                     |       | 8'866,000.00             |              |
| 1965-1966 |                          |       | 5,790                     |       | 8'553,000.00             |              |
| 1966-1967 |                          |       | 4,840                     |       | 6'980,500.00             |              |
| 1967-1968 | 7,355                    |       | 5,735                     |       | 9'350,000.00             |              |
| 1968-1969 | 6,505                    |       | 6,505                     |       | 9'808,200.00             |              |
| 1969-1970 | 6,392                    | 1,300 | 6,392                     | 1,300 | 15'554,300.00            | 791,000.00   |
| 1970-1971 | 5,948                    | 1,738 | 5,848                     | 1,738 | 18'252,600.00            | 1'155,250.00 |
| 1971-1972 | 6,029                    | 1,350 | 5,824                     | 1,350 | 19'100,894.00            | 995,250.00   |
| 1972-1973 | 6,567                    | 750   | 6,357                     | 750   | 32'729,900.00            | 749,200.00   |
| 1973-1974 | 8,091                    | 131   | 7,951                     | 131   | 49'913,560.00            | 204,000.00   |
| 1974-1975 | 8,177                    | 125   | 7,671                     | 103   | 44'100,827.00            | 93,100.00    |
| 1975-1976 | 7,362                    | 95    | 6,301                     | 95    | 36'496,798.00            | 284,000.00   |
| S U M A   | 62,416                   | 5,489 | 74,934                    | 5,467 | 259'707,079.00           | 4'271,800.00 |
| PROMEDIO  | 6,935.1                  | 784.1 | 6,244.5                   | 781   | 21'642,257.00            | 610,257.10   |

Fuente: Estadística Agrícola de los Distritos de Riego. Editado por la SRH y SARH.

Demandas de agua estimadas con lámina bruta de 1.09 m para la superficie promedio cosechada:

$$6,244.5 \times 10,000 \times 1.09 = 68'065,000 \text{ m}^3$$

**CAPITULO 5**

**INFRAESTRUCTURA**

## OBRAS HIDRAULICAS

El Valle del Guadiana cuenta con 26,912 ha beneficiadas con riego, correspondiendo 19,182 ha a riego por gravedad y 7,730 ha a riego por temporal, auxiliado mediante bombeo de agua - de pozos profundos.

Las superficies regadas por gravedad dentro del valle, están localizadas de la siguiente forma:

Las unidades de riego Peña del Aguila y Guadalupe Victoria cuentan con 2,415 ha y 9,000 ha, respectivamente, ambas unidades constituyen el Distrito de Riego No. 52. Estas superficies se han ampliado en la actualidad en 3,735 ha y 1,803 ha respectivamente. Existen además las juntas de agua Santiago Bayacora, La Punta y Las Huertas con 996 ha, 398 ha y 196 ha. El ejido Guadalupe Rodríguez cuenta con 130 ha y por último 509 ha, corresponden a diversos aprovechamientos de - arroyos y corrientes.

La superficie de riego más importante, es la correspondiente a las unidades de riego Peña del Aguila y Guadalupe Victoria, siendo sus fuentes de captación las presas del mismo nombre; abastecidas por los ríos La Sauceda y El Tunal, respectivamente.

Los almacenamientos de la presa Peña del Aguila son distribuidos a la unidad de riego Peña del Aguila, por medio de la derivadora Carlos Real y un Canal Principal de Conducción. La infraestructura existente en esta unidad, consiste en el Canal Principal mencionado, con longitud total de 9.6 km y varios canales laterales, todos de sección trapecial y con un desarrollo total de 13.7 km. De los 9.6 km del Canal - Principal en el año de 1967, únicamente 3.8 km estaban protegidos con enrocamiento acomodado; todo el resto incluyendo los canales laterales, estaban construidos en tierra y el estado de conservación era bastante deficiente.

Por lo que se refiere a los almacenamientos de la presa Guadalupe Victoria, necesarios para riego, estos son conducidos a la unidad de riego Guadalupe Victoria por medio de la derivadora La Ferrería y dos canales principales de conducción. La longitud de los canales principales es de 49 km, de los cuales 31.5 km se encuentran revestidos de mampostería; el desarrollo total de los canales laterales es de 92 km, de los cuales únicamente 21.5 km están revestidos de - mampostería. Todos los canales antes mencionados tienen - sección trapecial.

En todo el Distrito de Riego No. 52 existen 92 km de drenes operando en forma deficiente, siendo las causas principales bajas capacidades, taponamientos y escaso mantenimiento.

El estado de conservación de los canales así como la operación de los mismos, es bastante deficiente, lo que ocasiona poca eficiencia en el Distrito de Riego, siendo ésta del orden del 20%, correspondiente un 50% a la eficiencia de conducción y un 40% a la parcelaria. Las causas de la baja eficiencia en el Distrito, es debido a las fuertes filtraciones a lo largo de los canales, al mal estado de las lomas, a la falta de estructuras aforadoras y al bajo nivel técnico de los canaleros y usuarios.

Con la finalidad de incrementar la eficiencia del Distrito de Riego, en el año de 1978 se iniciaron los trabajos de revestimiento de concreto de los canales principales y laterales; asimismo se está procediendo a la sobre elevación en 1.0 m de los taludes de los canales principales y laterales, con objeto de tener más capacidad y así poder dominar una futura ampliación de las unidades de riego que componen el distrito. Hasta el mes de septiembre de 1978, el avance de estos trabajos era del orden del 10%. Para subsanar las deficiencias del drenaje se están efectuando trabajos de dragado para ampliar las secciones del cauce, en la actualidad se lleva un avance del 15%.

Los caminos de servicio del distrito de riego, tienen una longitud de 164 km, localizados paralelos a canales y drenes; están revestidos y son transitables durante todo el año.

#### VIAS DE COMUNICACION Y SISTEMAS DE TRANSPORTE

Las vías de comunicación en el Municipio de Durango, están integradas por un sistema de carreteras con un desarrollo de 532 km, una red de vías férreas con una longitud de 336 km y un aeropuerto de mediano alcance.

De los 532 km de carreteras, 336 km cuentan con mantenimiento federal y en los 196 km restantes, el mantenimiento corresponde al Gobierno del Estado. La comunicación interior del municipio, se realiza mediante carreteras estatales de mano de obra, revestidos y transitables en toda época del año, a excepción de algunas brechas que no lo son en época de lluvias.

El aeropuerto federal de la Ciudad de Durango, cuenta con una pista con capacidad para aviones del tipo DC9-10 y - DC9-30. Tiene comunicación a las ciudades más importantes del país y dentro de la Estado de Durango; asimismo existe enlace con diversas ciudades de Estados Unidos.

Dentro del municipio existen líneas de autobuses foráneos, de pasajeros y cargueros que trasladan a los habitantes y a los productos a los centros de población más importantes de la República.

Se cuenta con servicio postal, telegráfico y telefónico que enlazan al municipio con el resto del país.



**CAPITULO 6**

**ALTERNATIVA DE INGENIERIA PARA EL  
APROVECHAMIENTO OPTIMO DEL AGUA  
EN LA AGRICULTURA**

## GENERALIDADES

Los estudios necesarios para aprovechar las aguas de los ríos, serán aquéllos que permitan obtener datos con los cuales posteriormente se puede llevar a cabo el aprovechamiento de las corrientes. Dentro de estos estudios, se puede decir que aún cuando algunos de ellos son de menor importancia que otros, todos son necesarios, si se desea aprovechar en su totalidad las aguas aportadas por las corrientes.

De lo anterior se comprende que, entre mayor sea el número de estudios que se realicen, mayor será el número de datos disponibles y en consecuencia el aprovechamiento de la corriente podrá efectuarse en su totalidad y de una manera adecuada.

En cualquier proyecto hidráulico relacionado con escurrimientos superficiales naturales, es necesario contar con un período bastante amplio de observaciones hidrométricas y climatológicas de las corrientes y realizar los estudios hidrológicos correspondientes para conocer:

- Potencialidad y régimen de la corriente.
- Forma más conveniente de aprovechar y controlar la corriente.
- Capacidad y elevación que debe darse a las obras de alivio y captación.
- Epoca más adecuada para construir las obras.

Debido a que todos los estudios con los fines mencionados, están íntimamente ligados para definir el número y tipo de obras que se requieren para que el sistema sea seguro, eficiente y económico; se adoptará como alternativa definitiva, aquella en la que se garantiza que el sistema que se proyecta, al estar construido, reportará los beneficios que de él se esperan, siendo a la vez seguro, eficiente y económico.

## JUSTIFICACION TECNICA DE LA NECESIDAD DE RIEGO

En el Valle del Guadiana existen cinco estaciones meteorológicas, las cuales han venido funcionando de una manera normal desde el año de inicio de operación respectiva; es decir, cuenta con una suficiente red de estaciones que registran los fenómenos meteorológicos importantes para la definición del clima y de mucho interés para la agricultura, principal-

mente por lo que se refiere a los datos de lluvia, evaporación y temperatura. Ver cuadro 6-9.

De acuerdo con los datos recabados se tiene que, al año, - llueve en promedio una cantidad de 513 mm, la lluvia máxima tiene un valor de 762 mm y la mínima de 324 mm; la mayor parte de la lluvia se concentra durante los cinco meses de junio a octubre, con valores muy bajos para los siete meses de noviembre a mayo. En el año, la temperatura media tiene un valor de 17°C, con oscilación máxima de 22.3°C a mínima de 11.0°C. Al año, la evaporación alcanza un promedio de 2,644 mm y la mínima de 2,287 mm; en todos los años alcanza valores altos que sobrepasan considerablemente los valores mensuales de lluvia, aun, el mes de mayor altura de lluvia que es el de agosto. Ante ésta situación es claro que la lluvia resulta deficiente durante todo el año y por tal motivo los cultivos agrícolas necesitan del auxilio del riego para desarrollarse óptimamente.

De acuerdo con los datos resumidos en el párrafo anterior, es obvio que tanto por lo que se refiere a la cantidad de lluvia y evaporación como a la forma en que se distribuye durante el año, es imposible el logro de la agricultura sin el auxilio del riego.

#### APORTACIONES A LOS VASOS DE ALMACENAMIENTO

Para hacer el estudio hidrológico de cualquier corriente, es indispensable conocer el régimen de la misma, o sea la variación del gasto con respecto al tiempo. Según la forma como se determine el régimen de una corriente, éste puede ser observado o deducido. En nuestro estudio se cuenta con un régimen observado en la forma siguiente, (Ver cuadro 6-16)

Río La Saucedá. (Ver plano 1).

En el Río La Saucedá, actualmente se encuentra operando la presa Peña del Aguila. Aguas abajo de la presa existió la estación hidrométrica Peña Blanca, que registró valores de gastos medios diarios de julio de 1943 a mayo de 1953, fecha en que empezó a operar la presa. A partir de junio de 1953 se han registrado gastos medios diarios de entrada y salida de la presa Peña del Aguila, en la estación del mismo nombre. En el mismo sitio se encuentra ubicada la estación climatológica Peña del Aguila, registrando datos de alturas de preci-

pitación y evaporación; así como lecturas de termómetro, todo esto a partir de julio de 1953. Las áreas de cuenca hasta el sitio de las estaciones hidrométricas son de 2,620 y 2,616 km<sup>2</sup> respectivamente.

#### Río El Tunal. (Ver plano 2).

En el Río El Tunal existen las estaciones hidrométricas San Felipe, El Pueblito. La estación hidrométrica San Felipe ha registrado los gastos medios diarios desde enero de 1943, teniendo un área de cuenca hasta el sitio de la estación de 2,008 km<sup>2</sup>. La estación hidrométrica El Pueblito viene registrando gastos medios de entrada y salida a la presa Guadalupe Victoria desde octubre de 1960, año en que empezó a funcionar la presa; el área de la cuenca hasta el sitio de la estación es de 1,810 km<sup>2</sup>. La estación climatológica El Pueblito, cuenta con datos de altura de precipitación, evaporación y lecturas de termómetro; todo esto a partir de agosto de 1961.

#### Río Santiago Bayacora. (Ver plano 3).

En el Río Santiago Bayacora existe la estación hidrométrica Refugio Salcido, en la cual se han registrado gastos medios diarios desde junio de 1943. No se cuenta con datos de climatología, pero cercana al sitio se encuentra la estación climatológica, los cuales pueden ser utilizados, debido a la variación tan pequeña que existe en el clima dentro del Valle del Guadiana.

De todas las estaciones hidrométricas descritas, ninguna cuenta con registros de material de acarreo en suspensión.

En las tablas 6-2 a la 6-8 se muestra un resumen de los datos climatológicos e hidrométricos; asimismo se consignan en el cuadro 6-9 los valores medios mensuales en cada caso y para cada una de las tres corrientes analizadas.

#### AZOLVES

Todo material transportado por una corriente de agua, ya bien sea acarreado en suspensión, disuelto en la misma agua o transportado como carga de fondo, se denomina "azolve".

Las cantidades de sedimentos que lleva una corriente, tanto en suspensión como de arrastre y disolución, tiene gran importancia en el proyecto y aprovechamiento de estructuras hi

dráulicas, y muy esencialmente en el diseño de presas de almacenamiento y derivación, ya que del factor azolve depende en forma importante la vida útil de ellas.

Al cerrar la corriente con una cortina y formar un vaso en el cual se almacene agua, o sea se forma un verdadero tanque de sedimentación. En la cola de entrada al vaso se depositan materiales más gruesos y los más pequeños van sedimentándose sucesivamente por tamaños, es por esta razón por la cual hay que destinar una cierta capacidad del vaso para controlar los azolves que dependerá entre otras cosas de la cantidad de acarreo y del tiempo de vida útil que se le suponga a la obra.

En el presente trabajo, para los vasos Laguna Padre Péiro y Santiago Bayacora, no se tienen datos de sólidos en suspensión acarreados por la corriente, por lo que se utilizó la siguiente información:

#### Presas Laguna Padre Péiro

Se observaron ocho presas cercanas al lugar del proyecto, determinando el porcentaje de la capacidad muerta respecto a la capacidad útil, en cada caso en particular.

| P R E S A          | ESTADO    | CAPACIDAD<br>MUERTA | CAPACIDAD<br>UTIL | %    |
|--------------------|-----------|---------------------|-------------------|------|
| Francisco Zarco    | Durango   | 70.0                | 368.0             | 19.0 |
| Peña delAguila     | Durango   | 2.5                 | 27.5              | 9.1  |
| Francisco Villa    | Durango   | 6.5                 | 73.5              | 8.8  |
| Guadalupe Victoria | Durango   | 15.0                | 65.0              | 23.1 |
| Lázaro Cárdenas    | Durango   | 400.0               | 2600.0            | 15.4 |
| Miguel Alemán      | Zacatecas | 10.6                | 50.2              | 21.1 |
| Leobardo Reynoso   | Zacatecas | 5.0                 | 70.0              | 7.1  |
| Sanalona           | Sinaloa   | 40.0                | 805.0             | 5.0  |
|                    |           |                     | %                 |      |
|                    |           |                     | Promedio          | 13.6 |

Nota: Las capacidades están en millones de metros cúbicos.

Tomando el promedio de porcentajes resultarían 8.8 millones de m<sup>3</sup> como capacidad de azolves.

### Presa Santiago Bayacora

Para el vaso Santiago Bayacora, se emplearon datos del Río Mezquital en la estación El Saltito, con observaciones de 1960 a 1968. Para dicho período se tiene un promedio anual de 0.0085%, suponiendo un porcentaje igual de sólidos en sus pensión acarreados por el Río Santiago Bayacora y para un escurrimiento medio anual de  $57,011 \times 10^3 \text{ m}^3$ , el volumen de sólidos depositados anualmente será:

$$57,011 \times 10^3 \times 0.000085 = 4.846 \times 10^3 \text{ m}^3$$

para un período de vida útil del vaso de 50 años, el volumen requerido para azolves es de

$$5.846 \times 10^3 \times 50 = 242.3 \times 10^3 \text{ m}^3$$

según la SARH, suponiendo un arrastre de fondo del 25% se tiene:

$$242.3 \times 10^3 \times 1.25 = 302 \times 10^3 \text{ m}^3$$

esto es 0.3 millones de m<sup>3</sup> como capacidad de azolves.

### EVAPORACION NETA

La precipitación sobre la superficie del agua en un almacenamiento tiene un coeficiente de escurrimiento de 100%; parte de esta lámina está considerada al tomar como volúmenes de entrada al vaso, aquéllos aportados por un área de cuenca - comprendida hasta el sitio de la cortina, quedando incluida en dicha área la correspondiente a la superficie cubierta por el agua en el embalse. El porcentaje que de dicha lámina - queda incluido en los volúmenes de entrada, está representado por el coeficiente de escurrimiento en la cuenca y calculado de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\text{Coeficiente de escurrimiento} = c = \frac{\text{volumen aforado}}{\text{volumen precipitado}}$$

Como las láminas de evaporación utilizadas para el cálculo son observadas en evaporómetros, en los cuales las condiciones de volumen y área expuestos son diferentes a las condi-

ciones que prevalecen en las grandes masas de agua almacenadas en los evaporómetros y láminas evaporadas en vasos de almacenamiento en una misma zona, se ha encontrado que fluctúan entre un 75 y 80% de las observadas en evaporómetros.

Para el cálculo de la evaporación neta en los vasos de almacenamiento se tomaron los datos de lluvia y evaporación de la estación Peña del Aguila para el Río La Sauceda y de El Pueblito para los ríos El Tunal y Santiago Bayacora. El coeficiente de escurrimiento en los tres ríos resultó del 10% y el factor correctivo para la evaporación se tomó igual al 77%.

La expresión utilizada para el cálculo de la evaporación neta fue la siguiente:

Evaporación neta = (1 - coeficiente de escurrimiento) precipitación observada - 0.77 evaporación observada.

#### CURVAS DE ELEVACIONES - AREAS - CAPACIDADES

Además de la lámina neta de evaporación y el almacenamiento medio en los vasos para un mes dado, es necesario conocer también el área media de embalse expuesta a la evaporación para que, multiplicada por la lámina neta de evaporación, nos dé la variación de almacenamiento por este concepto en los vasos.

Al hacer la cubicación de los vasos, se obtienen las áreas de embalse y almacenamientos correspondientes a diversas elevaciones, con las cuales pueden trazarse curvas, formarse tablas o ajustarse ecuaciones de curvas con métodos estadísticos, para ser utilizadas posteriormente en la determinación de la altura del agua en la cortina o el área de embalse correspondiente a determinado almacenamiento.

Las curvas de elevaciones-áreas-capacidades aparecen en las gráficas 6-10, 6-11, 6-12 y 6-13 y sus ecuaciones de ajuste correspondientes son las siguientes:

#### Presa Peña del Aguila

Elevación = 3.38 (capacidad)<sup>0.396</sup> + 1880

Area = 0.875 (elevación - 1878)<sup>2.527</sup>

### Presa Laguna Padre Péiro

$$\text{Elevación} = 0.393 (\text{capacidad})^{0.746} + 1868$$

$$\text{Area} = 521.813 (\text{elevación} - 1868)^{0.241} + 128.75$$

### Presa Guadalupe Victoria

$$\text{Elevación} = 0.74 (\text{capacidad} - 14)^{0.79} + 1910$$

$$\text{Area} = 12.63 (\text{elevación} - 1919)^{0.96} + 200$$

### Presa Santiago Bayacora

$$\text{Elevación} = 2.66 (\text{capacidad})^{0.54} + 1890$$

$$\text{Area} = 19.48 (\text{elevación} - 1890)^{0.97} + 25$$

### DEMANDAS DE AGUA PARA RIEGO

Al conocerse la adaptabilidad y posibilidades de una zona para el riego, la etapa siguiente es la determinación de las necesidades o demandas de agua de las plantas incorporadas al cultivo.

El riego es la aplicación del agua al suelo, para complementar la lluvia deficiente y proporcionar humedad para el crecimiento de las plantas. El riego se denomina permanente si el agua se aplica a las plantas o a los cultivos para todo su desarrollo o ciclo vegetativo; éste puede ser de aniego, de auxilio o mixto.

Es de aniego si los cultivos aprovechan el agua que el suelo almacena después que se le aplica en cantidades fuertes, en una o hasta en dos ocasiones. Es de auxilio si los riegos sólo suplen la deficiencia de la lluvia en cualquier etapa del desarrollo del cultivo. Finalmente es mixto si se inicia con aniego y posteriormente se dan riegos corrientes suplementarios.

Cualquier planta o cultivo, como se dijo, requiere que el suelo tenga cierta cantidad de agua para su desarrollo. Esta cantidad varía desde un mínimo que sólo permite la vida de la planta, hasta un máximo que humedezca el suelo a tal grado que las plantas mueran por asfixia. De aquí, enton-



ces, el término coeficiente de riego, que significa la cantidad de agua expresada como lámina, gasto por unidad de área, suficiente o adecuada para lograr la maduración de un cultivo bajo las condiciones locales en que se encuentre, pudiendo ser mensual, anual, por cultivo o por riego.

Los factores principales que afectan a los coeficientes de riego son la lluvia, la temperatura, los vientos, carácter del suelo, clase de cultivo y la aptitud del agricultor.

Se llama coeficiente de riego neto a la cantidad de agua que efectivamente se aplica sobre el terreno de cultivo para satisfacer las necesidades biológicas de las plantas, la humedad del suelo, la infiltración y las pérdidas por evaporación; mientras que el coeficiente bruto es el total de agua que se deriva para poder satisfacer la demanda en la zona, de aprovechamiento, y es igual al coeficiente neto más las pérdidas y desperdicios ocasionados en la conducción y distribución de dicha cantidad de agua.

