

FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.

LA PRESA DE LAS ADJUNTAS

T E S I S
QUE PARA OBTENER
EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
RAUL SALINAS DE GORTARI

FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.

LA PRESA DE LAS ADJUNTAS

T E S I S
QUE PARA OBTENER
EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA
RAUL SALINAS DE GORTARI

A MIS PADRES

PARA ANA MARIA

A MIS MAESTROS Y AMIGOS

SECRETARY

SECRETARY

SECRETARY



Universidad Nacional
Autónoma de
México

FACULTAD DE INGENIERIA
Depto. de Exams.Profs.
Núm.40-
Exp.Núm.40/214.2/1.-

Al Pasante señor Raúl SALINAS DE GORTARI
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 señor profesor Inge-
niero Carlos M Chávarri M., para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

LA PRESA DE LAS ADJUNTAS

Introducción

- I. OBJETIVOS Y METAS
- II. ASPECTOS REGIONALES
 - 1.- Generalidades
 - 2.- Ubicación del proyecto dentro del desarrollo económico y social del Estado de Tamaulipas
 - 3.- Desarrollo económico y social de la zona de influencia inmediata al proyecto.
- III. CONDICIONES NATURALES QUE PREVALECE EN LA ZONA DE PROYECTO.
- IV. ESTUDIOS BASICOS
 - 1.- Levantamientos topográficos
 - 2.- Levantamientos fotográficos
 - 3.- Estudios geológicos
 - 4.- Estudio Hidrológico
 - 5.- Estudio de Suelos
 - 6.- Estudio Catastral y de tenencia de la tierra
 - 7.- Investigación del uso actual del terreno
 - 8.- Calidad de las aguas
- V. OBRA DE DESVIO
- VI. PROYECTO DE LA CORTINA
- VII. OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS
- VIII. OBRA DE TOMA ALTA
- IX. OBRA DE TOMA BAJA
- X. COSTO DEL PROYECTO."



Universidad Nacional
Autónoma de
México

FACULTAD DE INGENIERIA
Depto. de Exams. Profs.
Núm. 40-
Exp. Núm. 40/214.2/1.-

Ruego a usted 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 Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 16 de Abril de 1970
EL DIRECTOR

Ing. Manuel Paulín Ortiz

MPO'IMO'eag

Faint header text at the top left of the page.

Faint text in the top right corner, possibly a date or reference number.

Main body of faint, illegible text, appearing to be a letter or report.

Second block of faint text, possibly a signature or a specific section header.

Third block of faint text, likely a closing or a reference.

A large, stylized handwritten signature or mark.

Faint text located directly below the signature.

I N D I C E

	Pág.
	Introducción.
I.	OBJETIVOS Y METAS. 1
II.	ASPECTOS REGIONALES. 8
	1. Generalidades.
	2. Ubicación del proyecto dentro del desarrollo económico y social del Estado de Tamaulipas 9
	3. Desarrollo económico y social de la zona de influencia inmediata al proyecto. 16
III.	CONDICIONES NATURALES QUE PREVALECE- EN LA ZONA DE PROYECTO. 21
IV.	ESTUDIOS BASICOS. 28
	1. Levantamientos topográficos. 30
	2. Levantamientos fotográficos. 33
	3. Estudios geológicos. 33
	4. Estudio Hidrológico 35
	5. Estudio de suelos. 46
	6. Estudio Catastral y de tenencia de la tierra. 48
	7. Investigación del uso actual del terreno. 49

		Pág.
	8. Calidad de las aguas.	49
V.	OBRA DE DESVIO	50
VI.	PROYECTO DE LA CORTINA.	62
VII.	OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS	75
VIII.	OBRA DE TOMA ALTA	91
IX.	OBRA DE TOMA BAJA	102
X.	COSTO DEL PROYECTO	117

		Pág.
	8. Calidad de las aguas.	49
V.	OBRA DE DESVIO	50
VI.	PROYECTO DE LA CORTINA.	62
VII.	OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS	75
VIII.	OBRA DE TOMA ALTA	91
IX.	OBRA DE TOMA BAJA	102
X.	COSTO DEL PROYECTO	117

INDICE DE PLANOS.