La determinación de los coeficientes de riego y de la distribución de la demanda de riego puede hacerse de varias maneras:

#### Por comparación

Este método se aplica, cuando la futura zona de riego presente condiciones agrológicas muy semejantes a algún distrito de riego que ya esté funcionando, habiéndose obtenido las mismas condiciones de terrenos y demás para las dos zonas.

#### Método analítico

El método más usado es el del Dr. Warren C. Thortwaite; este método es aplicable a policultivos y es de los más aconsejables en caso de no tener datos directos para la determinación y distribución de las demandas de riego. Se basa en una amplia serie de experimentos, con los cuales se llegó a demostrar que las plantas aprovechan solamente un pequeño porcentaje del agua de riego, pues la mayor parte, se consume por evaporación en el terreno que las sustenta, por transpiración a través de ellas y por infiltración o profunda. Se entiende por infiltración superficial, la que se produce en la capa superior del terreno hasta una profundidad tal que, las raíces de las plantas pueden aprovechar la humedad; por debajo de esa capa la infiltración es profunda.

## Por observación directa

Cuando se cuenta con datos observados de los volúmenes de agua derivados para regar en forma adecuada una determinada superficie de terrenos, es posible hacer la determinación del coeficiente bruto y de la distribución de la demanda de riego, mediante este método.

En las unidades de riego Peña del Aguila y Guadalupe Victoria se tienen los datos referentes a superficies, cultivos y consumos de agua con los que se han determinado coeficientes de riego para diferentes cultivos y las demandas de riego mensuales.

Considerando pérdidas de conducción del 15% suponiendo un sistema de riego con sus canales revestidos de concreto y de considerar una eficiencia parcelaria del 75%; recomendados éstos por la SARH, la eficiencia de distrito resultante es del 63.75%. En los cuadros 6-14 y 6-15 se muestran los volúmenes de agua mensuales y los porcentajes de distribución mensual correspondientes.

## FUNCIONAMIENTO DE VASOS

Para conocer el funcionamiento de un vaso de almacenamiento, se puede hacer éste gráfica o numéricamente; el cual nos sirve para determinar la capacidad útil más conveniente, que satisfaga las demandas de agua solicitadas por los centros de consumo. Si se supone un vaso de presa de almacenamiento sujeto a un régimen de aportaciones y otro de extracciones para suplir demandas de riego, energía eléctrica, abastecimiento de agua potable, etc. el método numérico es más recomendable por su precisión que el gráfico, pues, es un poco más preciso debido a que toma en consideración ciertos factores, como es la evaporación, que el gráfico no considera; además, el gráfico tiene en su contra los errores propios del dibujo. Si a lo anteriormente expresado consideramos dos vasos en cadena o dos ríos beneficiando una zona de riego, el trabajo se complica grandemente.

En la actualidad, al contarse con sistemas modernos de computadora, los problemas mencionados se resuelven y el trabajo se simplifica; pues, además de hacerse un número considerable de funcionamientos en corto tiempo, la eficiencia en los cálculos y la presentación del trabajo se logra en mejor forma.

Para los estudios de aprovechamiento de los ríos La Saucedá, El Tunal y Santiago Bayacora, se plantearon dos sistemas con dos presas cada uno; con análisis de funcionamiento de vasos realizados con computadora, cuya descripción aparece a continuación.

### Sistema Peña del Aguila - Laguna Padre Péiro

El sistema Peña del Aguila - Laguna Padre Péiro, está integrado por la presa existente Peña del Aguila, la presa de proyecto Laguna Padre Péiro y obras auxiliares del proyecto. El objetivo del sistema es mejorar las condiciones de operación actuales en riego y controlar las avenidas generadas en el Río La Saucedá.

La figura 6-17 muestra un modelo de simulación para el funcionamiento de vasos de las presas Peña del Aguila y Laguna Padre Péiro. En él se muestra el sentido que siguen los escurrimientos desde su entrada a la presa Peña del Aguila, el aprovechamiento que se logra en riego, excedencias en la presa Laguna Padre Péiro y encauzamiento o salida de los volúmenes no aprovechados en el Sistema.

En el Plano 4, aparecen los resultados del funcionamiento de vasos planteado bajo las siguientes bases.

- Todos los escurrimientos o aportaciones mensuales del Río La Saucedá entran al sistema por la presa Peña del Aguila; la cual los almacenará, derramará o saldrán por la obra de toma.
- Los volúmenes que salgan por la obra de toma o por el vertedor libre de la presa Peña del Aguila; en cualquier caso, serán aportaciones a la presa Laguna Padre Péiro, la cual los almacenará, derramará o saldrán por su obra de toma.
- Las demandas de agua para riego se proporcionarán con la presa Laguna Padre Péiro; pero manteniendo abiertas completamente las compuertas de la obra de toma de la presa Peña del Aguila; durante los meses de estiaje, para vaciar completamente la presa y contribuir a regular las avenidas -- que se presentan en los meses abundantes. En cualquier caso los volúmenes de demanda irán directamente a la unidad de riego Peña del Aguila.

- Como el régimen de los escurrimientos es muy errático, el volumen de demanda para riego se proporcionará conforme se dispone almacenado, respaldando dicha demanda con las aportaciones del mismo año de funcionamiento de vasos. En la gráfica 6-18 aparece una ley de demandas para manejar la erraticidad de los escurrimientos con una capacidad óptima de la presa de proyecto Laguna Padre Péiro.
- Los volúmenes excedentes o derrames que existan en la presa Laguna Padre Péiro serán encauzados directamente al Río La Saucedá.
- En el Plano 4 aparecen objetivamente los resultados del funcionamiento de vasos, mostrándose los faltantes o deficiencias, los derrames o excedencias y las variaciones en el almacenamiento de las presas. Asimismo, se muestran las capacidades adoptadas por el estudio y los resultados del análisis.

Resultados del Análisis de Funcionamiento de Vasos.

Capacidad al Nivel de Conservación (NAMO):

Presa existente Peña del Aguila - 30 millones de m<sup>3</sup>  
 Presa de proyecto Laguna Padre Péiro - 75 millones de m<sup>3</sup>

Aprovechamiento del Río La Saucedá en el ciclo 1944-1973

|                 |   |                |
|-----------------|---|----------------|
| Aprovechamiento | = | 49.17 %        |
| Derrames        | = | 40.20 %        |
| Evaporación     | = | <u>10.63 %</u> |
|                 |   | 100.00%        |

Sistema Guadalupe Victoria - Santiago Bayacora

El sistema Guadalupe Victoria - Santiago Bayacora está integrado por la presa existente Guadalupe Victoria, la presa de proyecto Santiago Bayacora y obras auxiliares de proyecto. El objetivo del sistema es mejorar las condiciones de operación actuales en riego y controlar las avenidas generadas en los ríos el Tunal y Santiago Bayacora, respectivamente.

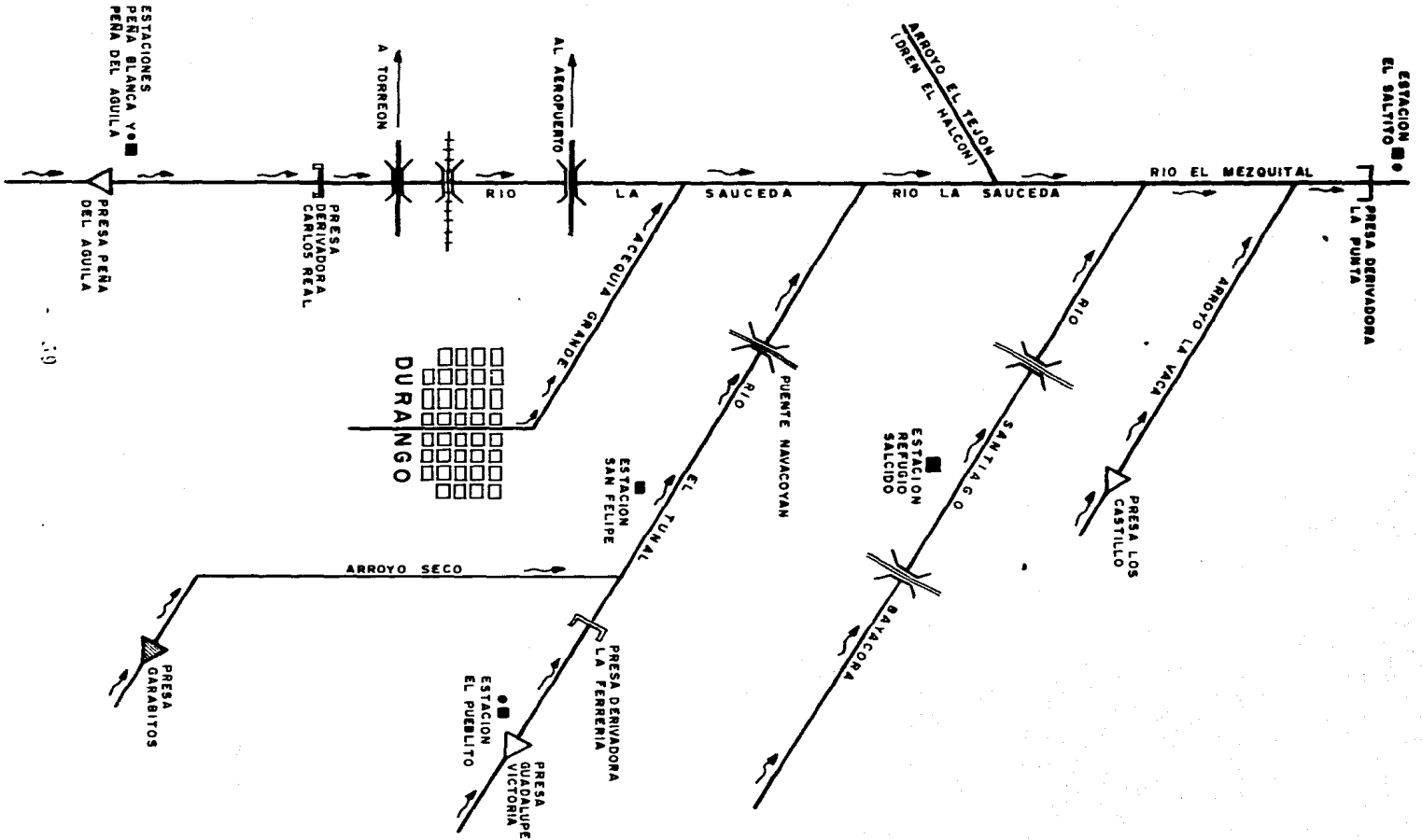
En la figura 6-19 se muestra un modelo de simulación para el funcionamiento de vasos de las presas Guadalupe Victoria y - Santiago Bayacora. En él se muestra el sentido que siguen - los escurrimientos desde su entrada a las presas respectivas, el aprovechamiento que se logra en riego, excedencias en los vertedores de las presas y encauzamiento o salida de los volúmenes no aprovechados en el sistema.

En el Plano 5, aparecen los resultados del funcionamiento de vasos planteado bajo las siguientes bases:

- Todos los escurrimientos o aportaciones mensuales de los ríos El Tunal y Santiago Bayacora entran al sistema por las presas Guadalupe Victoria y Santiago Bayacora, las cuales los almacenarán, derramarán o saldrán por la obra de toma.
- Inicialmente, las demandas de agua para riego se proporcionarán con la presa Guadalupe Victoria, hasta que existan deficiencias; las cuales serán proporcionadas con la presa Santiago Bayacora hasta satisfacer totalmente la demanda de agua.
- Durante el tiempo que la presa Guadalupe Victoria esté proporcionando los volúmenes de demanda, la presa Santiago Bayacora únicamente estará recibiendo las aportaciones del río hasta entrar en operación.
- En cualquier caso en que se proporcione los volúmenes de demanda, éstos irán a la derivadora La Ferrería, la cual los mandará al canal principal margen derecha o izquierda de la unidad de riego Guadalupe Victoria.
- Como el régimen de los escurrimientos es muy errático, el volumen de demanda para riego se proporcionará conforme se dispone almacenado, respaldando dicha demanda con las aportaciones de los ríos en el mismo año de funcionamiento de vasos. En la gráfica 6-22 aparece una ley de demandas para manejar la erraticidad de los escurrimientos con una capacidad óptima de la presa de proyecto Santiago Bayacora.
- Los volúmenes que sobrepasen los niveles de conservación de las presas, serán excedencias que saldrán por los vertedores y encauzados directamente a los ríos.

# CUADRO 6-1

## LOCALIZACION DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS E HIDROMÉTRICAS



**VOLUMEN ESCURRIDO EN EL RIO LA SAUCEDA**  
**ESTACIONES HIDROMETRICAS PEÑA BLANCA Y PEÑA DEL AGUILA**  
(MILES DE METROS CUBICOS)

| AÑO  | M E S |       |       |       |      |       |        |        |         |        |       |       | SUMA    |
|------|-------|-------|-------|-------|------|-------|--------|--------|---------|--------|-------|-------|---------|
|      | ENE   | FEB   | MAR   | ABR   | MAY  | JUN   | JUL    | AGO    | SEPT    | OCT    | NOV   | DIC   |         |
| 1944 | 1650  | 1014  | 716   | 410   | 171  | 142   | 865    | 31145  | 79995   | 19010  | 4784  | 2967  | 142869  |
| 1945 | 1263  | 627   | 446   | 317   | 171  | 111   | 4607   | 4846   | 2832    | 8025   | 543   | 460   | 24248   |
| 1946 | 355   | 245   | 166   | 112   | 111  | 4620  | 20584  | 1722   | 5047    | 6176   | 646   | 669   | 40453   |
| 1947 | 506   | 296   | 203   | 132   | 86   | 420   | 960    | 53523  | 61753   | 6067   | 1438  | 945   | 126329  |
| 1948 | 723   | 429   | 301   | 169   | 144  | 1247  | 16176  | 9508   | 28479   | 2798   | 1345  | 837   | 62156   |
| 1949 | 654   | 423   | 275   | 178   | 141  | 68    | 10310  | 4858   | 12570   | 4144   | 971   | 634   | 35226   |
| 1950 | 461   | 312   | 225   | 151   | 98   | 91    | 139    | 1991   | 2530    | 692    | 417   | 391   | 7498    |
| 1951 | 319   | 183   | 145   | 102   | 104  | 103   | 355    | 364    | 24657   | 1593   | 519   | 406   | 28850   |
| 1952 | 291   | 216   | 124   | 111   | 77   | 796   | 5576   | 1033   | 894     | 308    | 233   | 195   | 9854    |
| 1953 | 152   | 142   | 100   | 58    | 60   | 61    | 100    | 6996   | 49579   | 2491   | 669   | 604   | 61012   |
| 1954 | 371   | 220   | 143   | 104   | 84   | 106   | 1642   | 3346   | 2513    | 873    | 238   | 223   | 9863    |
| 1955 | 208   | 171   | 202   | 73    | 207  | 596   | 12070  | 70590  | 41660   | 29240  | 2527  | 1083  | 158627  |
| 1956 | 822   | 907   | 925   | 653   | 400  | 511   | 333    | 1948   | 21368   | 684    | 421   | 422   | 29394   |
| 1957 | 552   | 454   | 393   | 541   | 442  | 345   | 182    | 914    | 486     | 584    | 156   | 106   | 5155    |
| 1958 | 167   | 84    | 234   | 177   | 293  | 1667  | 408    | 9929   | 46770   | 104800 | 7541  | 3042  | 175112  |
| 1959 | 1153  | 915   | 726   | 567   | 413  | 396   | 7605   | 24730  | 2995    | 3077   | 1176  | 684   | 44437   |
| 1960 | 684   | 501   | 808   | 418   | 634  | 412   | 3306   | 10890  | 14260   | 1972   | 792   | 456   | 35133   |
| 1961 | 544   | 410   | 710   | 805   | 626  | 640   | 25920  | 45810  | 10270   | 3149   | 1015  | 769   | 90668   |
| 1962 | 758   | 689   | 877   | 632   | 369  | 305   | 541    | 823    | 1327    | 2120   | 683   | 199   | 9323    |
| 1963 | 315   | 231   | 183   | 144   | 116  | 173   | 4926   | 11290  | 64130   | 24290  | 2224  | 2185  | 110207  |
| 1964 | 915   | 847   | 742   | 516   | 361  | 299   | 1271   | 16500  | 63700   | 16670  | 2068  | 1030  | 104919  |
| 1965 | 822   | 812   | 931   | 463   | 358  | 288   | 456    | 823    | 7653    | 1493   | 406   | 283   | 14788   |
| 1966 | 274   | 313   | 310   | 225   | 83   | 1638  | 2327   | 90820  | 106900  | 9984   | 2168  | 1451  | 216493  |
| 1967 | 1098  | 1009  | 976   | 752   | 484  | 541   | 1933   | 87870  | 84200   | 6062   | 2027  | 784   | 187736  |
| 1968 | 963   | 853   | 3200  | 1043  | 826  | 930   | 34680  | 50400  | 238300  | 31010  | 4678  | 1878  | 368761  |
| 1969 | 2539  | 1189  | 1017  | 808   | 487  | 604   | 2087   | 569    | 19900   | 3972   | 834   | 844   | 34850   |
| 1970 | 926   | 761   | 1119  | 725   | 377  | 1491  | 5042   | 12080  | 117600  | 73650  | 5195  | 2267  | 221233  |
| 1971 | 1399  | 881   | 1157  | 952   | 435  | 420   | 984    | 12010  | 13950   | 14700  | 1990  | 801   | 49679   |
| 1972 | 977   | 676   | 910   | 361   | 391  | 1427  | 1587   | 2424   | 6857    | 1791   | 766   | 526   | 18693   |
| 1973 | 353   | 257   | 307   | 275   | 220  | 1052  | 5971   | 294300 | 125900  | 24770  | 4195  | 1865  | 459465  |
| SUMA | 22014 | 16067 | 18571 | 11974 | 8769 | 21500 | 172943 | 864052 | 1259275 | 406195 | 52665 | 29006 | 2883031 |

**CUADRO 6-2**

NOTA: EL VOLUMEN ESCURRIDO DE ENERO DE 1944 A MAYO DE 1953, CORRESPONDEN A LOS REGISTROS DE LA ESTACION PEÑA BLANCA, DE JUNIO DE 1953 A DICIEMBRE DE 1973, CORRESPONDEN A LAS ENTRADAS OCURRIDAS A LA PRESA PEÑA DEL AGUILA

**PRECIPITACION PLUVIAL OBSERVADA**  
**ESTACION CLIMATOLOGICA PEÑA DEL AGUILA**  
(MILIMETROS)

| AÑO  | M E S |     |     |     |     |      |      |      |      |      |     |     | SUMA  |
|------|-------|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|-----|-----|-------|
|      | ENE   | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN  | JUL  | AGO  | SEPT | OCT  | NOV | DIC |       |
| 1947 | 7     | 6   | 5   | 5   | 7   | 59   | 107  | 135  | 97   | 34   | 7   | 14  | 483   |
| 1948 | 7     | 6   | 5   | 5   | 7   | 59   | 107  | 135  | 97   | 34   | 7   | 14  | 483   |
| 1949 | 7     | 6   | 5   | 5   | 7   | 59   | 107  | 135  | 97   | 34   | 7   | 14  | 483   |
| 1950 | 7     | 6   | 5   | 5   | 7   | 59   | 107  | 135  | 97   | 34   | 7   | 14  | 483   |
| 1951 | 7     | 6   | 5   | 5   | 7   | 59   | 107  | 135  | 97   | 34   | 7   | 14  | 483   |
| 1952 | 7     | 6   | 5   | 5   | 7   | 59   | 107  | 135  | 97   | 34   | 7   | 14  | 483   |
| 1953 | 7     | 6   | 5   | 5   | 7   | 59   | 54   | 134  | 154  | 49   | 0   | 43  | 523   |
| 1954 | 0     | 0   | 0   | 0   | 0   | 38   | 75   | 123  | 49   | 38   | 0   | 3   | 326   |
| 1955 | 7     | 0   | 0   | 0   | 0   | 22   | 119  | 222  | 91   | 51   | 4   | 0   | 516   |
| 1956 | 0     | 0   | 0   | 12  | 31  | 52   | 66   | 96   | 23   | 8    | 14  | 3   | 305   |
| 1957 | 0     | 4   | 5   | 0   | 3   | 13   | 31   | 76   | 37   | 39   | 0   | 1   | 209   |
| 1958 | 14    | 3   | 11  | 9   | 2   | 168  | 77   | 116  | 113  | 83   | 25  | 8   | 629   |
| 1959 | 0     | 7   | 0   | 13  | 13  | 52   | 108  | 156  | 33   | 74   | 2   | 10  | 468   |
| 1960 | 6     | 2   | 0   | 0   | 0   | 34   | 102  | 111  | 45   | 49   | 0   | 14  | 363   |
| 1961 | 31    | 0   | 0   | 18  | 3   | 85   | 161  | 186  | 88   | 28   | 1   | 0   | 601   |
| 1962 | 10    | 0   | 1   | 27  | 0   | 46   | 84   | 77   | 102  | 58   | 0   | 34  | 439   |
| 1963 | 0     | 0   | 0   | 1   | 5   | 68   | 123  | 123  | 183  | 37   | 4   | 20  | 564   |
| 1964 | 9     | 1   | 2   | 0   | 21  | 38   | 77   | 146  | 141  | 29   | 8   | 7   | 479   |
| 1965 | 4     | 10  | 0   | 4   | 0   | 63   | 51   | 64   | 82   | 4    | 11  | 28  | 321   |
| 1966 | 0     | 7   | 0   | 15  | 22  | 79   | 127  | 309  | 133  | 43   | 5   | 8   | 748   |
| 1967 | 18    | 0   | 0   | 0   | 7   | 69   | 163  | 224  | 54   | 29   | 0   | 21  | 585   |
| 1968 | 0     | 4   | 76  | 3   | 0   | 18   | 184  | 113  | 118  | 44   | 13  | 24  | 597   |
| 1969 | 2     | 0   | 0   | 0   | 0   | 38   | 106  | 42   | 99   | 28   | 14  | 24  | 353   |
| 1970 | 4     | 56  | 0   | 0   | 0   | 75   | 73   | 140  | 251  | 18   | 1   | 0   | 618   |
| 1971 | 27    | 0   | 0   | 5   | 4   | 80   | 77   | 138  | 85   | 42   | 0   | 0   | 458   |
| 1972 | 5     | 0   | 0   | 0   | 22  | 93   | 48   | 55   | 96   | 18   | 21  | 6   | 364   |
| 1973 | 0     | 24  | 0   | 0   | 13  | 56   | 189  | 291  | 48   | 3    | 0   | 4   | 628   |
| 1974 | 0     | 0   | 0   | 0   | 0   | 4    | 65   | 104  | 116  | 3    | 0   | 31  | 323   |
| 1975 | 26    | 0   | 0   | 0   | 0   | 16   | 185  | 135  | 66   | 29   | 0   | 22  | 479   |
| 1976 | 0     | 0   | 0   | 2   | 1   | 155  | 219  | 59   | 121  | 22   | 41  | 25  | 571   |
| SUMA | 219   | 178 | 145 | 159 | 217 | 1775 | 3205 | 4050 | 2910 | 1030 | 205 | 420 | 14365 |

**CUADRO 6-3**

NOTA: LOS VALORES DE ENERO DE 1947 A MAYO DE 1953, FUERON ESTIMADOS  
CON EL PROMEDIO MENSUAL CORRESPONDIENTE.



**EVAPORACION OBSERVADA**  
**ESTACION CLIMATOLOGICA PEÑA DEL AGUILA**  
(MILIMETROS)

| AÑO  | M E S |      |      |      |       |      |      |      |      |      |      |      | SUMA  |
|------|-------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
|      | ENE   | FEB  | MAR  | ABR  | MAY   | JUN  | JUL  | AGO  | SEP  | OCT  | NOV  | DIC  |       |
| 1947 | 147   | 189  | 283  | 330  | 337   | 268  | 199  | 175  | 148  | 158  | 152  | 128  | 2514  |
| 1948 | 147   | 189  | 283  | 330  | 337   | 268  | 199  | 175  | 148  | 158  | 152  | 128  | 2514  |
| 1949 | 147   | 189  | 283  | 330  | 337   | 268  | 199  | 175  | 148  | 158  | 152  | 128  | 2514  |
| 1950 | 147   | 189  | 283  | 330  | 337   | 268  | 199  | 175  | 148  | 158  | 152  | 128  | 2514  |
| 1951 | 147   | 189  | 283  | 330  | 337   | 268  | 199  | 175  | 148  | 158  | 152  | 128  | 2514  |
| 1952 | 147   | 189  | 283  | 330  | 337   | 268  | 199  | 175  | 148  | 158  | 152  | 128  | 2514  |
| 1953 | 147   | 189  | 283  | 330  | 337   | 268  | 211  | 206  | 179  | 127  | 147  | 129  | 2553  |
| 1954 | 177   | 171  | 321  | 329  | 362   | 236  | 192  | 182  | 177  | 157  | 164  | 143  | 2611  |
| 1955 | 167   | 199  | 292  | 351  | 374   | 291  | 205  | 168  | 127  | 151  | 158  | 137  | 2620  |
| 1956 | 152   | 221  | 250  | 366  | 287   | 269  | 214  | 202  | 174  | 215  | 154  | 136  | 2640  |
| 1957 | 160   | 187  | 262  | 338  | 370   | 333  | 278  | 230  | 223  | 187  | 205  | 134  | 2907  |
| 1958 | 132   | 197  | 312  | 352  | 334   | 226  | 197  | 192  | 149  | 189  | 112  | 94   | 2486  |
| 1959 | 135   | 167  | 271  | 259  | 314   | 232  | 205  | 162  | 172  | 143  | 131  | 136  | 2327  |
| 1960 | 147   | 213  | 287  | 311  | 354   | 293  | 211  | 177  | 158  | 180  | 177  | 119  | 2627  |
| 1961 | 120   | 187  | 292  | 300  | 344   | 234  | 151  | 163  | 151  | 155  | 159  | 141  | 2397  |
| 1962 | 157   | 197  | 210  | 290  | 334   | 283  | 224  | 203  | 130  | 151  | 143  | 96   | 2418  |
| 1963 | 174   | 204  | 333  | 315  | 306   | 251  | 176  | 140  | 114  | 126  | 149  | 92   | 2380  |
| 1964 | 150   | 229  | 239  | 351  | 310   | 229  | 212  | 176  | 129  | 129  | 139  | 129  | 2422  |
| 1965 | 134   | 176  | 309  | 319  | 381   | 314  | 207  | 189  | 168  | 174  | 142  | 113  | 2626  |
| 1966 | 143   | 189  | 274  | 305  | 289   | 262  | 196  | 166  | 144  | 139  | 136  | 132  | 2375  |
| 1967 | 123   | 168  | 253  | 316  | 324   | 246  | 157  | 136  | 119  | 135  | 149  | 145  | 2271  |
| 1968 | 127   | 149  | 224  | 280  | 313   | 285  | 169  | 144  | 110  | 150  | 162  | 118  | 2231  |
| 1969 | 140   | 182  | 280  | 343  | 366   | 347  | 220  | 215  | 159  | 167  | 138  | 131  | 2688  |
| 1970 | 149   | 153  | 279  | 366  | 323   | 247  | 183  | 170  | 144  | 186  | 134  | 147  | 2481  |
| 1971 | 162   | 226  | 285  | 336  | 338   | 222  | 189  | 134  | 142  | 136  | 168  | 153  | 2491  |
| 1972 | 139   | 178  | 257  | 351  | 341   | 242  | 192  | 194  | 169  | 191  | 186  | 150  | 2590  |
| 1973 | 147   | 171  | 351  | 363  | 319   | 286  | 207  | 150  | 114  | 134  | 178  | 148  | 2568  |
| 1974 | 171   | 200  | 272  | 324  | 340   | 304  | 216  | 187  | 138  | 157  | 150  | 134  | 2593  |
| 1975 | 132   | 194  | 339  | 375  | 376   | 287  | 211  | 142  | 144  | 177  | 162  | 124  | 2663  |
| 1976 | 138   | 193  | 316  | 339  | 359   | 249  | 146  | 170  | 124  | 142  | 105  | 95   | 2376  |
| SUMA | 4405  | 5674 | 8489 | 9889 | 10117 | 8044 | 5963 | 5248 | 4446 | 4746 | 4560 | 3844 | 75425 |

**CUADRO 6-4**

NOTA: LOS VALORES DE ENERO DE 1947 A MAYO 1953, FUERON ESTIMADOS  
CON EL PROMEDIO MENSUAL CORRESPONDIENTE.

**VOLUMEN ESCURRIDO EN EL RIO EL TUNAL**  
**ESTACIONES HIDROMETRICAS SAN FELIPE Y EL PUEBLITO**  
(MILES DE METROS CUBICOS)

| AÑO  | M E S  |       |        |       |       |        |        |        |         |        |        |        | SUMA    |
|------|--------|-------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|
|      | ENE    | FEB   | MAR    | ABR   | MAY   | JUN    | JUL    | AGO    | SEPT    | OCT    | NOV    | DIC    |         |
| 1944 | 4459   | 3169  | 6953   | 3225  | 2948  | 2358   | 8091   | 34386  | 80373   | 12866  | 14318  | 7336   | 180482  |
| 1945 | 4112   | 3603  | 2812   | 2435  | 2721  | 2620   | 22840  | 11875  | 10716   | 11615  | 3874   | 3307   | 82530   |
| 1946 | 4225   | 1791  | 2698   | 2285  | 2019  | 3202   | 13068  | 4882   | 11799   | 13724  | 4334   | 3220   | 67247   |
| 1947 | 7826   | 2976  | 2705   | 1859  | 2068  | 4812   | 4887   | 47206  | 61871   | 6335   | 3436   | 3374   | 149355  |
| 1948 | 4836   | 5552  | 2869   | 2040  | 2060  | 7390   | 20183  | 32690  | 50349   | 7284   | 4103   | 3038   | 142394  |
| 1949 | 2970   | 3015  | 2198   | 2197  | 1846  | 4290   | 19954  | 14428  | 23106   | 10710  | 3588   | 3474   | 91776   |
| 1950 | 3460   | 2572  | 2699   | 2596  | 1905  | 2957   | 7715   | 10883  | 7137    | 4090   | 3186   | 2922   | 52122   |
| 1951 | 3068   | 2594  | 2655   | 2630  | 1924  | 2349   | 9106   | 12299  | 35301   | 4689   | 2811   | 2766   | 82192   |
| 1952 | 2666   | 2295  | 2610   | 2259  | 1985  | 4899   | 10720  | 9799   | 5117    | 4175   | 3007   | 2957   | 52489   |
| 1953 | 3046   | 7164  | 4144   | 2482  | 2155  | 2604   | 8767   | 10974  | 49246   | 19162  | 3907   | 4321   | 117972  |
| 1954 | 3157   | 2355  | 2355   | 1977  | 1667  | 4611   | 9577   | 29094  | 7559    | 5159   | 3362   | 2968   | 73841   |
| 1955 | 3676   | 2733  | 2104   | 1999  | 1659  | 2299   | 10169  | 66924  | 56261   | 18322  | 4657   | 3282   | 174085  |
| 1956 | 2755   | 2532  | 2661   | 2128  | 2415  | 2602   | 4665   | 9087   | 8005    | 3095   | 3024   | 3120   | 46089   |
| 1957 | 2756   | 3105  | 4600   | 2743  | 1665  | 1965   | 3247   | 6386   | 3531    | 5315   | 2817   | 2382   | 40512   |
| 1958 | 2285   | 2757  | 4816   | 3056  | 3011  | 13594  | 10979  | 26946  | 37587   | 47030  | 11610  | 6563   | 170234  |
| 1959 | 4830   | 3298  | 3349   | 3142  | 1899  | 3037   | 9992   | 55095  | 9501    | 9395   | 6088   | 3715   | 113341  |
| 1960 | 5697   | 3381  | 3049   | 1899  | 1680  | 2013   | 6127   | 10726  | 19368   | 3971   | 3156   | 3212   | 64279   |
| 1961 | 4435   | 3424  | 2637   | 2254  | 1363  | 4639   | 21084  | 52644  | 25070   | 15253  | 2993   | 1485   | 137281  |
| 1962 | 1103   | 914   | 5694   | 4156  | 1869  | 1522   | 3417   | 2541   | 797     | 989    | 837    | 1060   | 24899   |
| 1963 | 133    | 239   | 309    | 1052  | 3890  | 1196   | 1467   | 640    | 99180   | 24193  | 2147   | 6776   | 141222  |
| 1964 | 1582   | 1337  | 2421   | 7613  | 9996  | 8626   | 9948   | 19969  | 56920   | 13991  | 1059   | 1208   | 134670  |
| 1965 | 1244   | 1523  | 3304   | 10366 | 12478 | 9193   | 7032   | 9221   | 6362    | 2431   | 2082   | 1535   | 66771   |
| 1966 | 1956   | 1938  | 3935   | 8983  | 10719 | 7087   | 4896   | 48411  | 112701  | 13527  | 2474   | 2667   | 219294  |
| 1967 | 5809   | 2143  | 1280   | 1568  | 3509  | 3177   | 22410  | 112800 | 43900   | 5855   | 2126   | 2799   | 207376  |
| 1968 | 1984   | 2725  | 31030  | 3887  | 2817  | 2959   | 18410  | 30490  | 159500  | 13470  | 3414   | 4954   | 275640  |
| 1969 | 8472   | 2545  | 1600   | 1271  | 1978  | 2063   | 8036   | 7358   | 19030   | 10740  | 1926   | 8281   | 73300   |
| 1970 | 13760  | 3551  | 2470   | 1809  | 2437  | 3396   | 4062   | 19450  | 120100  | 19260  | 1802   | 1429   | 193526  |
| 1971 | 1242   | 939   | 1106   | 1502  | 2550  | 4314   | 7303   | 19630  | 14820   | 20250  | 2250   | 1592   | 77498   |
| 1972 | 2578   | 1842  | 1604   | 1291  | 1673  | 2281   | 4209   | 4408   | 13730   | 3081   | 16700  | 3446   | 56843   |
| 1973 | 5022   | 3543  | 2407   | 1638  | 2817  | 3064   | 7172   | 140300 | 34130   | 6603   | 1596   | 1135   | 209427  |
| SUMA | 115144 | 81555 | 115074 | 88342 | 93723 | 121119 | 299533 | 861542 | 1183067 | 336580 | 122684 | 100324 | 3618533 |

**CUADRO 6-5**

NOTA: EL VOLUMEN ESCURRIDO DE ENERO DE 1944 A SEPTIEMBRE DE 1966, CORRESPONDE A LOS REGISTROS DE LA ESTACION SAN FELIPE. DE OCTUBRE DE 1966 A DICIEMBRE DE 1977, CORRESPONDEN A LAS ENTRADAS A LA PRESA GUADALUPE VICTORIA.

**PRECIPITACION PLUVIAL OBSERVADA**  
**ESTACION CLIMATOLOGICA EL PUEBLITO**  
(MILIMETROS)

| AÑO  | M E S |     |     |     |     |      |      |      |      |     |     |     | SUMA  |
|------|-------|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|-----|-----|-----|-------|
|      | ENE   | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN  | JUL  | AGO  | SEPT | OCT | NOV | DIC |       |
| 1947 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1948 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1949 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1950 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1951 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1952 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1953 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1954 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1955 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1956 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1957 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1958 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1959 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1960 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 135  | 109  | 24  | 14  | 26  | 528   |
| 1961 | 10    | 9   | 6   | 3   | 10  | 67   | 115  | 131  | 41   | 11  | 0   | 0   | 403   |
| 1962 | 14    | 0   | 0   | 7   | 0   | 57   | 35   | 31   | 47   | 32  | 0   | 40  | 296   |
| 1963 | 0     | 0   | 0   | 6   | 22  | 73   | 155  | 136  | 232  | 39  | 0   | 25  | 688   |
| 1964 | 8     | 0   | 2   | 0   | 11  | 48   | 124  | 168  | 106  | 20  | 1   | 19  | 507   |
| 1965 | 9     | 9   | 0   | 9   | 1   | 45   | 79   | 105  | 101  | 8   | 9   | 41  | 416   |
| 1966 | 10    | 15  | 0   | 19  | 23  | 105  | 124  | 219  | 87   | 26  | 44  | 29  | 701   |
| 1967 | 19    | 2   | 2   | 2   | 8   | 87   | 132  | 185  | 63   | 21  | 0   | 29  | 550   |
| 1968 | 1     | 21  | 82  | 1   | 2   | 3    | 209  | 102  | 222  | 6   | 10  | 36  | 695   |
| 1969 | 2     | 14  | 0   | 0   | 0   | 49   | 85   | 57   | 80   | 49  | 21  | 58  | 416   |
| 1970 | 13    | 44  | 2   | 0   | 1   | 124  | 67   | 70   | 175  | 31  | 4   | 0   | 531   |
| 1971 | 18    | 0   | 0   | 0   | 8   | 95   | 53   | 163  | 105  | 55  | 0   | 5   | 504   |
| 1972 | 14    | 0   | 0   | 0   | 28  | 51   | 61   | 56   | 67   | 11  | 68  | 20  | 376   |
| 1973 | 21    | 22  | 0   | 1   | 16  | 104  | 149  | 344  | 76   | 19  | 0   | 7   | 759   |
| 1974 | 8     | 0   | 1   | 0   | 28  | 36   | 107  | 106  | 124  | 2   | 0   | 30  | 472   |
| 1975 | 15    | 0   | 0   | 0   | 1   | 17   | 127  | 122  | 25   | 27  | 0   | 17  | 351   |
| 1976 | 2     | 0   | 0   | 6   | 5   | 102  | 218  | 127  | 192  | 18  | 33  | 26  | 759   |
| SUMA | 304   | 262 | 179 | 96  | 304 | 2002 | 3451 | 4045 | 3269 | 712 | 416 | 776 | 15816 |

**CUADRO 6-6**

NOTA: LOS VALORES DE ENERO DE 1947 A JULIO DE 1961, FUERON ESTIMADOS  
CON EL PROMEDIO MENSUAL CORRESPONDIENTE.

**EVAPORACION OBSERVADA**  
**ESTACION CLIMATOLOGICA EL PUEBLITO**  
(MILIMETROS)

| AÑO  | M E S |      |      |       |       |      |      |      |      |      |      |      | SUMA  |
|------|-------|------|------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
|      | ENE   | FEB  | MAR  | ABR   | MAY   | JUN  | JUL  | AGO  | SEPT | OCT  | NOV  | DIC  |       |
| 1947 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1948 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1949 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1950 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1951 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1952 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1953 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1954 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1955 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1956 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1957 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1958 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1959 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1960 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 181  | 147  | 166  | 173  | 146  | 2709  |
| 1961 | 171   | 208  | 310  | 351   | 356   | 290  | 210  | 132  | 162  | 162  | 195  | 170  | 2717  |
| 1962 | 188   | 233  | 321  | 327   | 385   | 337  | 248  | 223  | 159  | 161  | 184  | 103  | 2869  |
| 1963 | 190   | 213  | 346  | 354   | 334   | 279  | 205  | 173  | 137  | 152  | 157  | 115  | 2655  |
| 1964 | 165   | 256  | 337  | 396   | 351   | 231  | 212  | 205  | 144  | 141  | 156  | 161  | 2755  |
| 1965 | 153   | 182  | 330  | 337   | 396   | 339  | 218  | 193  | 165  | 183  | 169  | 113  | 2778  |
| 1966 | 135   | 177  | 266  | 297   | 281   | 271  | 218  | 170  | 149  | 140  | 153  | 144  | 2401  |
| 1967 | 146   | 192  | 272  | 343   | 346   | 237  | 179  | 157  | 117  | 138  | 173  | 142  | 2442  |
| 1968 | 151   | 162  | 238  | 271   | 345   | 284  | 173  | 155  | 112  | 155  | 172  | 124  | 2342  |
| 1969 | 178   | 189  | 287  | 319   | 358   | 335  | 214  | 215  | 152  | 182  | 168  | 161  | 2758  |
| 1970 | 175   | 172  | 299  | 390   | 350   | 246  | 201  | 190  | 117  | 224  | 178  | 192  | 2734  |
| 1971 | 204   | 262  | 325  | 345   | 351   | 239  | 211  | 155  | 151  | 139  | 192  | 181  | 2755  |
| 1972 | 155   | 215  | 297  | 394   | 370   | 251  | 230  | 207  | 181  | 202  | 185  | 155  | 2842  |
| 1973 | 188   | 183  | 377  | 364   | 335   | 311  | 213  | 154  | 143  | 161  | 211  | 183  | 2823  |
| 1974 | 209   | 234  | 297  | 359   | 380   | 326  | 233  | 211  | 156  | 162  | 166  | 151  | 2884  |
| 1975 | 162   | 220  | 332  | 402   | 381   | 398  | 224  | 163  | 166  | 198  | 194  | 145  | 2985  |
| 1976 | 161   | 227  | 332  | 360   | 383   | 265  | 168  | 200  | 137  | 152  | 110  | 97   | 2592  |
| SUMA | 5125  | 6237 | 9306 | 10523 | 10686 | 8699 | 6297 | 5437 | 4406 | 4976 | 5185 | 4381 | 81258 |

**CUADRO 6-7**

NOTA: LOS VALORES DE ENERO DE 1947 A JULIO DE 1961, FUERON ESTIMADOS CON EL PROMEDIO MENSUAL CORRESPONDIENTE.