	Pág.
1.- Plano de Localización.	7
2.- Tránsito de avenidas por el vaso.	43
3.- Obra de desvío. Plano general.	56
4.- Desviación del arroyo de "La Sonadora"	60
5.- Cortina	69
6.- Plano general de la obra y de localización	64
7.- Obra de control y excedencias plano general.	79
8.- Obra de toma alta. Plano general.	97
9.- Obra de toma baja. Plano general.	111

INTRODUCCION

El presente trabajo se ha elaborado animado por la doble importancia que para mí representa el desarrollo del proyecto LAS ADJUNTAS; ya que no solo significa un considerable beneficio para la zona en que se realiza, sino que personalmente, me ha brindado la oportunidad de realizar un esfuerzo más en mi vida de estudiante, pero esta vez estando en contacto con un problema técnico, social y económico cuyas soluciones se llevarán a la práctica permitiendo el mejoramiento de la zona Noreste del país.

Es indiscutible que el día de hoy el Ingeniero no solo se encuentra frente a problemas de índole técnica puesto que las obras que realiza son o deben ser primordialmente de beneficio colectivo, es por ello que es fundamental tener presente el aspecto social y humano en las diferentes alternativas que maneja el Ingeniero al tomar sus decisiones.

En este sentido debemos mencionar muy especialmente el gran y fructífero esfuerzo que ha venido realizando la facultad de Ingeniería con el objeto de formar por medio de diversas materias del campo social, económico y humanístico, una nueva mente en el Ingeniero Mexicano, cada día más cerca de los problemas que conciernen directamente al país -muchos de ellos de profunda gravedad y en crisis- así como los de orden universal.

Aprovecho esta oportunidad para dirigirme a mis Padres, maestros amigos y a todas aquellas personas que de una manera directa o indirecta han influido en mi vida personal así como en mi formación profesional, para agradecerles de una manera profunda el haberme brindado el impulso y el aliento necesario para seguir siempre hacia adelante y orientarme mostrándome día a día los verdaderos caminos que permiten llegar a una formación completa, en donde el objetivo principal es la felicidad a través del bien de la colectividad.

El presente es un documento que contiene los datos personales de cada uno de los miembros de la familia, los cuales se han recopilado a partir de los datos que se han suministrado por cada uno de ellos. Este documento es de carácter confidencial y su contenido no debe ser divulgado a terceros sin el consentimiento expreso de los interesados. En caso de ser necesario, se autoriza a la persona encargada de la custodia de este documento a utilizar los datos que contiene para el cumplimiento de las obligaciones que le corresponden.

OBJETIVOS Y METAS

El proyecto Las Adjuntas constituye la primera etapa de desarrollo del Plan Hidráulico del Golfo (PLHIGO), que tiene como objetivo básico redistribuir racionalmente -en el espacio y en el tiempo- los recursos hidráulicos de la región Noreste del País, comprendida entre las cuencas de los ríos Pánuco y Bravo, superando límites geográficos. Después de satisfacer plenamente las necesidades presentes y futuras de agua para toda clase de propósitos, los recursos hidráulicos excedentes se conducirán hacia el norte -a partir del río Pánuco, donde la disponibilidad de agua supera ampliamente a la demanda- hasta el río Bravo, donde existe fuerte déficit de agua que crece a medida que aumenta la población y se desarrollan nuevos aprovechamientos hidráulicos en su vasta cuenca.

Por su situación geográfica y por un conjunto de factores favorables, la presa LAS ADJUNTAS -destinada al control del río Soto la Marina- es una de las obras clave del PLHIGO.

El proyecto LAS ADJUNTAS es un proyecto específico que tiene como objetivo primordial el aprovechamiento del Río Soto La Marina en riego -de 42 000 ha. ubicadas en el Valle de Jiménez y en la margen derecha de dicha corriente, situadas en los Municipios de Jiménez, Soto La Marina y Abasco del Estado de Tamaulipas.