**VOLUMEN ESCURRIDO EN EL RIO SANTIAGO BAYACORA**  
**ESTACION HIDROMETRICA REFUGIO SALCIDO**  
(MILES DE METROS CUBICOS)

| AÑO  | M E S |      |      |     |     |      |        |        |        |        |       |       | SUMA    |
|------|-------|------|------|-----|-----|------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|---------|
|      | ENE   | FEB  | MAR  | ABR | MAY | JUN  | JUL    | AGO    | SEPT   | OCT    | NOV   | DIC   |         |
| 1944 | 431   | 37   | 1383 | 232 | 25  | 0    | 465    | 25838  | 43276  | 3600   | 4286  | 1467  | 81040   |
| 1945 | 110   | 30   | 29   | 20  | 13  | 4    | 18512  | 9311   | 6215   | 4898   | 19    | 29    | 39190   |
| 1946 | 43    | 36   | 30   | 19  | 0   | 2    | 8091   | 1144   | 7746   | 11375  | 333   | 331   | 29150   |
| 1947 | 3788  | 19   | 16   | 19  | 13  | 60   | 25     | 17732  | 35649  | 1076   | 28    | 15    | 58440   |
| 1948 | 9     | 22   | 7    | 0   | 0   | 0    | 15734  | 9704   | 25003  | 3501   | 588   | 52    | 54620   |
| 1949 | 27    | 19   | 7    | 0   | 0   | 310  | 9950   | 12231  | 9067   | 3964   | 30    | 5     | 35610   |
| 1950 | 0     | 0    | 0    | 0   | 0   | 0    | 1734   | 5781   | 2125   | 0      | 0     | 0     | 9640    |
| 1951 | 0     | 0    | 118  | 113 | 104 | 103  | 4926   | 8075   | 34823  | 84     | 65    | 39    | 48450   |
| 1952 | 256   | 533  | 123  | 0   | 41  | 10   | 1552   | 2176   | 149    | 0      | 0     | 0     | 4840    |
| 1953 | 13    | 2191 | 11   | 11  | 16  | 0    | 368    | 921    | 25833  | 22854  | 432   | 0     | 52650   |
| 1954 | 0     | 4    | 8    | 21  | 11  | 4    | 354    | 20266  | 2702   | 70     | 0     | 0     | 23440   |
| 1955 | 0     | 0    | 0    | 0   | 0   | 0    | 469    | 50004  | 37418  | 25567  | 322   | 0     | 113780  |
| 1956 | 0     | 0    | 0    | 0   | 0   | 0    | 0      | 5797   | 2213   | 0      | 0     | 0     | 8010    |
| 1957 | 0     | 0    | 0    | 0   | 0   | 0    | 0      | 520    | 0      | 5611   | 9     | 0     | 6140    |
| 1958 | 0     | 0    | 0    | 0   | 0   | 261  | 2294   | 16693  | 26207  | 31341  | 5705  | 1369  | 83870   |
| 1959 | 523   | 3    | 0    | 0   | 0   | 0    | 2892   | 43830  | 3598   | 17991  | 2750  | 229   | 71820   |
| 1960 | 388   | 0    | 0    | 0   | 0   | 0    | 0      | 5700   | 12932  | 0      | 0     | 0     | 19020   |
| 1961 | 0     | 0    | 0    | 0   | 0   | 0    | 7441   | 18531  | 10410  | 7910   | 0     | 8     | 44300   |
| 1962 | 0     | 0    | 0    | 0   | 0   | 0    | 0      | 0      | 8000   | 0      | 0     | 0     | 8000    |
| 1963 | 0     | 0    | 0    | 0   | 0   | 0    | 3505   | 17149  | 70933  | 13423  | 1086  | 3784  | 109880  |
| 1964 | 741   | 238  | 0    | 0   | 0   | 381  | 696    | 14202  | 38342  | 9270   | 468   | 582   | 64920   |
| 1965 | 368   | 0    | 0    | 0   | 0   | 0    | 0      | 1668   | 17440  | 3224   | 0     | 0     | 22700   |
| 1966 | 0     | 818  | 1    | 0   | 0   | 254  | 2185   | 61744  | 40365  | 6210   | 1279  | 864   | 113720  |
| 1967 | 2130  | 862  | 172  | 0   | 0   | 0    | 7669   | 86086  | 37960  | 2386   | 425   | 0     | 137690  |
| 1968 | 0     | 0    | 1947 | 73  | 0   | 0    | 10309  | 16360  | 104113 | 15169  | 1690  | 1869  | 151530  |
| 1969 | 3904  | 0    | 0    | 0   | 0   | 0    | 963    | 346    | 11612  | 5195   | 0     | 0     | 22020   |
| 1970 | 2966  | 591  | 75   | 0   | 0   | 0    | 452    | 4329   | 49916  | 17649  | 402   | 0     | 76380   |
| 1971 | 0     | 0    | 0    | 0   | 0   | 596  | 4180   | 13543  | 9260   | 11029  | 382   | 0     | 38990   |
| 1972 | 0     | 0    | 0    | 0   | 0   | 0    | 202    | 0      | 4064   | 352    | 16788 | 434   | 21840   |
| 1973 | 0     | 0    | 0    | 0   | 0   | 2994 | 9934   | 125735 | 16633  | 3082   | 312   | 0     | 158690  |
| SUMA | 15701 | 5403 | 3927 | 508 | 223 | 4979 | 114902 | 595416 | 694004 | 226831 | 37399 | 11077 | 1710370 |

**CUADRO 6-8**

**ESCURRIMIENTOS, PRECIPITACIONES Y EVAPORACIONES MEDIAS  
MENSUALES Y ANUALES EN EL CICLO**

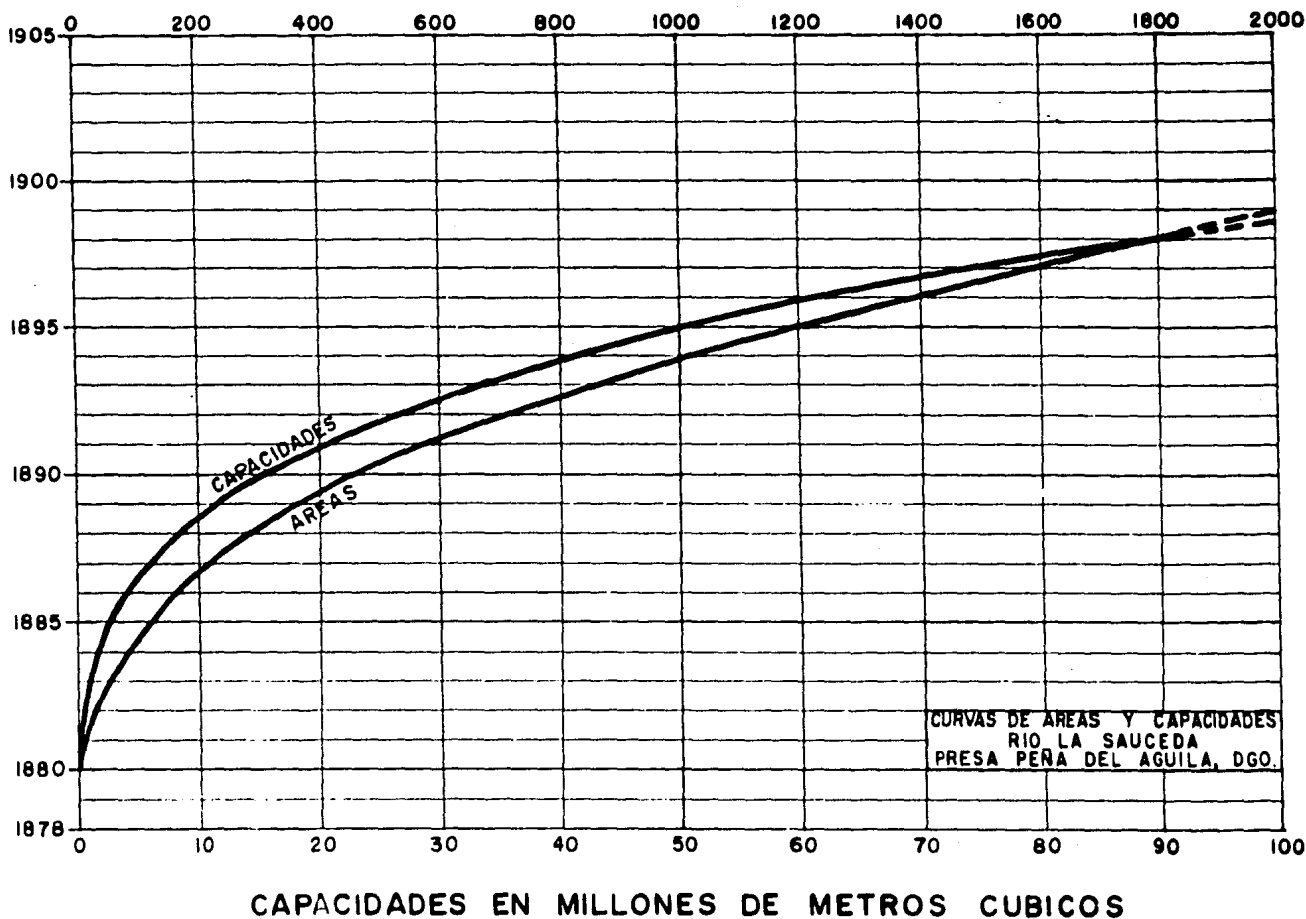
VOLUMENES EN MILES DE METROS CUBICOS, PRECIPITACIONES Y EVAPORACIONES EN MILIMETROS

| RIO "LA SAUCEDA" |         |              |        |       | RIO "EL TUNAL" |              |        |       | RIO "SANTIAGO" |              |        |       |
|------------------|---------|--------------|--------|-------|----------------|--------------|--------|-------|----------------|--------------|--------|-------|
| MES              | VOLUMEN | %<br>VOLUMEN | LLUVIA | EVAP. | VOLUMEN        | %<br>VOLUMEN | LLUVIA | EVAP. | VOLUMEN        | %<br>VOLUMEN | LLUVIA | EVAP. |
| ENE              | 734     | 0.76         | 7      | 147   | 3947           | 3.27         | 10     | 171   | 523            | 0.92         | 10     | 171   |
| FEB              | 536     | 0.56         | 6      | 189   | 2746           | 2.32         | 9      | 208   | 180            | 0.32         | 9      | 208   |
| MAR              | 619     | 0.64         | 5      | 283   | 3945           | 3.27         | 6      | 310   | 131            | 0.23         | 6      | 310   |
| ABR              | 399     | 0.42         | 5      | 330   | 3029           | 2.51         | 3      | 351   | 17             | 0.03         | 3      | 351   |
| MAY              | 292     | 0.30         | 7      | 337   | 3213           | 2.66         | 10     | 356   | 7              | 0.01         | 10     | 356   |
| JUN              | 717     | 0.75         | 59     | 268   | 4152           | 3.44         | 67     | 290   | 166            | 0.29         | 67     | 290   |
| JUL              | 5765    | 6.00         | 107    | 199   | 10267          | 8.51         | 115    | 210   | 3830           | 6.72         | 115    | 210   |
| AGO              | 28802   | 29.97        | 135    | 175   | 29533          | 24.48        | 135    | 181   | 19847          | 34.81        | 135    | 181   |
| SEPT             | 41976   | 43.68        | 97     | 148   | 40555          | 33.62        | 109    | 147   | 23133          | 40.58        | 109    | 147   |
| OCT              | 13540   | 14.09        | 34     | 158   | 11537          | 9.57         | 24     | 166   | 7561           | 13.26        | 24     | 166   |
| NOV              | 1756    | 1.83         | 7      | 152   | 4205           | 3.49         | 14     | 173   | 1247           | 2.18         | 14     | 173   |
| DIC              | 967     | 1.00         | 14     | 128   | 3439           | 2.85         | 26     | 146   | 369            | 0.65         | 26     | 146   |
| ANUAL            | 96101   | 100.0        | 483    | 2514  | 120618         | 100.0        | 528    | 2709  | 57011          | 100.0        | 528    | 2709  |

**CUADRO 6-9**

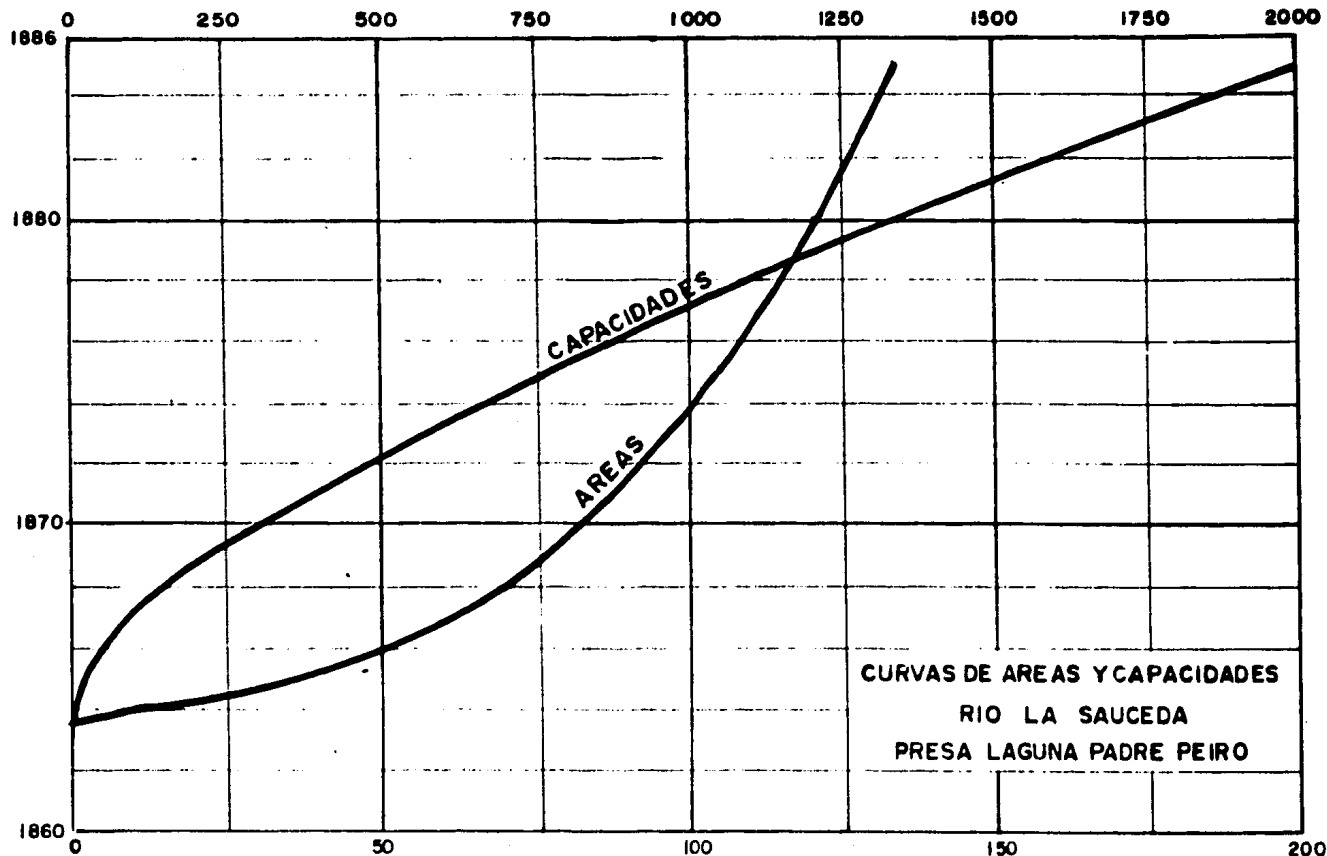
GRAFICA 6-10  
AREAS EN HECTAREAS

ELEVACIONES EN METROS



GRAFICA 6-II  
AREAS EN HECTAREAS

ELEVACIONES EN METROS

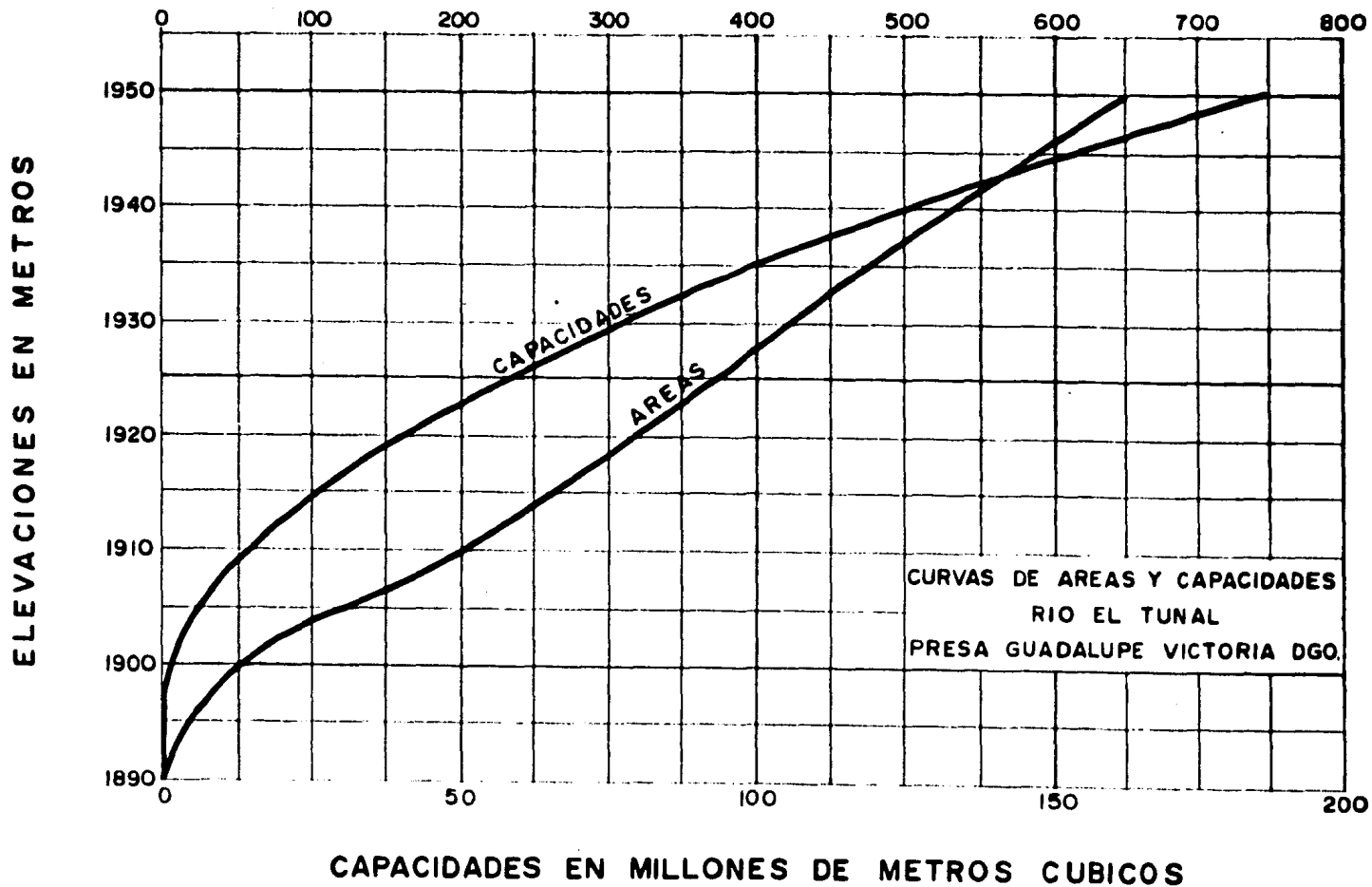


CURVAS DE AREAS Y CAPACIDADES  
RIO LA SAUCEDA  
PRESA LAGUNA PADRE PEIRO

CAPACIDADES EN MILLONES DE METROS CUBICOS



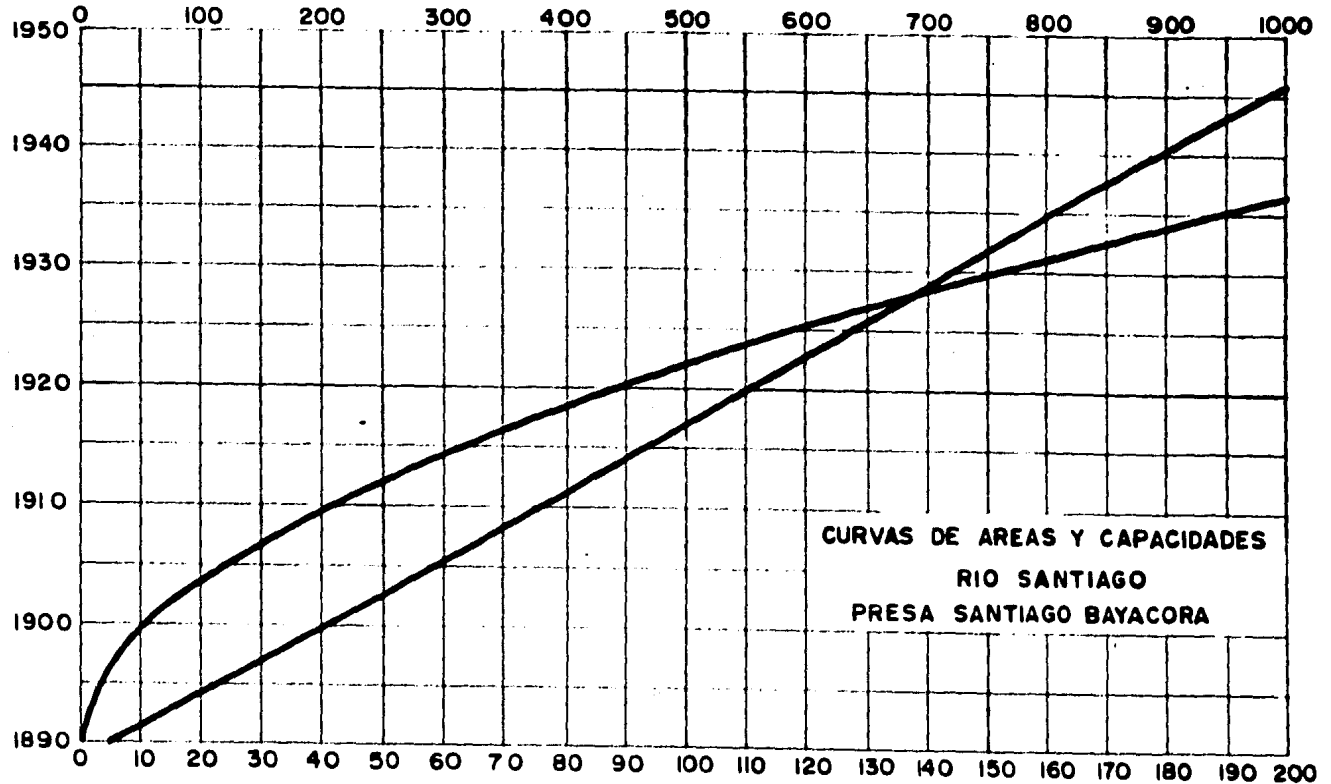
GRAFICA 6-12  
AREAS EN HECTAREAS



GRAFICA 6-13

AREAS EN HECTAREAS

ELEVACIONES EN METROS



CURVAS DE AREAS Y CAPACIDADES  
RIO SANTIAGO  
PRESA SANTIAGO BAYACORA

CAPACIDADES EN MILLONES DE METROS CUBICOS

CUADRO 6-14

DEMANDAS DE AGUA PARA RIEGO  
UNIDAD PEÑA DEL AGUILA

DEMANDA MENSUAL Y ANUAL PARA 5850 HECTAREAS FISICAS  
MILES DE METROS CUBICOS

| MES           | DEMANDA MENSUAL | %DEMANDA MENSUAL |
|---------------|-----------------|------------------|
| ENERO         | 10585           | 10.42            |
| FEBRERO       | 10555           | 10.39            |
| MARZO         | 9985            | 9.83             |
| ABRIL         | 10270           | 10.11            |
| MAYO          | 485             | 0.48             |
| JUNIO         | 13670           | 13.45            |
| JULIO         | 13290           | 13.08            |
| AGOSTO        | 10005           | 9.85             |
| SEPTIEMBRE    | 9325            | 9.18             |
| OCTUBRE       | 315             | 0.31             |
| NOVIEMBRE     | 125             | 0.12             |
| DICIEMBRE     | 13000           | 12.78            |
| DEMANDA ANUAL | 101610          | 100.00           |

NOTA: LOS VOLUMENES DE DEMANDA CORRESPONDEN A 5850 HA PROGRAMADAS EN EL CICLO PRIMAVERA-VERANO Y 5676 HA EN EL CICLO DE INVIERNO.

CUADRO 6-15

DEMANDAS DE AGUA PARA RIEGO  
UNIDAD GUADALUPE VICTORIA

DEMANDA MENSUAL Y ANUAL PARA 10400 HECTAREAS FISICAS  
MILES DE METROS CUBICOS

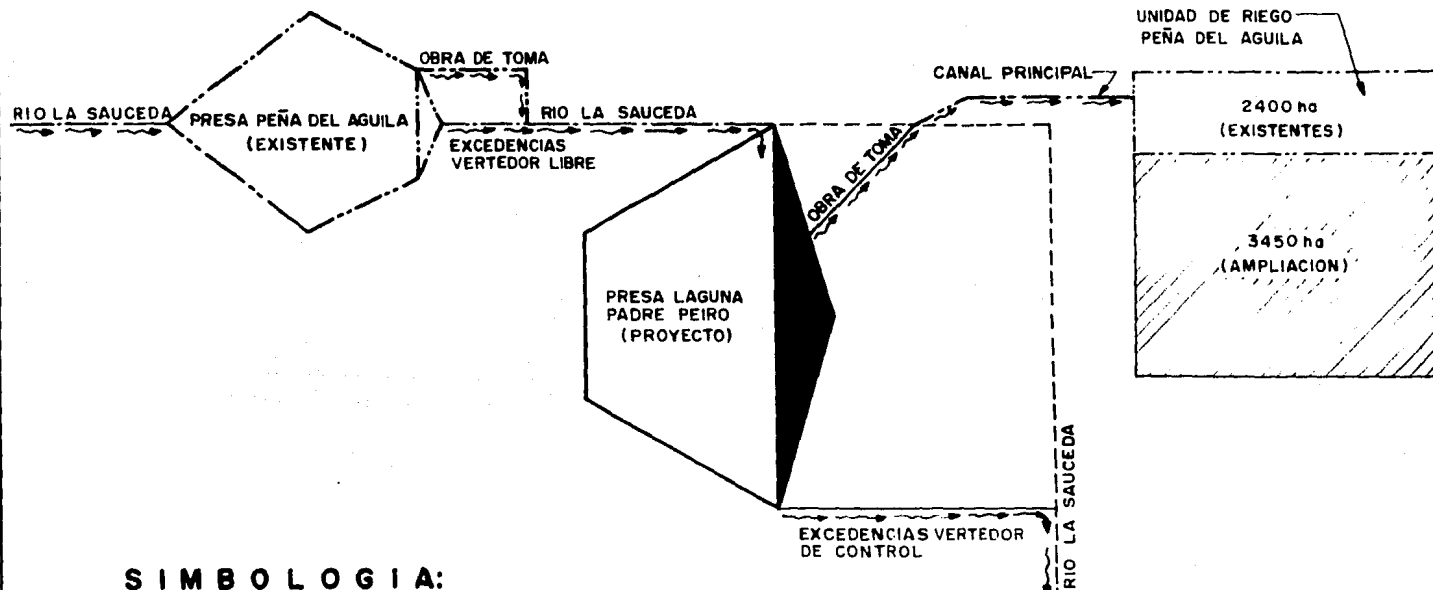
| MES           | DEMANDA MENSUAL | %DEMANDA MENSUAL |
|---------------|-----------------|------------------|
| ENERO         | 18820           | 10.42            |
| FEBRERO       | 18765           | 10.39            |
| MARZO         | 17755           | 9.83             |
| ABRIL         | 18255           | 10.11            |
| MAYO          | 865             | 0.48             |
| JUNIO         | 24305           | 13.45            |
| JULIO         | 23630           | 13.08            |
| AGOSTO        | 17790           | 9.85             |
| SEPTIEMBRE    | 16580           | 9.18             |
| OCTUBRE       | 560             | 0.31             |
| NOVIEMBRE     | 215             | 0.12             |
| DICIEMBRE     | 23105           | 12.78            |
| DEMANDA ANUAL | 180645          | 100.00           |

NOTA: LOS VOLUMENES DE DEMANDA CORRESPONDEN A 10400 HA PROGRAMADAS EN EL CICLO PRIMAVERA-VERANO Y 10092 HA EN EL CICLO DE INVIERNO.

**CUADRO 6-16**

| A<br>Ñ<br>O                | <b>ESCURRIMIENTO ANUAL</b><br>MILLONES DE METROS CUBICOS |                 |                          |                           |
|----------------------------|--|-----------------|--------------------------|---------------------------|
|                            | RIO LA<br>SAUCEDA  | RIO EL<br>TUNAL | RIO SANTIAGO<br>BAYACORA | TOTAL EN LOS<br>TRES RIOS |
| 1944                       | 142.9  | 180.5           | 81.0                     | 404.4                     |
| 1945                       | 24.3   | 82.5            | 39.2                     | 146.0                     |
| 1946                       | 40.5   | 67.2            | 29.2                     | 136.9                     |
| 1947                       | 126.3  | 149.4           | 58.4                     | 334.1                     |
| 1948                       | 62.2   | 142.4           | 54.6                     | 259.2                     |
| 1949                       | 35.2   | 91.8            | 35.6                     | 162.6                     |
| 1950                       | 7.5  | 52.1            | 9.6                      | 69.2                      |
| 1951                       | 28.9   | 82.2            | 48.5                     | 159.6                     |
| 1952                       | 9.9  | 52.5            | 4.8                      | 67.2                      |
| 1953                       | 61.0   | 118.0           | 52.7                     | 231.7                     |
| 1954                       | 9.9  | 73.8            | 23.4                     | 107.1                     |
| 1955                       | 158.6  | 174.1           | 113.8                    | 446.5                     |
| 1956                       | 29.4   | 46.1            | 8.0                      | 83.5                      |
| 1957                       | 5.1  | 40.5            | 6.1                      | 51.7                      |
| 1958                       | 175.1  | 170.2           | 83.9                     | 429.2                     |
| 1959                       | 44.4   | 113.3           | 71.8                     | 229.5                     |
| 1960                       | 35.1   | 64.3            | 19.0                     | 118.4                     |
| 1961                       | 90.7   | 137.3           | 44.3                     | 272.3                     |
| 1962                       | 9.3  | 37.8            | 8.0                      | 55.1                      |
| 1963                       | 110.2  | 209.4           | 109.9                    | 429.5                     |
| 1964                       | 104.9  | 141.5           | 64.9                     | 311.3                     |
| 1965                       | 14.8   | 50.9            | 22.7                     | 88.4                      |
| 1966                       | 216.4  | 247.2           | 113.7                    | 577.3                     |
| 1967                       | 187.7  | 207.4           | 137.7                    | 532.8                     |
| 1968                       | 368.8  | 275.6           | 151.5                    | 795.9                     |
| 1969                       | 34.9   | 73.3            | 22.0                     | 130.2                     |
| 1970                       | 221.2  | 193.5           | 76.4                     | 491.1                     |
| 1971                       | 49.7   | 77.5            | 39.0                     | 166.2                     |
| 1972                       | 18.7   | 56.5            | 21.8                     | 97.3                      |
| 1973                       | 459.5  | 209.4           | 158.7                    | 827.6                     |
| <b>TOTAL DEL<br/>CICLO</b> | <b>2,883.10</b>  | <b>3,618.50</b> | <b>1,710.20</b>          | <b>8,211.80</b>           |
| <b>MEDIO<br/>ANUAL</b>     | <b>96.10</b>   | <b>120.62</b>   | <b>57.01</b>             | <b>273.73</b>             |

ESCURRIMIENTO EN EL SISTEMA  
PEÑA DEL AGUILA-LAGUNA PADRE PEIRO

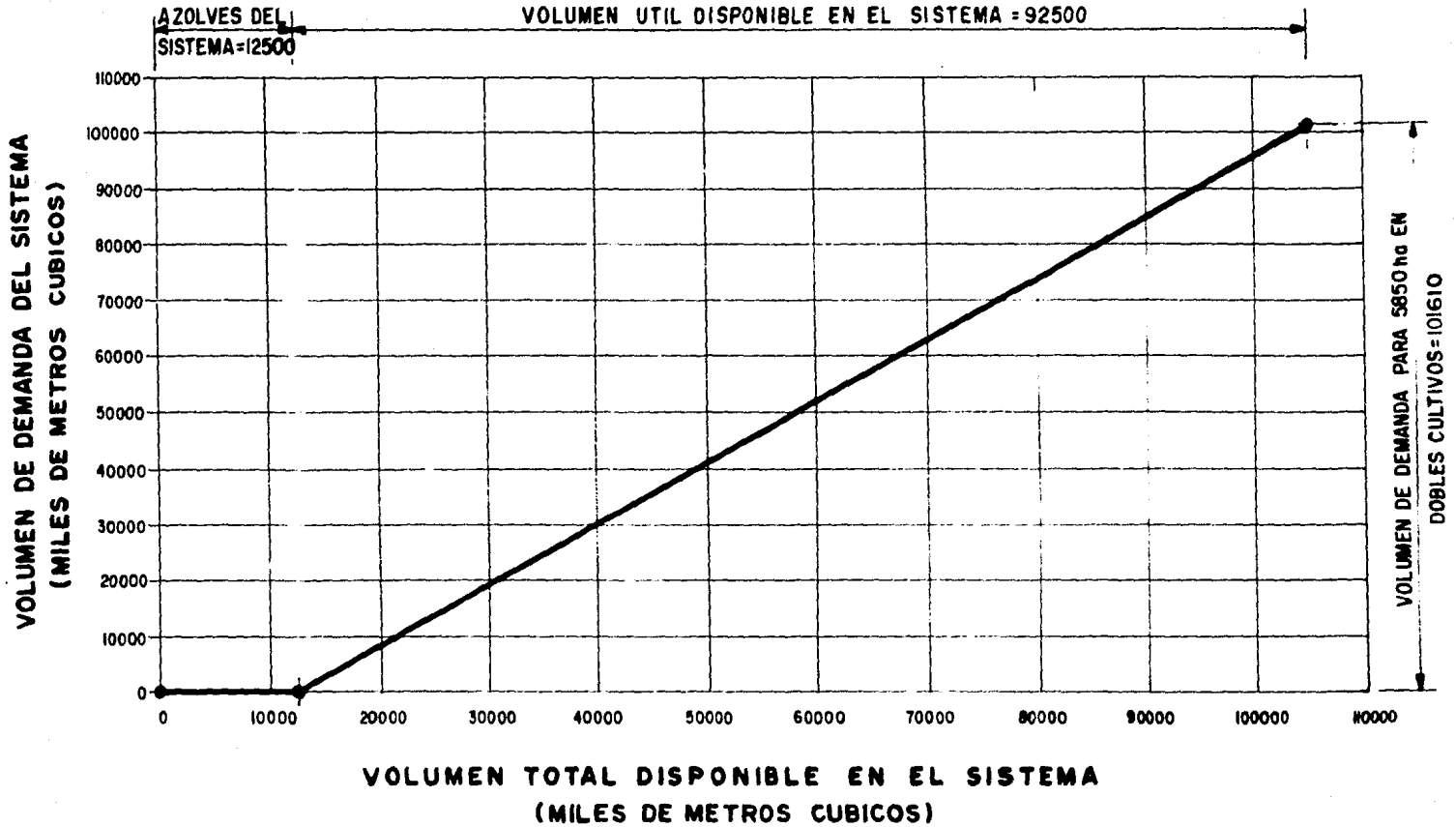


**SIMBOLOGIA:**

- CAUCE ACTUAL DEL RIO LA SAUCEDA Y TRAMO MUERTO A FUTURO
- - - - CAUCE ACTUAL Y PARA EL PROYECTO DEL RIO LA SAUCEDA
- OBRAS EXISTENTES
- OBRAS DE PROYECTO
- ~~~~~ ESCURRIMIENTOS

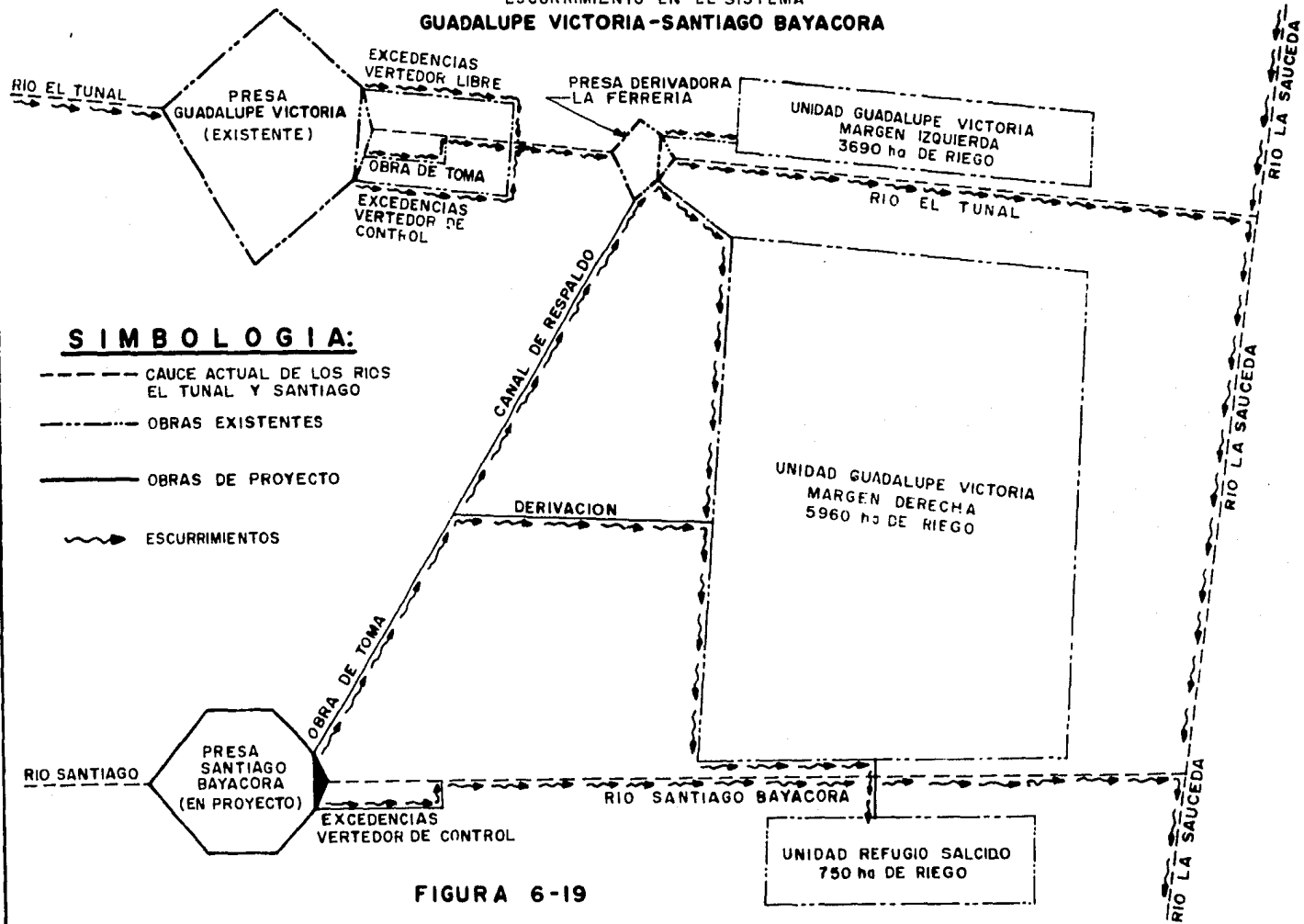
FIGURA 6-17

**LEY DE DEMANDA PARA EL SISTEMA  
PEÑA DEL AGUILA-LAGUNA PADRE PEIRO**



**GRAFICA 6-18**

ESCURRIMIENTO EN EL SISTEMA  
**GUADALUPE VICTORIA-SANTIAGO BAYACORA**



**SIMBOLOGIA:**

- CAUCE ACTUAL DE LOS RIOS EL TUNAL Y SANTIAGO
- - - - OBRAS EXISTENTES
- OBRAS DE PROYECTO
- ~~~~> ESCURRIMIENTOS

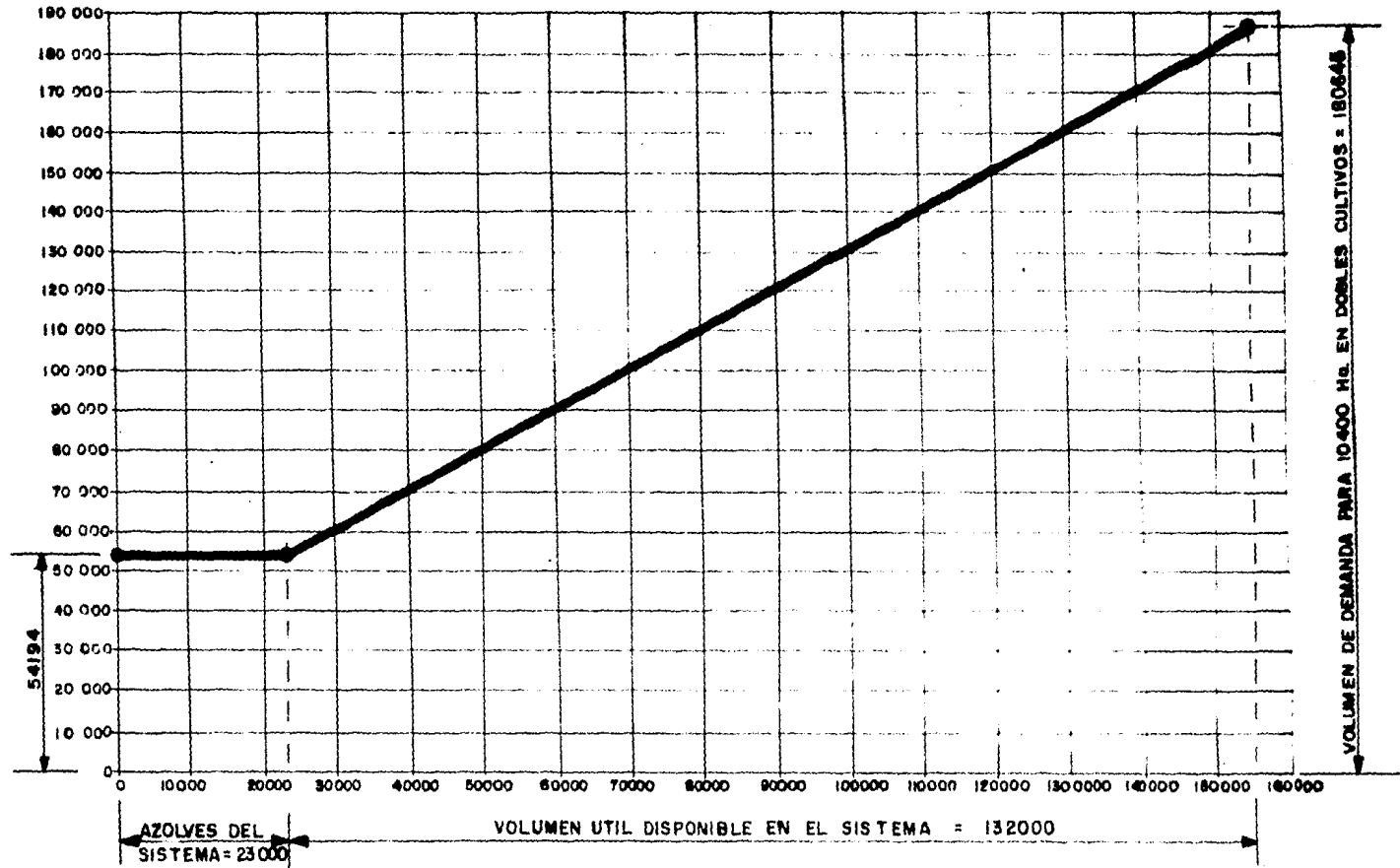
**FIGURA 6-19**



# LEY DE DEMANDA PARA EL SISTEMA GUADALUPE VICTORIA — SANTIAGO BAYACORA

VOLUMEN DE DEMANDA DEL SISTEMA

( MILES DE METROS CUBICOS )