Por otra parte, el proyecto comprende las siguientes obras básicas:

- a) La presa de almacenamiento de Las Adjuntas, con capacidad total de 5478 millones de metros cúbicos destinada a propósitos múltiples, especialmente riego, futuro abastecimiento de agua potable de la ciudad de Monterrey y control de avenidas.
- b) La presa derivadora LAS ALAZANAS que se construye a unos 26 Kms. aguas abajo de LAS ADJUNTAS.
- c) El túnel de LAS ALAZANAS de 4.2 Km. de longitud, que partiendo de la obra de toma de la presa derivadora, descargará al Valle de Jiménez.
- d) Canal principal de la margen izquierda (canal Jiménez) para dominar los terrenos del mismo nombre.
- e) El canal principal de la margen derecha (canal Abasolo) que cruzará el río por medio de un sifón para dominar los terrenos de esta margen.
- f) Los sistemas de canales de distribución para el riego de ambas márgenes.
- g) Los sistemas de desagüe superficial y drenaje, para eliminar las aguas sobrantes.
- h) Una red de caminos de servicio que intercomunicará las áreas de riego y las conectará con las carreteras Cd. Victoria-Matamoros y Circuito del Golfo. Esta red incluirá un puente sobre el río Soto La Marina, destinado a comunicar ambas márgenes.

Como parte integral del Proyecto se ha considerado un programa de mejoramiento social de la población agrícola, el cual comprenderá la construcción de 10 centros de población distribuidos dentro de la zona de riego, los que serán dotados de viviendas con agua potable y letrinas sanitarias, escuelas, electrificación y centros de salud, todo lo cual se considera indispensable para el éxito del programa. La población de Abasolo, cabecera del municipio del mismo nombre, que cuenta con 500 habitantes será ampliada y regenerada para convertirla en el más importante de los 10 centros.

El proyecto tiene los siguientes objetivos básicos:

- 1) Con base en el control del río Soto la Marina mediante la presa Las Adjuntas, dominar con un conjunto de obras de riego, drenaje y caminos de servicio una área de 42 000 Ha distribuída en el valle de Jiménez y la margen derecha de dicha corriente. Durante los diez primeros años de operación del Proyecto, se destinarán 32 000 Ha de esa superficie a dobles cultivos anuales y a partir del año 11 se iniciará la conducción de agua de la Presa Las Adjuntas hacia la ciudad de Monterrey, enviando un metro cúbico por segundo cada año, hasta completar en el año 15 los $5 \text{ m}^3/\text{s}$ que comprende la dotación. Esta extracción producirá una reducción de 6 400 Ha anuales en el área de dobles cultivos, hasta llegar al año 15 en que se eliminará dicha área y únicamente se hará un cultivo anual en las 42 000 Ha dominadas. La ciudad de Monterrey completará su abastecimiento de agua durante los primeros diez años de puesto en marcha el Proyecto, por medio de la explotación

tación intensiva de las aguas subterráneas disponibles en lugares cercanos y a partir del año 11 requerirá incrementar su abastecimiento con las aguas -- del río Soto la Marina.

- 2) Dejar una reserva de 100 millones de m³ anuales para desarrollar pequeños proyectos de riego en la parte superior de la cuenca, aguas arriba de la -- presa Las Adjuntas.
- 3) Desarrollar como parte del Proyecto los trabajos de habilitación agrícola, co -- mo desmontes y nivelaciones del terreno, a fin de acelerar la puesta en -- marcha.
- 4) Proporcionar un conjunto de obras de mejoramiento social a los agricultores que serán dotados con una parcela en la zona de riego, a fin de permitir -- les una rápida elevación de sus niveles de vida.

Las 42 000 Ha que resultarán beneficiadas se distribuirán entre -- 4 084 agricultores, de los cuales 3 635 son ejidatarios. El área de la parcela -- media en el Proyecto sería de 10.3 Ha. La población agrícola beneficiada as -- ciende a unos 16 336 habitantes, al considerar que el promedio regional de -- miembros por familia es de 4 personas.