VOLUMEN TOTAL DISPONIBLE EN EL SISTEMA

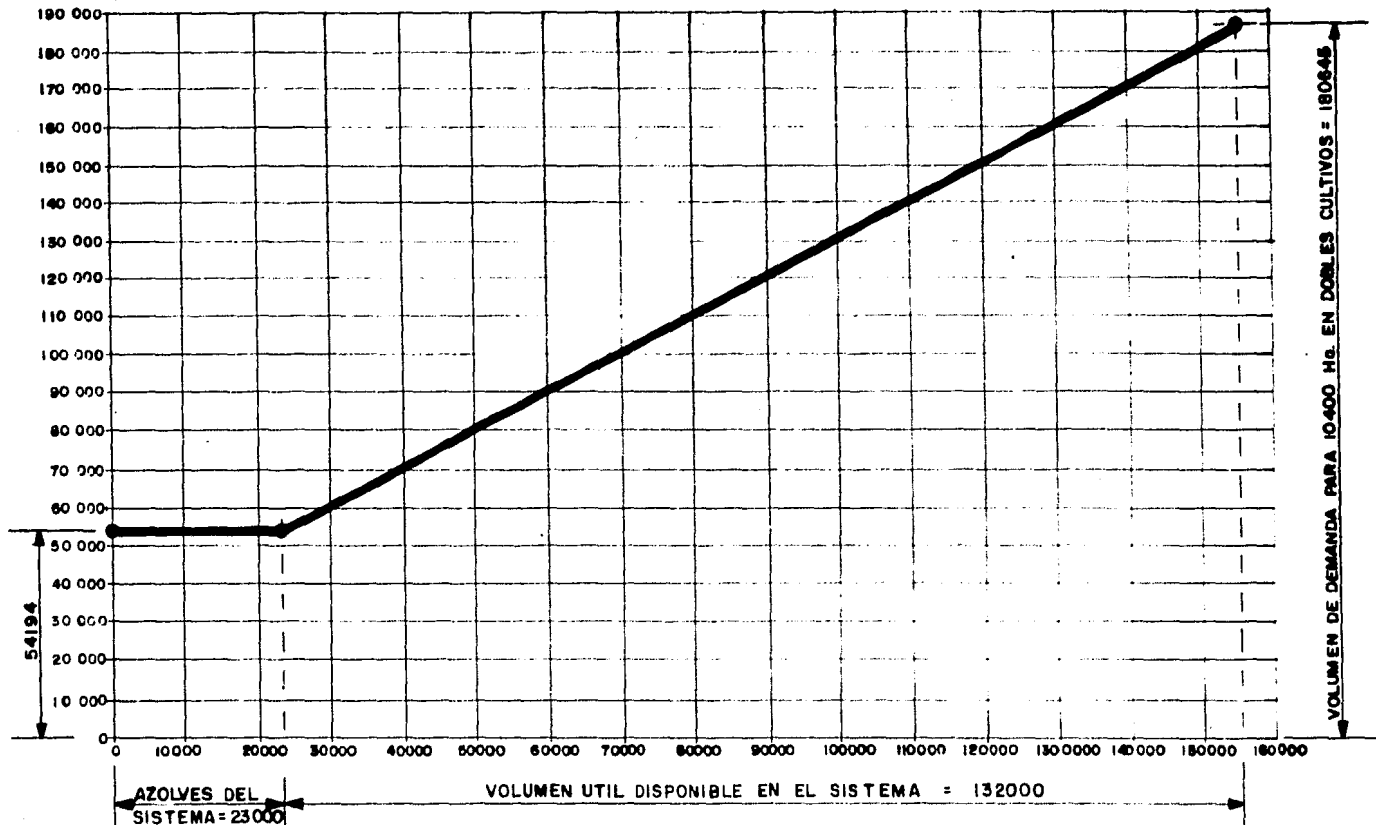
( MILES DE METROS CUBICOS )

GRAFICA 6-20

### LEY DE DEMANDA PARA EL SISTEMA GUADALUPE VICTORIA — SANTIAGO BAYACORA

VOLUMEN DE DEMANDA DEL SISTEMA

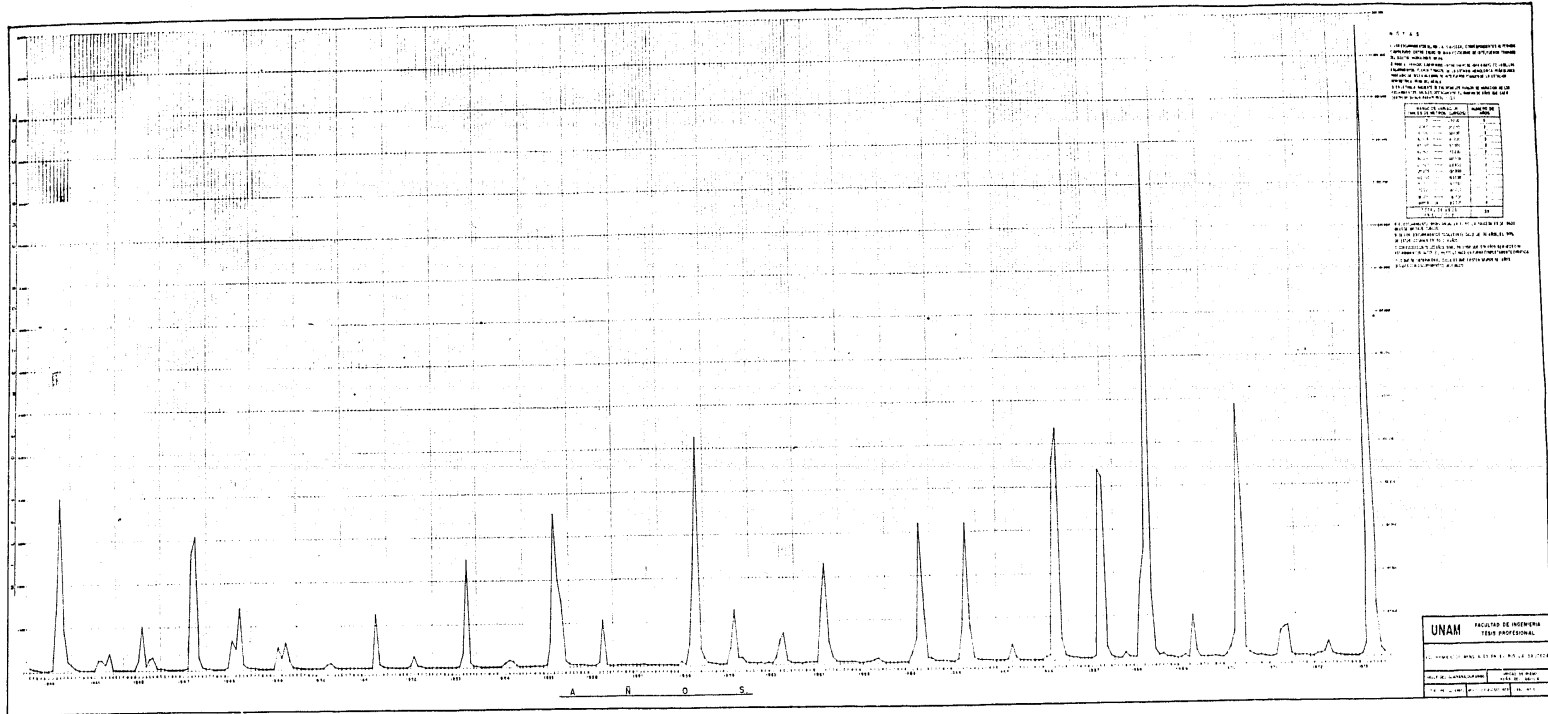
( MILES DE METROS CUBICOS )



VOLUMEN TOTAL DISPONIBLE EN EL SISTEMA

( MILES DE METROS CUBICOS )

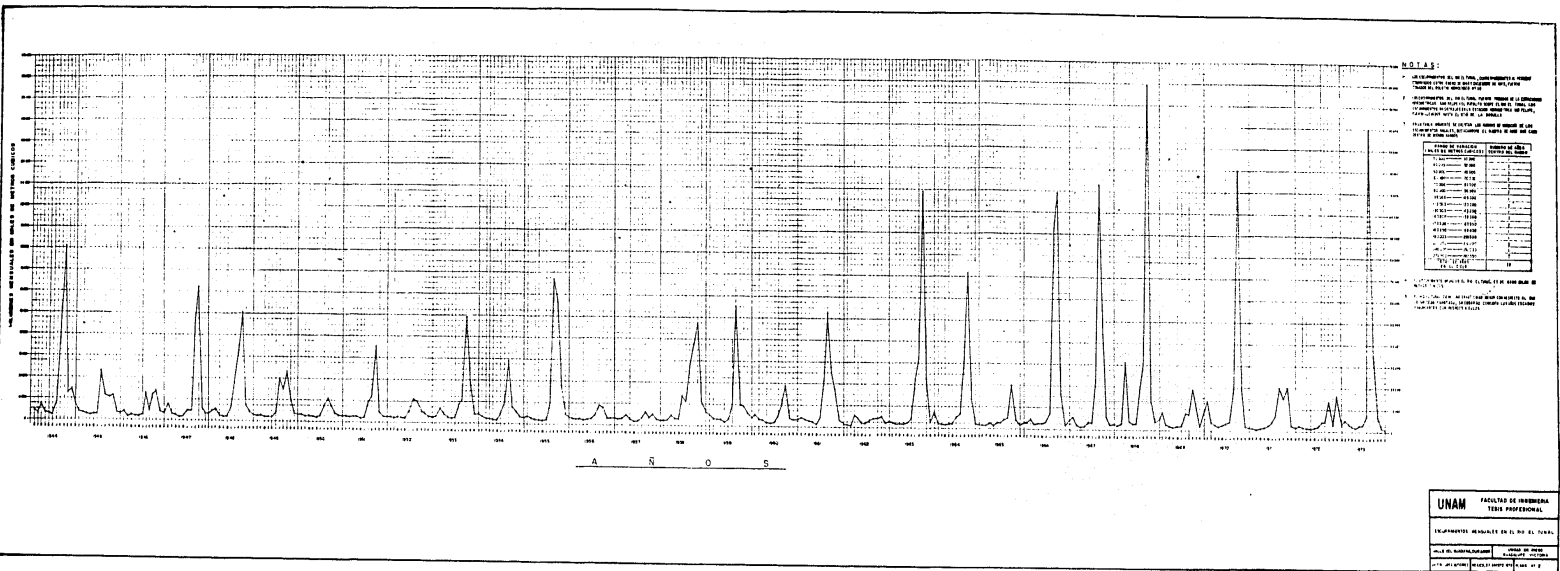
GRAFICA 6-20



1. IDENTIFICACION DE LA SUSTANCIA ANALIZADA  
 2. DESCRIPCION DE LA SUSTANCIA ANALIZADA  
 3. DESCRIPCION DE LA SUSTANCIA ANALIZADA  
 4. DESCRIPCION DE LA SUSTANCIA ANALIZADA  
 5. DESCRIPCION DE LA SUSTANCIA ANALIZADA  
 6. DESCRIPCION DE LA SUSTANCIA ANALIZADA  
 7. DESCRIPCION DE LA SUSTANCIA ANALIZADA  
 8. DESCRIPCION DE LA SUSTANCIA ANALIZADA  
 9. DESCRIPCION DE LA SUSTANCIA ANALIZADA  
 10. DESCRIPCION DE LA SUSTANCIA ANALIZADA

| Wavenumber (cm⁻¹) | Intensity   |
|-------------------|-------------|
| 3000              | Weak        |
| 2900              | Weak        |
| 1700              | Very Strong |
| 1600              | Medium      |
| 1500              | Medium      |
| 1450              | Medium      |
| 1400              | Medium      |
| 1350              | Medium      |
| 1300              | Medium      |
| 1250              | Medium      |
| 1200              | Medium      |
| 1150              | Medium      |
| 1100              | Medium      |
| 1050              | Medium      |
| 1000              | Medium      |
| 950               | Medium      |
| 900               | Medium      |
| 850               | Medium      |
| 800               | Medium      |
| 750               | Medium      |
| 700               | Medium      |
| 650               | Medium      |
| 600               | Medium      |

**UNAM** INSTITUTO DE INVESTIGACIONES QUIMICAS  
 FASE DE IDENTIFICACION  
 FECHA DE ENTREGA: \_\_\_\_\_  
 FECHA DE RECEPCION: \_\_\_\_\_  
 FECHA DE EMISION: \_\_\_\_\_



**NOTAS:**

1. El presente es un trabajo de laboratorio realizado en el laboratorio de Física de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

2. El presente es un trabajo de laboratorio realizado en el laboratorio de Física de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

3. El presente es un trabajo de laboratorio realizado en el laboratorio de Física de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

| Orden de Medida | Valor de la Tensión Corriente | Valor de la Tensión Alterna |
|-----------------|-------------------------------|-----------------------------|
| 1               | 1.0                           | 1.0                         |
| 2               | 1.0                           | 1.0                         |
| 3               | 1.0                           | 1.0                         |
| 4               | 1.0                           | 1.0                         |
| 5               | 1.0                           | 1.0                         |
| 6               | 1.0                           | 1.0                         |
| 7               | 1.0                           | 1.0                         |
| 8               | 1.0                           | 1.0                         |
| 9               | 1.0                           | 1.0                         |
| 10              | 1.0                           | 1.0                         |
| 11              | 1.0                           | 1.0                         |
| 12              | 1.0                           | 1.0                         |
| 13              | 1.0                           | 1.0                         |
| 14              | 1.0                           | 1.0                         |
| 15              | 1.0                           | 1.0                         |
| 16              | 1.0                           | 1.0                         |
| 17              | 1.0                           | 1.0                         |
| 18              | 1.0                           | 1.0                         |
| 19              | 1.0                           | 1.0                         |
| 20              | 1.0                           | 1.0                         |







**CAPITULO 7**

**ALTERNATIVA DE INGENIERIA PARA EL  
CONTROL DE INUNDACIONES**



Además de los estudios encaminados a determinar la forma de aprovechamiento de la corriente y la capacidad de las obras necesarias, debe considerarse la posibilidad de ocurrencia de escurrimientos extraordinarios que quedan fuera del régimen normal de la corriente y estudiar su influencia en el sistema de aprovechamiento, para proyectar el conjunto de obras adicionales destinadas a controlar y dar salida a los grandes volúmenes de agua escurridos en estas ocasiones. De dichas obras depende el que las aguas no rebasen los niveles máximos permisibles en cada una de las estructuras, eliminándose de esta manera la posibilidad de falla o destrucción de ellas por este concepto; que en caso contrario acarrearía la pérdida de vidas humanas; así como las fuertes inversiones de capital que requieren este tipo de obras.

Las características de una avenida dependen de un gran número de factores climatológicos, topográficos y geológicos; por lo cual es imposible determinarlas por medios exclusivamente teóricos.

El factor climatológico predominante es la lluvia, en la que la magnitud de la avenida depende de la intensidad, duración y superficie de la cuenca afectada por ella, además de tener influencia la trayectoria seguida por la tormenta, siendo máximos los efectos cuando la trayectoria es en el sentido del escurrimiento de la tormenta.

En el aspecto topográfico influyen la extensión de la superficie drenada y la forma de la cuenca, siendo máxima su capacidad de producción de avenidas cuando todos los afluentes tienden a tener las mismas características topográficas (área de cuenca, longitud del cauce, pendientes, etc.) y confluyen en el mismo punto del cauce principal. A medida que la forma de la cuenca tiende a alargarse es más difícil que las lluvias la cubran por completo, necesitándose además, que la duración de éstas sea muy grande, para que permita la concentración de los volúmenes máximos aportados por todos los afluentes. Esta es una de las razones por las cuales en corrientes con áreas de cuenca muy grandes y a pesar de que se tienen gastos fuertes, las aportaciones por unidad de área sean pequeñas. Las pendientes del cauce influyen, acelerando o retardando el escurrimiento y dando en este último caso, lugar a que se produzca un almacenamiento temporal en él, que puede ser incrementado si las riberas, al ser bajas, son inundadas, produciéndose una regulación y disminución de los gastos escurridos. Un efecto semejante es el producido por la vegetación.

La geología de la cuenca influye por la clase de materiales sobre los cuales se verifica la precipitación, dependiendo dicha influencia del mayor o menor poder de retención del agua, así por ejemplo, un suelo rocoso impermeable facilita el escurrimiento, mientras que los mantos de grava o arena y en general suelos permeables facilitan el almacenamiento subterráneo o retienen temporalmente las aguas, regulando su escurrimiento.

Para poder conocer el valor de la avenida es necesario contar con gran cantidad de datos de crecientes ocurridas basados en observaciones sistemáticas, que comprenderán extensos períodos de tiempo.

Las avenidas se clasifican de la manera siguiente:

Avenida Máxima Instantánea.- Es la máxima cantidad de agua que escurre en un instante, durante todo el período de tiempo considerado. A éste comúnmente se le llama pico de la avenida.

Avenida Máxima Anual Instantánea.- Es la avenida que en un período de varios años acarrea la máxima cantidad de agua en un instante dado en uno de los años.

Avenida Máxima Instantánea Anual Media.- Es el promedio de las máximas instantáneas anuales.

Avenida Máxima Diaria.- Es la máxima cantidad de agua que escurre en un día. Difiere de la máxima en 24 horas, en que en esta última se selecciona el período para completar dicha horas, por lo tanto el gasto es siempre mayor que la avenida de un día.

Avenida Máxima Anual de un Día.- Es el máximo gasto escurrido registrado en un día comprendido dentro del período de un año.

Avenida Máxima Anual Media de un Día.- Es la media de todas las avenidas máximas anuales de un día para el período de años considerado.

La avenida que más interesa conocer para la protección de las obras hidráulicas y habitantes del Valle del Guadiana, es la avenida máxima instantánea, intersándonos determinar de ésta su forma y el gasto máximo instantáneo de ella. Se entiende por forma de la avenida a la distribución de los porcentajes respecto al gasto máximo de los gastos correspondientes a los

tiempos transcurridos a partir del momento en que se inicia la avenida. El gasto máximo instantáneo es importantísimo, pues determina el volumen de la avenida del cual depende en gran parte de la forma en que funcionen los vasos de almacenamiento al presentarse las avenidas, así como también permite conocer la elevación máxima del agua.

Existen numerosas fórmulas empíricas para la determinación del gasto de avenida máxima instantánea, adoleciendo la mayoría de ellas del inconveniente de la limitación con que pueden aplicarse, por estar basadas en datos observados durante períodos de tiempo relativamente cortos y en zonas por las cuales se puede decir que los factores que intervienen son de características del lugar.

Los resultados obtenidos con la aplicación de las fórmulas pueden considerarse como orientación general en este aspecto debiendo ser modificados de acuerdo con datos verídicos a medida que éstos se vayan teniendo disponibles.

Cualquier fórmula debe por lo tanto emplearse con debidas reservas y en zonas y condiciones en las que está comprobada su aplicabilidad.

#### Procedimientos seguidos para la Estimación de la Avenida Máxima Probable.

##### Fórmulas de frecuencia de avenidas

Este tipo de fórmulas envuelve una consideración de frecuencia con la cual las avenidas de una magnitud pueden esperarse en la corriente y están íntimamente ligadas a los métodos estadísticos o de posibilidades.

Dichos métodos no permiten establecer fórmulas generales de frecuencia de avenidas aplicables a cualquier número de corrientes pero se consideran aceptables en corrientes individuales para determinar la probabilidad de ocurrencia de avenidas de magnitud diferente a aquéllas obtenidas de los registros.

Las fórmulas de frecuencia de avenidas son un paso hacia la generalización de las fórmulas de probabilidades que cubran un grupo de corrientes, eliminando con esto la necesidad de estudiar detalladamente cada avenida, siendo entonces aplicables especialmente a corrientes en las que los registros de esta clase son escasos.

Dentro de este grupo se tienen fórmulas clasificadas según la relación de frecuencia sea implícita o explícita.

### AVENIDA MAXIMA PROBABLE

La magnitud de la avenida máxima probable 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 ésta. 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.

Para la selección de la avenida de diseño se requiere de un análisis hidrológico y económico del problema. Conforme se incrementa el tamaño de la avenida de diseño, el costo de la obra crece y al mismo tiempo, la probabilidad de riesgo disminuye.

### Métodos Empíricos

Existe una gran variedad de ellos, y aunque en general se puede decir que sólo se requiere del conocimiento del área de la cuenca y de su coeficiente de escurrimiento, pueden conducir a errores muy grandes y sólo proporcionar el gasto máximo instantáneo. Se recomienda usarlos sólo cuando no sea posible utilizar alguno de los métodos que se mencionan a continuación.

### 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 de probabilidades.

### Método de Gumbel

Permite calcular el gasto de diseño para un cierto período de retorno determinado, utilizando la siguiente expresión

$$Q = Q_{\text{máx}} + \Delta Q$$

siendo

$$Q_{\text{máx}} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \log_e Tr)$$

y

$$Q = \pm \sqrt{N} \sigma_m \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}} \quad \text{para } 0.2 < \phi < 0.8$$

$$Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N} \quad \text{para } \phi > 0.9$$

Si  $\phi$  se encuentra entre 0.8 y 0.9, entonces  $\Delta Q$  se obtiene en forma proporcional a las dos expresiones anteriores.

$\phi$  se calcula con la expresión

$$\phi = 1 - \frac{1}{T_r}$$

$\sigma_Q$  se calcula con la expresión

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1}}$$

y en donde

N número de años de registro

$Q_i$  gastos máximos anuales registrados en m<sup>3</sup>/s

$Q_m$  gasto medio, en m<sup>3</sup>/seg.

resulta de:

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}$$

$Q_{m\acute{a}x}$  gasto máximo para un período de retorno determinado, en m<sup>3</sup>/s.

$T_r$  período de retorno

$\sigma_N, \bar{Y}_N$  constantes en función de N, vienen en tabla

$\sigma_Q$  desviación estándar de los gastos.

$\sqrt{N} \sigma_m$  constante en función de  $\phi$ , viene en tabla.

### Método de Nash

Este método permite calcular el gasto de diseño para un período de retorno determinado, utilizando la siguiente expresión:

$$Q = Q_{m\bar{x}} \pm \Delta Q$$

siendo

$$Q_{m\bar{x}} = a + c \log \frac{Tr}{Tr - 1}$$

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

cuyos valores componentes de las ecuaciones se calculan en la forma siguiente:

$$= Q_m - c X_m$$

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

en donde

$$X_i = \log \log \frac{Tr}{Tr-1}$$

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 que  $Q_i$  máximo le corresponde el valor uno, al inmediato siguiente el dos, etc. Entonces el valor del período de retorno para cada  $Q_i$  se calculará como

$$Tr = \frac{N - 1}{m_i}$$

y lo siguiente se calculará como

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

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

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

cuyo significado de las variables será el siguiente

- a, c    constantes en función del registro de gastos máximos anuales.
- $Q_{\text{máx.}}$     Gasto máximo para un período de retorno determinado.
- $T_r$         Período de retorno
- $N$          Número de años de registro
- $Q_i$         Gastos máximos anuales registrados, en  $m^3/s$
- $Q_m$         Gasto medio, en  $m^3/s$
- $X_i$         Constante para cada gasto  $Q$  registrado, función de su período de retorno correspondiente.
- $X_m$         Valor medio de las  $X_i$

Método de Levediev

El gasto de diseño se determina mediante la fórmula

$$Q = Q_{\text{máx}} + \Delta Q$$

donde

$$Q_{\text{máx}} = Q_m (K C_v + 1)$$

y

$$\Delta Q = \pm \frac{A Er Q_{\text{máx}}}{\sqrt{N}}$$

los términos que aparecen en las ecuaciones anteriores tienen el siguiente significado.

A    Coeficiente que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años de registro. Si  $N$  es mayor de 40 años, se toma el valor de 0.7.

$C_s$     Coeficiente de asimetría

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

Lebediev recomienda tomar los valores siguientes:

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

$C_s = 3 C_v$  para avenidas producidas por tormentas

$C_s = 5 C_v$  para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

Entre estos valores y el calculado se escoge el mayor

$C_v$  coeficiente de variación, que se obtiene de:

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

$E_r$  coeficiente que depende de los valores de  $C_v$  y de la probabilidad  $p$ . Se encuentra en forma gráfica.

$K$  coeficiente que depende de la probabilidad de  $p$ , expresada en porcentaje de que se repita el gasto de diseño y del coeficiente de asimetría  $C_s$ . Se encuentra en tabla

$N$  años de registro

$\Delta Q$  intervalo de confianza, en  $m^3/s$

$Q_d$  gasto de diseño, en  $m^3/s$

$Q_i$  gastos máximos anuales observados, en  $m^3/s$

$Q_m$  gasto medio, en  $m^3/s$

$Q_{m\acute{a}x}$  gasto máximo probable obtenido para un período de retorno determinado.

### Funcionamiento de Vaso para Control de Avenidas

El análisis de funcionamiento de vaso para control de avenidas es sencillo; ya que, se supone que al presentarse la avenida en un instante dado, por medio de la obra de control se descarga un gasto constante. Por efecto de la diferencia de gastos de entrada y salida al vaso, va acumulándose un cierto volumen de agua en él, hasta alcanzar un máximo volumen retenido. Por lo tanto, para una misma avenida, el análisis se reduce a determinar los volúmenes máximos retenidos estando funcionando la obra de control con distintos gastos de salida. Para ello se puede hacer de las siguientes maneras:

- Se dibuja el hidrograma de la avenida, se traza una línea de gastos constante; por medio de un planímetro se determina el valor del área que queda arriba y abajo de dicha línea de gastos. Si consideramos a las áreas que quedan arriba de la línea de gastos como positivas y a las de -



abajo como negativas y se hace la suma acumulativa, el valor máximo positivo será un valor tal que multiplicado por las escalas a que está dibujado el hidrograma, dará el volumen máximo retenido para la avenida analizada y para el gasto constante considerado. Para avenidas subsecuentes a la mínima fijada, se toma en consideración inicialmente el volumen y gasto de control considerado para la avenida o avenidas antes consideradas, antes de tantear el volumen de control para la siguiente avenida analizada.

- b) Otra forma, es haciendo un programa de computadora que en base a los gastos de entrada y de control, calcule el volumen retenido para una o varias avenidas máximas instantáneas.

El resultado que arroja este análisis se puede mostrar objetivamente en una gráfica que relacione el gasto de control contra el volumen retenido; en la cual implícitamente se encuentra considerado el costo por concepto de control de avenidas.

#### RIO LA SAUCEDA

Sobre este río se encuentra construida la presa Peña del Aguila, misma que entró en operación en julio de 1954.

Teóricamente y para efectos del funcionamiento de la presa Laguna Padre Peiro para el control de avenidas, deben tomarse como datos básicos los recabados posteriormente a la fecha mencionada, puesto que las avenidas que se presentarán en la presa Laguna Padre Peiro corresponden a las descargas de la presa Peña del Aguila. Sin embargo, en el Boletín Hidrológico 30 se menciona que el gasto máximo probable de la avenida en la presa Peña del Aguila y el gasto de diseño del vertedor, tienen el mismo valor de 1,200 m<sup>3</sup>/s, lo cual indica el escaso poder regulador del vaso.

Por lo anterior, puede considerarse para el análisis el período completo de datos, de 1944 a 1973 inclusive, para deducir los gastos de avenidas máximas que se presentarán en la presa Laguna Padre Peiro.

La aplicación de los tres métodos estadísticos dio las siguientes avenidas máximas probables:

|                    |                            |
|--------------------|----------------------------|
| Método de Gumbel   | 1,183.74 m <sup>3</sup> /s |
| Método de Nash     | 1,151.92 m <sup>3</sup> /s |
| Método de Levediev | 1,369.87 m <sup>3</sup> /s |

Observando estos gastos y las razones mencionadas, referente a la presa Peña del Aguila, se adoptó un gasto para la avenida máxima probable de 1,200 m<sup>3</sup>/s. La forma de la avenida máxima probable se adopta de la avenida máxima observada en la estación hidrométrica Peña del Aguila con fecha 27 de septiembre de 1970 y con magnitud de 575 m<sup>3</sup>/s.

Los resultados obtenidos en el cálculo fueron los siguientes:

- 1) Avenida máxima observada = 575 m<sup>3</sup>/s  
con período de retorno igual a 40 años  
Gasto de control adoptado = 275 m<sup>3</sup>/s  
Volumen retenido o de control = 112.5 millones de m<sup>3</sup>
- 2) Avenida máxima probable = 1,200 m<sup>3</sup>/s  
con período de retorno igual a 10,000 años  
Gasto de control adoptado = 900 m<sup>3</sup>/s  
Volumen retenido o de control = 135 millones de m<sup>3</sup>

El primer gasto de control fue fijado en base a la capacidad del cauce aguas abajo de la presa Laguna Padre Peiro.

El segundo gasto de control fue fijado para abatir una sobre elevación considerable de la cortina, debido al volumen retenido.

#### RIO SANTIAGO BAYACORA

Basados en las observaciones de los gastos máximos registrados en la estación hidrométrica Refugio Salcido se obtuvieron los gastos máximos instantáneos anuales. El análisis se hizo para el período observado de 1944-1973, inclusive, para deducir los gastos de avenidas máximas, que se presentarán en la presa Santiago Bayacora.

La aplicación de los tres métodos estadísticos dio las siguientes avenidas máximas probables.

|                    |                          |
|--------------------|--------------------------|
| Método de Gumbel   | 1,345 m <sup>3</sup> /s  |
| Método de Nash     | 1,277 m <sup>3</sup> /s  |
| Método de Levediev | 1,790 m <sup>3</sup> /s. |

Observando estos gastos se adoptó un gasto para la avenida máxima probable de 1,800 m<sup>3</sup>/s y la forma de la avenida máxima se tomó de la avenida máxima observada en la estación, con fecha 11 de septiembre de 1968 y con magnitud de 650.0 m<sup>3</sup>/s.

Los resultados obtenidos en el cálculo fueron los siguientes:

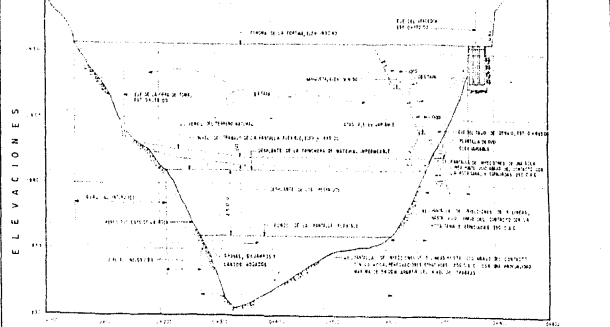
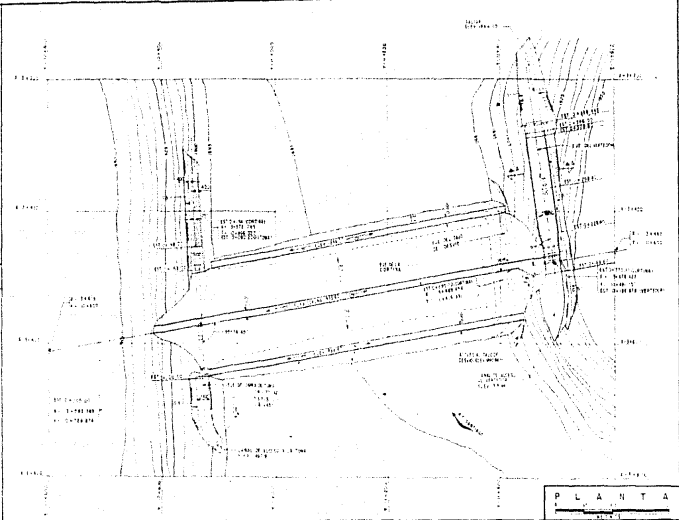
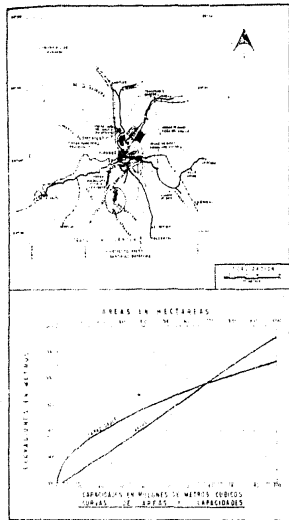
- 1) Avenida máxima observada = 650 m<sup>3</sup>/s  
 con período de retorno igual a 50 años  
 Gasto de control adoptado = 200 m<sup>3</sup>/s  
 Volumen retenido o de control = 46.7 millones de m<sup>3</sup>
- 2) Avenida máxima intermedia = 1,100 m<sup>3</sup>/s  
 Gasto de control adoptado = 650 m<sup>3</sup>/s  
 Volumen retenido o de control = 52.1 millones de m<sup>3</sup>
- 3) Avenida máxima probable = 1,800 m<sup>3</sup>/s  
 con período de retorno igual a 10,000 años  
 Gasto de control adoptado = 1,100 m<sup>3</sup>/s  
 Volumen retenido o de control = 61.0 millones de m<sup>3</sup>

El primer gasto de control fue fijado en base a la capacidad del cauce aguas abajo de la presa Santiago Bayacora.

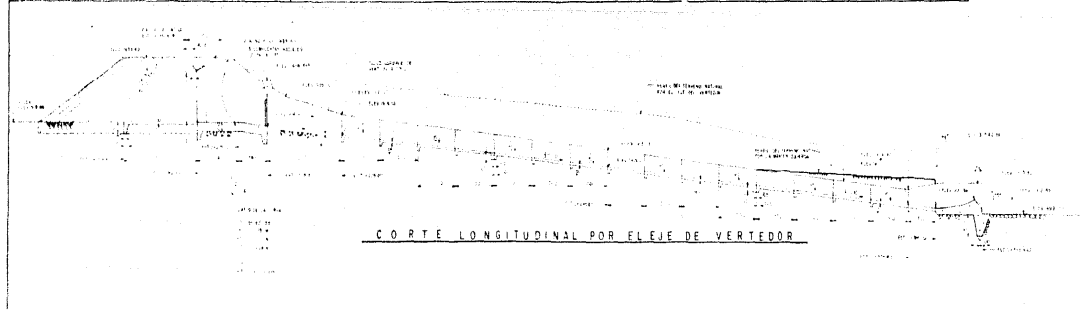
El segundo gasto de control fue fijado para no dar un brinco fuerte al controlar la avenida máxima probable.

El tercer gasto de control fue fijado para abatir una sobre-elevación considerable de la cortina, debido al volumen retenido.





| DATOS DE PROYECTO    |  |
|----------------------|--|
| PROYECTO             | ESTUDIO DE PROYECTO DE LA CORTINA DE LA PRESA DE SANTIAGO RAYACORA |
| CLIENTE              | SECRETARÍA DE ENERGÍA Y ENERGÍA ATÓMICA                            |
| FECHA DE PROYECTO    | 1968   |
| FECHA DE EJECUCIÓN   | 1968   |
| FECHA DE ENTREGA     | 1968   |
| FECHA DE REVISIÓN    | 1968   |
| FECHA DE APROBACIÓN  | 1968   |
| FECHA DE CANCELACIÓN | 1968   |
| FECHA DE REVISIÓN    | 1968   |
| FECHA DE APROBACIÓN  | 1968   |
| FECHA DE CANCELACIÓN | 1968   |
| FECHA DE REVISIÓN    | 1968   |
| FECHA DE APROBACIÓN  | 1968   |
| FECHA DE CANCELACIÓN | 1968   |



**UNAM** PROFESOR DE MEMORIA  
TÍTULO PROFESIONAL

**PRESA SANTIAGO RAYACORA**  
ESTUDIO DE PROYECTO DE EJECUCIÓN

FECHA DE PROYECTO: 1968  
FECHA DE EJECUCIÓN: 1968  
FECHA DE ENTREGA: 1968  
FECHA DE REVISIÓN: 1968  
FECHA DE APROBACIÓN: 1968  
FECHA DE CANCELACIÓN: 1968

## **CAPITULO 8**

# **PRESAS SELECCIONADAS**

## GENERALIDADES

De acuerdo con datos preliminares que se tienen acerca de los materiales que existen en las cercanías de las boquillas, se sabe que existen algunos bancos de material arcilloso. También se tienen algunos mantos de roca de buena calidad, resistente al intemperismo y, por lo tanto, propia para este tipo de obras.

Por otra parte, considerando la longitud de la cortina Padre Pécero igual a 7,500 m con altura máxima de 19.50 m y una longitud de cortina para la presa Santiago Bayacora igual a 740 m con altura máxima de 100 m, se ve que un tipo de cortina rígida sería muy costosa por el volumen de concreto que necesitarían y además porque la mano de obra es más cara en este tipo de cortinas. Debido a las razones mencionadas, un tipo de cortina flexible con enrocamiento es la solución más adecuada para obtener buenos resultados.

## REQUISITOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE LAS PRESAS

La estabilidad de este tipo de cortinas se obtiene de la resistencia al esfuerzo cortante debida a la fricción de la roca; por lo tanto, la roca de cimentación debe tener una resistencia mayor o igual al corte, eliminando por consiguiente a los suelos granulares o finos.

Un aspecto importante en el diseño de una cortina de enrocamiento es darle los taludes apropiados para que no se derrumben o deslicen bajo una presión hidrostática dada. El ángulo de reposo del material debe ser determinado por análisis de laboratorio y después de ello emplearlo en el diseño.

El análisis de estabilidad en este tipo de cortinas se hace por medio del círculo de falla, determinando los taludes exteriores necesarios para obtener un factor de seguridad del orden de 1.5.

Respecto al elemento impermeable, puede recomendarse un delantal impermeable colocado en el talud de aguas arriba, o bien, un corazón impermeable en el centro de la cortina. Ello dependerá de la cantidad de material impermeable disponible. En caso de tener suficiente cantidad de arcilla en los alrededores, es recomendable el tipo de pantalla central impermeable

formando un corazón. Este tipo tiene la ventaja de que los asentamientos del enrocamiento no alteran la impermeabilidad del corazón, teniendo por el contrario, efectos favorables.

Cuando se emplea delantal impermeable en forma de franja puede decirse que los asentamientos del enrocamiento tienden a alterar la capa impermeable que descansa sobre el enrocamiento principal.

La roca del lecho del río puede proporcionar un buen apoyo al enrocamiento. En caso de que la roca de cimentación presente algunos agrietamientos, puede recurrirse a impermeabilizarla por medio de inyecciones de lechada de cemento. Como materiales empleados en las inyecciones, la mezcla comúnmente usada es la de cemento con agua. La lechada de cemento puede inyectarse sola, con arena fina, o en combinación con materiales, como son: arcilla, aserrín, trigo, avena, etc.; dependiendo su empleo de la formación de la roca, las filtraciones y escurrimientos del agua.

Para tener un mejor control en las inyecciones, deberán tenerse datos de estratificación, calidad, grietas y cavidades de la roca.

En presas de corazón central impermeable se tiene necesidad de poner filtros entre el material impermeable o fino y el enrocamiento, para evitar que los materiales finos al ser saturados, fluyan entre los huecos de los más gruesos. Estos filtros en general son de arena y grava, dependiendo sus dimensiones y proporción volumétrica de los materiales a ligar.

Por lo general siempre se pone una cortina de inyecciones bajo el corazón impermeable de las presas de este tipo, dependiendo su localización en cada caso particular de las características del material del terraplén y de la estructura de la roca de cimentación, dependiendo de esto último también de la profundidad de la inyección.

Además de los requisitos mencionados con anterioridad es necesario calcular el bordo libre, para conocer la elevación de la corona y consecuentemente su altura máxima.

El bordo libre es igual a la altura de ola más un bordo libre adicional; la altura de ola se calcula con la fórmula de Stevenson en función del Fetch (máxima longitud en línea recta sobre la superficie del agua, medida a partir de la cortina. Dicha fórmula se expresa como:



$$h = 0.36 F + 0.76 - 0.27 F$$

donde  $F$  = máxima longitud en línea recta de la cortina (Fetch)

La velocidad de ola está dada por la fórmula de Gaillard.

$$V_o = 1.524 + 2h$$

Finalmente el bordo libre se obtiene con la expresión.

$$B.L. = 0.75 h + \frac{V_o^2}{29}$$

### PRESAS SELECCIONADAS

#### Presa Laguna Padre Péiro

La cortina está constituida por un corazón o núcleo de material impermeable y respaldos de material permeable, predominantemente friccionantes, protegidos exteriormente por una capa de enrocamiento a volteo. La cortina tiene un ancho de 8 m y el corazón impermeable con taludes 1:1, el nivel de desplante está a una profundidad de 2 m, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, que viene siendo la limpia recomendada.

Como parte integral del corazón, se formará la trinchera con ancho máximo de contacto con el suelo, de 6 m, a una profundidad máxima de 6 m y taludes de 1.5:1; rematará en los empotramientos sobre las laderas con una transición, disminuyendo el área de contacto con el terreno y la profundidad de desplante.

Los respaldos de material permeable, se construirán con taludes de 2:1 y el espesor efectivo del enrocamiento será de 1 m.

Entre el corazón y los respaldos se dejará un filtro de agregados bien graduados, limpios y puramente friccionantes; el espesor del filtro será de 0.80 m.

Como protección de la corona se tendrá sobre ésta una capa de grava controlada de 0.30 m de espesor.

La construcción de la cortina se hará en dos etapas:

La primera consistirá en cerrar prácticamente la Laguna Padre Péiro; a la vez que se inicia la apertura del tajo de acceso.