El valor de la producción agrícola aumentará de 2.3 a 367.1 mi -- llones de pesos anuales; el valor de la producción por agricultor se incrementará de 2 834 a 89 887 pesos por año, o sea casi 32 veces su valor inicial. El va -- lor de la producción per cápita aumentará de 709 a 22 472 pesos al año y el -- ingreso neto por agricultor pasará de 1 087 a 49 094 pesos anuales.

En el cuadro que se incluye a continuación, se resumen las condiciones presentes y futuras de la zona de riego del Proyecto.

	Condiciones presentes	Condiciones futuras
Superficie que se beneficiará (Ha)	5 900	42 000
Número de agricultores	815	4 084
Población agrícola	3 260	16 336
Valor de la producción agrícola (millones de pesos)	2.3	367.1 ^{1/}
Valor de la producción por agricultor (pesos)	2 834	89 887
Valor de la producción per cápita (pesos)	709	22 472
Ingreso neto anual por agricultor (pesos)	1 087	49 094
Población servida con agua potable		16 336

El poblado de Padilla, cabecera del municipio del mismo nombre, que tiene una población de 2 898 habitantes y resultará afectado con la construcción de la presa, se substituirá por un centro urbano denominado Nuevo Padilla, que se ubicará en la intersección del nuevo trazo del camino Cd. Victoria-Matamoras con el río Purificación.

La construcción de la presa también afectará a 33 rancherías que albergan a 555 habitantes, los cuales serán indemnizados o reacomodados en la zona de riego.

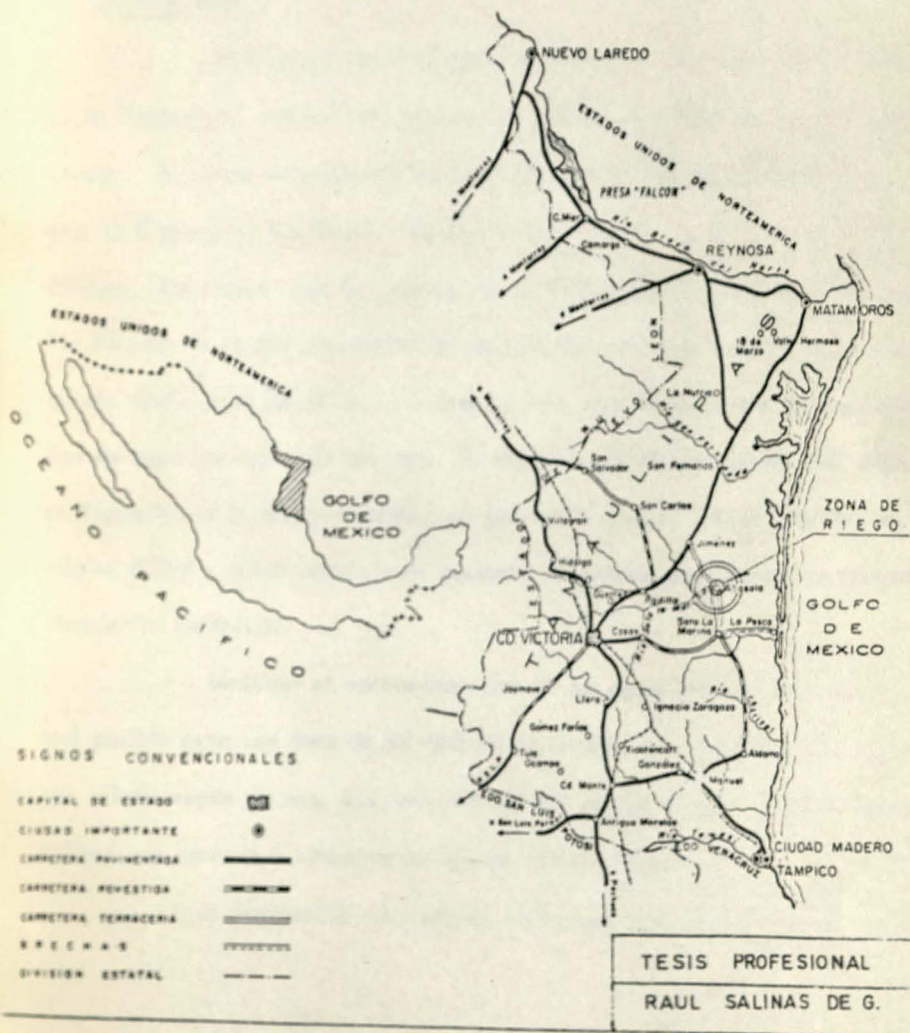
El tramo del camino Cd. Victoria-Matamoras, de 17.33 Km. de -