La segunda etapa será el cierre del cauce del río durante la época de estiaje, cerrando las compuertas de la obra de toma de la presa Peña del Aguila, para evitar cualquier escurrimiento.

En el plano 6, se muestra la planta de la cortina, en la cual se indica la localización de la obra de toma y vertedor; asimismo, un perfil por el eje de la cortina, sección máxima de la cortina, datos de proyecto y las cantidades de obra estimadas.

Las características más notables de la presa Laguna Padre Péiro, son las siguientes:

|                                      |                                |
|--------------------------------------|--------------------------------|
| Capacidad muerta                     | 10 millones de m <sup>3</sup>  |
| Capacidad útil para riego            | 65 millones de m <sup>3</sup>  |
| Capacidad para control de avenidas   | 60 millones de m <sup>3</sup>  |
| Capacidad total del vaso al NAME     | 135 millones de m <sup>3</sup> |
| Elevación del umbral de la toma      | 1,866.50 m                     |
| Elevación de la cresta vertedora     | 1,871.90 m                     |
| Elevación del nivel de conservación  | 1,874.75 m                     |
| Elevación de las aguas máximas NAME  | 1,880.04 m                     |
| Elevación de la corona de la cortina | 1,882.15 m                     |

#### Presa Santiago Bayacora

La cortina está constituida por un corazón de material impermeable, de 6 m de ancho de corona y taludes 0.3:1; ligado en la parte inferior con una trinchera excavada en el lecho del río hasta el nivel de trabajo de la pantalla flexible. Este corazón se encuentra protegido en la parte superior por un revestimiento a base de grava y arena selectas y en ambos taludes por filtros de 1.50 m y 2 m, aguas arriba y aguas abajo respectivamente, formados también por gravas y arenas seleccionadas, que tiene por objeto evitar el fenómeno de tubificación del corazón de la cortina.

Sobre los filtros se recargan zonas de transición construidas con material de acarreo del río; entre ellas arena, grava y

boleos con tamaño máximo de 25 cm, hasta llegar a los taludes exteriores de 2:1, en donde rematan en chapas de protección de enrocamiento seleccionado colocado a volteo. Con el objeto de evitar tubificación del material aluvial en que se desplanta la cortina, se impermeabilizó por medio de una pantalla flexible de 25 m de profundidad, a partir del nivel de trabajo de la pantalla, impermeabilizando el resto de material aluvial por medio de un tapate de inyecciones de lechada de cemento, hasta penetrar 2 m abajo del contacto con la roca.

El manejo del río en la primera etapa de construcción, hasta la elevación de la corona, se hará por medio de un tajo localizado en la margen derecha de la boquilla, cuyo eje es normal al eje de la cortina.

Las terracerías de la cortina se irán colocando con taludes 2:1 desde la corona de las ataguías transversales, que quedarán como banquetas, hasta la elevación de la corona.

Para el estudio del cierre se calcularon los rendimientos diarios de colocación de terracerías y se forman las gráficas de elevaciones de terracerías colocadas contra tiempo. Por otra parte se recabaron los volúmenes máximos mensuales escurridos por el río en los meses de estiaje, de acuerdo con los registros de la estación hidrométrica Refugio Salcido, correspondiente al período 1944-1973. Con estos datos se determinó que la fecha más conveniente para iniciar los trabajos del cierre, será el primero de diciembre.

Con los valores de los escurrimientos máximos mensuales acumulados, se construye una gráfica de elevaciones del agua en el embalse contra tiempo y se compara con la gráfica de elevaciones de terracerías contra tiempo, para determinar si es necesario construir un conducto para desvío para el cierre final, pues el nivel de terracerías debe ser siempre mayor que el agua almacenada en el vaso.

Las características más notables de la presa Santiago Bayacora, son las siguientes:

|   |            |
|---|------------|
| Elevación del fondo del cauce           | 1,895.00 m |
| Elevación del umbral de la obra de toma | 1,898.18 m |
| Elevación del nivel mínimo de operación | 1,902.36 m |
| Elevación de la cresta vertedora        | 1,918.88 m |

|  |                                 |
|--|---------------------------------|
| Elevación del nivel de conservación                  | 1,921.98 m                      |
| Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias | 1,931.36 m                      |
| Elevación de la corona de la cortina                 | 1,933.60 m                      |
| Capacidad muerta                                     | 8 millones de m <sup>3</sup>    |
| Capacidad al nivel mínimo de operación               | 17.2 millones de m <sup>3</sup> |
| Capacidad útil para riego                            | 92 millones de m <sup>3</sup>   |
| Capacidad al nivel de conservación                   | 100 millones de m <sup>3</sup>  |
| Capacidad de control de avenidas                     | 61 millones de m <sup>3</sup>   |
| Capacidad total del vaso al NAME                     | 161 millones de m <sup>3</sup>  |

**CAPITULO 9**

**OBRAS VARIAS PARA EL  
FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA**

## UNIDAD PEÑA DEL AGUILA

### Generalidades

La Unidad de Riego Peña del Aguila será beneficiada directamente por las aguas almacenadas en el sistema de presas Peña del Aguila y Laguna Padre Péiro. Las características de la presa Laguna Padre Péiro fueron mencionadas en el capítulo 8; en cambio la presa Peña del Aguila ya existe en operación y únicamente se integra al proyecto para mejorar las condiciones que actualmente prevalecen en la Unidad de Riego Peña del Aguila. Las obras auxiliares que forman parte de la presa Laguna Padre Péiro se mencionan a continuación; éstas dan la integración total del sistema, para su buen funcionamiento.

### Obra de Toma

Basados en la demanda de la zona de riego, se diseñó la obra de toma para un gasto de  $7 \text{ m}^3/\text{s}$ , proponiéndose un conducto de sección circular de acero soldado de 1.60 m de diámetro, ahogado en concreto simple. El conducto de acero se desarrolla en una longitud de 72 m, para después continuar con un canal trapecial de concreto reforzado, hasta ligarse al canal principal, para que dicho gasto sea conducido directamente a la Unidad de Riego Peña del Aguila.

### Obra de Control y Excedencias

Se encuentra alojada en una de las laderas, con su eje perpendicular al dique, lo cual obliga a una curva en el canal de descarga, para reducir la longitud del mismo y por lo tanto las excavaciones.

### Tajo de Acceso

Para comunicar las descargas de la presa Peña del Aguila sobre el Río La Sauceda con la presa Laguna Padre Péiro es conveniente hacer un tajo de acceso que permita dicha comunicación; el canal irá al pie de la cortina y encauzará los volúmenes hasta las partes más bajas del almacenamiento.

### Obras de Riego y Drenaje

Como fue mencionado con anterioridad, la Unidad de Riego Peña del Aguila, pretende ampliar de 2,400 ha a 5,704 ha, merced a la rehabilitación de canales y estructuras existentes,

así como, el aprovechamiento integral de nuevas tierras de buena calidad que se mejorarían notablemente con nuevos drenes que eliminarán de la zona de riego, los retornos y aguas pluviales excedentes.

#### UNIDAD GUADALUPE VICTORIA

La Unidad de Riego Guadalupe Victoria será beneficiada directamente por las aguas almacenadas en el sistema de presas Guadalupe Victoria y Santiago Bayacora. Las características de la presa Santiago Bayacora fueron mencionadas en el capítulo 8; en cambio la presa Guadalupe Victoria ya existe en operación y únicamente se integra al proyecto para mejorar las condiciones que actualmente prevalecen en la Unidad de Riego Guadalupe Victoria. Las obras auxiliares que forman parte de la presa Santiago Bayacora se mencionan a continuación; éstas dan la integración total al sistema, para su buen funcionamiento.

#### Obra de Toma

La obra de toma se diseñó para un gasto de  $13.70 \text{ m}^3/\text{s}$  y está formada por un conducto de concreto reforzado de sección de herradura. Dicho conducto se desarrolla en una longitud de 60 m, para después continuar con un canal trapecial de concreto reforzado, hasta ligarse al canal que conduce el agua de esta presa a la presa derivadora La Ferrería.

#### Obra de Control y Excedencias

La obra de control y excedencias, está alojada en la margen derecha de la boquilla y ligada a la cortina mediante una ampliación del ancho de la corona, consiguiéndose así, encauzar el agua hacia el vertedor para evitar vórtices y turbulencias en la zona de compuertas.

El trazo se adaptó a las condiciones topográficas del sitio, buscando la mínima excavación, lo cual se logra construyendo una parte de los taludes de la margen izquierda del canal de descarga por medio de muros para dar la altura requerida.

#### Obras de Riego y Drenaje

La Unidad de Riego Guadalupe Victoria, dentro del estudio, pretende ampliar las 9,000 ha actuales de riego a 10,546 ha, mediante una expansión de la propia zona que disponga de un plan integral de rehabilitación para los canales principales, redes de distribución y drenaje; así como, de las estructuras correspondientes a los mismos.

La localización de estas áreas de ampliación en ambas unidades de riego, se eligió creando zonas aledañas a las actuales integrando la infraestructura existente mediante la simple prolongación de sus obras conexas.



**CAPITULO 10**

# **EVALUACION ECONOMICA**

## Presupuesto de las Obras de Ingeniería

Para el Proyecto de Rehabilitación del Valle del Guadiana se formuló un catálogo de conceptos de obra, según las obras de riego y drenaje necesarias para la adecuación de las áreas de riego.

Las cantidades de obra están basadas en planos, perfiles y proyectos de las obras; ordenadas según el catálogo de conceptos formulado.

Los precios unitarios utilizados se tomaron de diversas dependencias y de diversas obras de otros proyectos.

Para cada una de las partidas más importantes se muestra la separación de los costos de sus componentes principales, tales como estructuras de las presas Laguna Padre Péiro y Santiago Bayacora, redes de distribución, redes de drenaje y estructuras de las redes de canales y drenes.

A los importes de las partidas de este presupuesto se les ha añadido un 5% para considerar imprevistos, y una partida de costos de ingeniería y administración necesaria; calculada como un 10% de la suma de costos, ya adicionados de sus imprevistos. En la hoja siguiente se presenta un resumen del presupuesto total de las obras de ingeniería.

La inversión total estimada para las obras del Proyecto de Rehabilitación del Valle del Guadiana, alcanza la cifra de - \$633'425,914.00. Este importe cubre la construcción total de las obras requeridas, incluyendo las indemnizaciones.

PRESUPUESTO DE LAS OBRAS DE INGENIERIA

| C O N C E P T O  | IMPORTE<br>(\$) | SUMAS<br>(\$) |
|--|-----------------|---------------|
| <u>UNIDAD PEÑA DEL AGUILA</u>  |                 |               |
| Presa Almacenamiento y Control<br>Padre Péiro  |                 |               |
| Cortina  | 191'475,382     |               |
| Obra de toma   | 4'221,357       |               |
| Obra de control y excedencias  | 29'065,582      | 224'862,321   |
| Planta de bombeo (incluye equi<br>po de bombeo, subestación, equi<br>po electromecánico, etc.)   |                 | 7'500,000     |
| Casa para el presero   |                 | 270,000       |
| Acondicionamiento Camino de Ac-<br>ceso (5 km)   |                 | 847,200       |
|  | <hr/>           |               |
| Suma Parcial   | 233'379,521     | 233'379,521   |
| <br>Canal de Conducción (tramo Muer<br>to), de Liga con C.P.M.I. Presa<br>Derivadora Carlos Real |                 |               |
| Terracerías  |                 | 1'259,271     |
| Revestimiento de concreto sim-<br>ple  |                 | 1'433,544     |
| Revestimiento del camino   |                 | 121,722       |
|  | <hr/>           |               |
| Suma Parcial   | 2'814,537       | 2'814,537     |
| <br>Rehabilitación Zona de Riego   |                 |               |
| Canal Principal Margen Izquier-<br>da Carlos Real  |                 |               |
| Terracerías  |                 | 3'300,352     |
| Revestimiento de concreto sim-<br>ple  |                 | 3'196,863     |

| CONCEPTO  | IMPORTE<br>(\$) | SUMAS<br>(\$)             |
|---|-----------------|---------------------------|
| Revestimiento del camino                              | 978,906         |                           |
| Estructuras nuevas y rehabilitación de las existentes | 2'252,292       |                           |
| Suma Parcial  | 9'728,413       |                           |
| Red de Distribución                                   |                 |                           |
| Terracerías   | 4'749,657       |                           |
| Revestimiento de concreto simple                      | 6'008,575       |                           |
| Revestimiento de caminos                              | 2'189,028       |                           |
| Estructuras   | 1'404,757       |                           |
| Suma Parcial  | 14'352.017      |                           |
| Red de Drenaje  |                 |                           |
| Terracerías   | 7'103,003       |                           |
| Estructuras   | 4'289,929       |                           |
| Suma Parcial  | 11'392,932      | <u>35'73,362</u>          |
| SUB-TOTAL   |                 | 271'667,420               |
| IMPREVISTOS   |                 | 13'583,371                |
|   |                 | <u>285,250,791</u>        |
| INGENIERIA Y ADMINISTRACION (10%)                     |                 | 28,525,079                |
| TOTAL   |                 | <u><u>313'775,870</u></u> |

UNIDAD GUADALUPE VICTORIA

Presas Almacenamiento y Control  
Santiago Bayacora

|                                  |             |
|----------------------------------|-------------|
| Cortina                          | 102'040,040 |
| Obra de toma en margen izquierda | 8'289,394   |

| C O N C E P T O   | IMPORTE<br>(\$) | SUMAS<br>(\$) |
|---|-----------------|---------------|
| Obra de control y excedencias   | 41'340,713      |               |
| Obra de desvío  | 13'868,118      | 165'538,265   |
| Casa para el presero  |                 | 270,000       |
| Acondicionamiento camino de acceso  |                 | 141,200       |
| Suma Parcial  | 165'949,465     | 165'949,465   |
| Canal de Conducción entre Santiago Bayacora y Vaso Presa La Ferrería                            |                 |               |
| Terracerías del canal   | 10'010,258      |               |
| Revestimiento de concreto simple  | 13'974,388      |               |
| Revestimiento del camino  | 1'560,987       |               |
| Suma Parcial  | 25'545,633      | 25'545,633    |
| Canal de Interconexión entre Canal de Conducción Bayacora-La Ferrería y el C.P.M.D. La Ferrería |                 |               |
| Terracerías   | 559,213         |               |
| Revestimiento de concreto simple  | 609,689         |               |
| Revestimiento del camino  | 77,545          |               |
| Estructuras   | 917,108         |               |
| Suma Parcial  | 2'163,555       | 2'163,555     |
| Canales Principales en Zona de Riego  |                 |               |
| Canal Principal Margen Derecha  |                 |               |
| Terracerías (ampliación de bordos y terrapelens; revestimiento de caminos)                      | 6'058,778       |               |

| C O N C E P T O  | IMPORTE<br>(\$) | SUMAS<br>(\$)    |
|--|-----------------|------------------|
| Revestimiento del canal principal  | 6'845,616       |                  |
| Rehabilitación de estructuras  | 891,983         | 13'796.377       |
|  |                 | <hr/> 13'796,377 |
| Red de Distribución  |                 |                  |
| Terracerías (ampliación de bordos y terrapelens; revestimiento de caminos)   | 10'936,546      |                  |
| Revestimiento de canales   | 14'939,342      |                  |
| Rehabilitación y construcción de estructuras   | 3'777,817       | 29'653,705       |
|  |                 | <hr/> 29'653,705 |
| Red de Drenaje   |                 |                  |
| Terracerías (rectificación drenes existentes y construcción de nuevos drenes)  | 2'921,833       |                  |
| Rehabilitación y construcción de estructuras   | 1'302,776       | 4'224,609        |
|  |                 | <hr/> 4'224,609  |
| Suma parcial   | 47'674,691      | 47'674,691       |
| Canal Principal Margen Izquierda   |                 |                  |
| Terracerías (tramo nuevo del canal principal; ampliación de bordos y terraplenes del canal principal existente y revestimiento de caminos) | 9'544,066       |                  |
| Revestimiento del canal principal  | 8'610,444       |                  |
| Rehabilitación y construcción de estructuras   | 2'529,073       | 20'683,583       |
|  |                 | <hr/> 20'683,583 |

| C O N C E P T O   | IMPORTE<br>(\$) | SUMAS<br>(\$)           |
|---|-----------------|-------------------------|
| <b>Red de Distribución</b>  |                 |                         |
| Terracerías (ampliación de bordos y terraplenes; revestimiento de caminos)    | 3'666,580       |                         |
| Revestimiento de canales  | 5'767,322       |                         |
| Rehabilitación de estructuras   | 1'387,282       | 10'821,184              |
|   |                 | <hr/> 10'821,184        |
| <b>Red de Drenaje</b>   |                 |                         |
| Terracerías (rectificación de drenes existentes y construcción de nuevos)     | 637,459         |                         |
| Rehabilitación de estructuras   | 441,178         | 1'078,637               |
|   |                 | <hr/> 1'078,637         |
| Suma Parcial  | 32'583,404      | 32'583,404              |
| <b>Trabajos Complementarios</b>   |                 |                         |
| Demolición total (hasta sus cimientos) de la Presa Derivadora Navacoyán       | 1'379,400       |                         |
| Demolición total (hasta sus cimientos) de la Presa Derivadora Francisco Villa | 1'320,930       |                         |
| Sobreelevación cresta vertedora de la Presa Derivadora La Ferrería            | 136,207         |                         |
| Suma Parcial  | 2'836,537       | 2'836,537               |
| SUB-TOTAL   |                 | 276'753,285             |
| IMPREVISTOS (5%)  |                 | 13'837,664              |
|   |                 | <hr/> 290'590,949       |
| INGENIERIA Y ADMINISTRACION (10%)   |                 | 29'059,095              |
| TOTAL   |                 | <hr/> <hr/> 319'650,044 |

RESUMEN GENERAL

I.- Unidad Peña del Aguila \$ 313'775,870

II.- Unidad Guadalupe Victoria 319'650,044

---

IMPORTE TOTAL \$ 633'425,914

---

---



## **CAPITULO 11**

# **CONCLUSIONES**

Los resultados de los estudios consignados en los capítulos 1 a 10 de este trabajo, permiten llegar a las siguientes conclusiones:

- 1.- Las actividades agropecuarias que reflejaron una alarmante disminución entre 1960 y 1970, tenderán a normalizarse con los jornales/día que generarán los cultivos propuestos.
- 2.- Los rendimientos unitarios de los cultivos, un tanto erráticos por la variable del recurso agua, se incrementarán hasta alcanzar su nivel normal.
- 3.- Los escurrimientos de las tres corrientes principales - que cruzan el Valle del Guadiana, que en la actualidad sólo se utilizan al 31%, se aprovecharán al 60%. Dado que el escurrimiento medio anual de estas corrientes es de 273.7 millones de m<sup>3</sup>, se aprovecharán 163.9 millones de m<sup>3</sup> en lugar de 85 millones de m<sup>3</sup>, que históricamente se han utilizado.
- 4.- Se evitarán totalmente las inundaciones, cuando se presente la avenida máxima observada o aún cuando se presenten avenidas con período de retorno de 100 años, en las tres corrientes principales que concurren al Valle del Guadiana. En los años de 1968 y 1973, las avenidas ocurridas inundaron 20,200 ha del Valle, de las cuales 37% correspondieron a tierras agrícolas bajo riego.

Este control de inundaciones, que beneficia a los usuarios del Distrito de Riego No. 52, además jugará un papel sumamente importante al darle confianza y seguridad a los usuarios de las tierras temporaleras fuera del Distrito, lo cual se traducirá a corto plazo en un incremento importante en el valor de la producción.

- 5.- De acuerdo con lo mencionado en las conclusiones 1 a 4 se puede concluir sobre el trabajo desarrollado, que es una alternativa que da repercusiones de carácter económico y social, al elevarse las actividades agrícolas y controlar las inundaciones; obteniendo con ello un aumento sustancial en los niveles de vida y un efecto multiplicador de la economía regional y nacional.

## BIBLIOGRAFIA

Boletín Hidrológico Núm. 30 de la Región Hidrológica Núm 11, Tomos I, II y III. 1970 y 1975.

Información Hidrométrica y Climatológica complementaria a los Boletines Hidrológicos, suministrada por la Dirección de Hidrología de la SARH.

Hidrogramas de las avenidas máximas registradas en las estaciones hidrométricas Peña del Aguila, El Pueblito y Refugio Salcido; ubicadas sobre los ríos La Sauceda, El Tunal y Santiago Bayacora, respectivamente.

Estudio de Factibilidad para la Rehabilitación del Valle del Guadiana. COMEC, S. A.

Estudios Técnicos y Socio-económicos enfocados a rehabilitar el Valle del Guadiana. SARH.

Diseño de Presas Pequeñas. U. S. Department of the Interior. 1967.

Ingeniería de los Recursos Hidráulicos. Ray K. Linstey y Joseph B. Franzim. 1968.

Estudio Hidrológico y Anteproyecto de la presa de Tepetitlán, México. Tesis Profesional.- Instituto Politécnico Nacional. 1962.

Estudio del aprovechamiento del Río Tomatlán Jalisco para fines de riego, control de avenidas y generación de energía. Tesis Profesional. Instituto Politécnico Nacional. 1961.

Plan Integral de Rehabilitación del Valle del Guadiana, Cuenca Lerma - Chapala - Santiago. SARH. 1978.

Hidrología. Primera Parte. Instituto de Ingeniería, UNAM. 1970.

Escurrimiento en cuencas grandes. Instituto de Ingeniería. UNAM 1967.