^{1/} Este valor se alcanza en el año 10 de producción.

longitud, que quedará ahogado, se substituirá por un tramo de 80.28 Km. que - se desarrollará fuera del área del embalse.

PROYECTO LAS ADJUNTAS RIO SOTO LA MARINA, TAMPS.

PLANO DE LOCALIZACION



ASPECTOS REGIONALES

1. Generalidades

El Proyecto Las Adjuntas está situado en la parte central del Estado de Tamaulipas, entidad del Noreste de México que colinda con los Estados Unidos. El estado se encuentra comprendido en tres regiones hidrográficas, que son: 1) Cuenca del Río Bravo, 2) Región Golfo Norte y 3) Cuenca del Río Pánuco. De acuerdo con la cuantía de sus recursos hidráulicos, la Cuenca del Río Pánuco, es la más importante de las tres regiones, por contar con un escurrimiento medio anual de 18 860 millones de m³; pero al considerar la disponibilidad de agua por habitante por año, la Región Golfo Norte, donde está ubicado el Proyecto, es la más favorecida, ya que cuenta con 12 555 m³ anuales per cápita (1965) y ofrece condiciones generales favorables para desarrollar aprovechamientos hidráulicos.

Mediante el aprovechamiento de las aguas del río Soto la Marina, será posible regar una área de 42 000 Ha de terrenos que actualmente permanecen prácticamente sin uso, que incluirán 32 000 Ha de terrenos donde se desarrollará una agricultura intensiva a base de cultivos repetidos.

A continuación se exponen brevemente las condiciones en que se

desenvuelve la economía del Estado de Tamaulipas y el papel que desempeñan los recursos hidráulicos en el progreso estatal, a fin de mostrar los efectos del Proyecto en el marco general de desarrollo.

2. Ubicación del Proyecto dentro del desarrollo económico y social del Estado de Tamaulipas.

El Estado de Tamaulipas se encuentra situado en la parte Noreste de la República Mexicana, ocupando una extensión territorial de 79 829 Km² ó sea el 4.0 por ciento de la superficie total del país. En 1965, la población de la entidad ascendía a 1.28 millones de habitantes, habiendo crecido en el período 1960-1965 a una tasa media anual de 4.0 por ciento, superior al ritmo de crecimiento nacional que fue de 3.4 en el mismo lapso.

El 63 por ciento de la población estatal vive en localidades urbanas y el 37 por ciento restante en localidades rurales. Aproximadamente el 63 por ciento de la población de Tamaulipas vive en la zona fronteriza con los Estados Unidos y en los municipios de Cd. Madero y Tampico en la parte sur de la entidad, dejando así una gran porción del Estado con una densidad de población muy reducida, particularmente los municipios de la zona central.

Las principales ciudades son: Tampico (136 mil habitantes), Matamoros (122 mil), Nuevo Laredo (117 mil), Reynosa (102 mil), Ciudad Victoria la capital del Estado (72 mil), Ciudad Madero (61 mil), Río Bravo (30 mil) y Valle Hermoso (22 mil).

... la ... de ... y ...
... el ... de ...
... el ... de ...

... de ...
... y ...
...

... de ...
... de ...
... de ...
... de ...
... de ...

... de ...
... de ...
... de ...
... de ...
... de ...

... de ...
... de ...
... de ...
... de ...
... de ...

Las condiciones climáticas de la entidad son muy variables debido a su ubicación, a la forma alargada del territorio y a la conformación del terreno. En las zonas costeras de la parte central de la Entidad predomina el clima "Húmedo, con invierno seco, semi-cálido, sin estación invernal definida", con temperatura media anual de 23°C, temperaturas extremas de 37°C y 20°C respectivamente, y lluvia media anual mayor de 1 500 mm; mientras en el extremo noroeste el clima predominante es "Seco, sin estación seca bien definida; cálido, con invierno benigno", con temperatura media anual del orden de 27°C, temperaturas extremas de 45°C y -7°C respectivamente, y lluvia media anual de unos 400 mm.

La agricultura constituye la principal actividad económica del Estado, excepción de la industria petrolera, tanto por el número de personas ocupadas como por el valor de su producción y por los ingresos proporcionados a la entidad. En 1966, la superficie cosechada se elevó a 771 mil hectáreas, de las que 370 mil son de riego y el resto de temporal y humedad; el valor de la producción ascendió a 1 444 millones de pesos, es decir, el 4.9 por ciento de la total nacional.

La producción agrícola se encuentra sumamente diversificada, sembrándose más de 45 cultivos. Los principales cultivos en las zonas de riego -- son el sorgo, el algodón, el maíz y la caña de azúcar. En terrenos de temporal los productos más destacados son el maíz, el frijol, el henequén y el sorgo -- en grano. En el cuadro de la hoja 12, se indica la participación de Tamaulipas

en la producción agrícola nacional.

Las tierras de riego contribuyeron en 1966, con el 46 por ciento del valor de la producción agrícola. Este elevado porcentaje ha sido posible debido al notable impulso que ha dado el Gobierno Federal a la construcción de obras de riego en el Estado. En efecto, operan en la entidad siete distritos de riego: Bajo Río Bravo (218 mil Ha), Bajo Río San Juan (78 mil Ha), Acuña-Falcón (15 mil Ha), Río Frío (6 600 Ha), Xicoténcatl (6 mil Ha), Purificación (4 mil Ha), y Llera (400 Ha).

El desarrollo agrícola de Tamaulipas se caracteriza por la presencia de una agricultura de riego sumamente diversificada y de altos rendimientos unitarios, que se desenvuelve al lado de otra tradicional, de temporal, que opera en condiciones aleatorias, concentrada en la producción de dos o tres cultivos habituales y con rendimientos bajos. Esta situación se refleja desde luego, en una desigual distribución del ingreso de las personas, y en la presencia de grandes contrastes en los niveles de vida de la población.

Desde un punto de vista estrictamente geográfico, el 95 por ciento de la superficie de riego se concentra en la porción Norte del Estado, en la zona fronteriza, lo que ha determinado notables contrastes entre el desarrollo económico y social de las distintas porciones que integran a la entidad. El Proyecto Las Adjuntas, contribuirá a atenuar este desequilibrio en el desarrollo regional, al irrigar 42 mil Ha de terrenos de la parte central de Tamaulipas, promoviendo desde luego, un crecimiento de la actividad general de toda

PARTICIPACION DEL ESTADO DE TAMAULIPAS EN LA PRODUCCION AGRICOLA NACIONAL

1966

Cultivos	República Mexicana		Tamaulipas				Lugar que ocupa el Estado como productor
	Superficie cosechada Ha	Producción Ton	Superficie cosechada Ha	Por ciento	Producción Ton	Por ciento	
Ajonjolí	281 250	176 062	900	0.3	765	0.4	Décimo cuarto
Algodón pluma	786 683	636 427	217 406	27.6	114 783	18.0	Décimo
Chile verde	41 517*	133 602*	1 941*	4.6	5 715	4.3	Cuarto
Frijol	2 240 022	1 001 290	1 400 ^{1/}	0.06	2 659	0.03	Vigésimo cuarto
Jitomate	61 142*	444 991*	6 310*	10.3	52 009	11.7	Segundo
Limón	18 842*	166 752*	1 453*	7.7	12 991	7.8	Tercero
Maíz	7 714 164	9 102 714	334 783 ^{2/}	4.3	385 000	4.2	Sexto
Sorgo	541 596	1 340 450	240 808	44.5	596 138	44.5	Primero
Trigo	683 480	1 640 352	775	0.01	1 550	0.009	Vigésimo primero

^{1/} La superficie cosechada de frijol de este año es menor en 7 839 Ha respecto a la de 1965.

^{2/} La superficie cosechada en este año mostró un descenso de 172 104 Ha en relación a la de 1965.

* Año de 1964.

esa región.

La ganadería es una de las actividades económicas más importantes en el Estado. Su trascendencia obedece a la circunstancia de que posee -- una gran extensión de pastos --22 por ciento de la superficie total del Estado-- para su desenvolvimiento. En 1965, el valor de la producción ganadera fue de 986 millones de pesos, estimándose en tres mil millones de pesos el activo de la ganadería. Los principales municipios ganaderos se concentran en la porción Centro y Sur del Estado, sobresaliendo Abasolo, Altamira, Llera, Aldama y Michihuana.

En los últimos años Tamaulipas ha importado un número considerable de sementales de alto registro, tanto de ganado vacuno como de caprino y porcino, se han establecido praderas artificiales y se procura a través de la inseminación y de programas de fomento integral, elevar la calidad y producción de esta importante actividad. Sin embargo, se requieren mayores esfuerzos para el mejoramiento de las razas, la creación de abrevaderos y pastizales, combatir el abigeato, organizar a los productores y en general medidas tendientes a elevar la productividad en beneficio de la economía estatal. En los próximos años es indudable que la agricultura regional, deberá contribuir en mayor medida que en la actualidad al desarrollo ganadero suministrando granos y forrajes -- en cantidades crecientes y en condiciones cada vez más favorables.

La riqueza forestal de Tamaulipas es amplia y variada, y aunque su explotación es relativamente reciente, se ha venido incrementando debido a-

las vedas establecidas en otros estados. La superficie boscosa asciende aproximadamente a 4.8 millones de hectáreas, que representan el 60 por ciento del área total de la entidad. Los principales productos que se explotan son el pino, el encino y el cedro. En 1965, el valor de la producción forestal ascendió a 135 millones de pesos.

La pesca tiene también relativa importancia dentro del desarrollo estatal. Tamaulipas tiene un litoral de 460 kilómetros, además de numerosas lagunas interiores. En 1965 el volumen de capturas ascendió a 4200 toneladas, con valor superior a 26 millones de pesos.

La actividad industrial se concentra fundamentalmente en la industria petrolera y del gas natural, pues el resto lo constituyen empresas manufactureras de poco capital, que se dedican al procesamiento primario de materias primas agrícolas o pesqueras. Recientemente comenzó a cobrar cierto auge el establecimiento de las industrias de maquila, aprovechando las facilidades que otorga el plan de fomento industrial para las zonas fronterizas.

La industria petrolera tamaulipeca es de tal importancia, que en 1965 el valor de la producción de petróleo y sus derivados, significó el 49 por ciento de los ingresos contables de Petróleos Mexicanos. Existen dos refineras: la de Reynosa y la de Ciudad Madero, las que abastecen de productos petroleros y de gas al Estado y a la parte Norte y Central del país.

En 1965 había en Tamaulipas 147 plantas de energía eléctrica, con capacidad instalada de 219 mil KW, aproximadamente, o sea el 4.2 por

ciento de la capacidad total nacional. La población beneficiada con fluido eléctrico representa el 60 por ciento de la total de la entidad.

Tamaulipas es una de las entidades mejor comunicadas de la República. En 1965, la red de caminos ascendía a 2321 Km. de longitud, existiendo 1753 Km. pavimentados, 389 Km revestidos y 179 Km de terracería, lo que permite ligar los principales poblados tamaulipecos con el resto del país y con otros municipios del Estado.

La red ferroviaria es también de gran amplitud, ya que en 1965 existían 906 kilómetros de vías, las que cruzan longitudinalmente al Estado ligándolo a un gran número de poblados con la ciudad de México y Monterrey.

Desde el punto de vista de las instalaciones portuarias, sobresale el puerto de Tampico, primero en importancia nacional, con 6.2 millones de toneladas manejadas en 1964, de las cuales el 60 por ciento correspondieron a movimiento de altura y el 40 por ciento restante a cabotaje.

Finalmente, es conveniente mencionar que en la entidad se han hecho en los últimos años, esfuerzos considerables para impulsar diversas obras y programas de bienestar social, en beneficio de un gran número de personas. De esta suerte, Tamaulipas disfruta en materia educativa y de salubridad, asistencia y seguridad social, de una posición privilegiada con respecto a otras entidades federativas. En 1965, el 80 por ciento de la población mayor de seis años estaba alfabetizada y el 20 por ciento de los habitantes tamaulipecos tenía derecho a disfrutar de las prestaciones de la seguridad social. Únicamente en el -

aspecto habitacional y en la dotación de los servicios de agua potable y alcantarillado, el Estado presenta notorias deficiencias. En efecto, en 1960, el 60 por ciento de las viviendas contaba con un solo cuarto, albergando al 56 por ciento de la población total; por otra parte, el 55 por ciento de las habitaciones carecían de servicio de agua y el 65 por ciento no disponía de drenaje.

3.- Desarrollo económico y social de la zona de influencia inmediata al Proyecto.

El Proyecto Las Adjuntas, consiste esencialmente en la construcción de la presa del mismo nombre, para controlar y aprovechar el río Soto La Marina en riego de 42 mil hectáreas de terrenos comprendidas en los municipios de Jiménez, Abasolo y Soto la Marina, ubicados en la parte Central del Estado de Tamaulipas. El vaso de la presa inundará terrenos del municipio de Padilla, incluyendo la localidad del mismo nombre que es la cabecera municipal.

En 1965, la zona comprendida por los municipios de Padilla, Jiménez, Abasolo y Soto la Marina, albergaba una población de 26 072 habitantes, o sea únicamente el 2 por ciento de la total del Estado de Tamaulipas, no obstante que por su extensión territorial, la zona representa el 13 por ciento de la superficie de toda la entidad. La escasa población de esta porción determina que su densidad demográfica por Km^2 sea 2.5 habitantes solamente, inferior a la de Tamaulipas que es de 16.1 y a la del país en su conjunto, que asciende a 21.7 personas por Km^2 .

La tasa de crecimiento de la población de la zona durante el —

periodo 1950-1965, fue de 3.3 por ciento al año, muy inferior a la del Estado de Tamaulipas que en el mismo lapso ascendió a 4.0 por ciento anual.

De la población total que existe en la zona, 11 204 habitantes - residen en el municipio de Padilla, 9 012 en el de Soto la Marina, 4 343 en el de Jiménez y sólo 1 513 habitantes en el de Abasolo. El 88 por ciento de la - población se aloja en localidades rurales y sólo el 12 por ciento en urbanas (el poblado de Padilla). En total existen 395 localidades en toda esta porción del territorio tamaulipeco; el 26 por ciento de la población se concentra en las cabeceras municipales y el 74 por ciento restante se dispersa en rancherías de escasa importancia.

Prácticamente la totalidad de la población activa de la zona se dedica a las actividades agropecuarias y sólo una muy pequeña parte al comercio y los servicios.

En 1961, la superficie de labor de los municipios incluidos en la zona ascendía a 45 600 Ha., de las cuales 34 200 Ha eran de temporal, 10 100 Ha de riego y 1 300 Ha de jugo o humedad. Sin embargo, no obstante la cantidad de las tierras de labor existentes, la superficie cosechada durante ese ciclo agrícola fue sólo de 17 200 Ha., es decir el 37.7 por ciento de la total abierta al cultivo. Los principales cultivos que se cosechan son el maíz y el frijol, de los que se obtuvo una producción de 10 630 y 380 toneladas respectivamente.

Es conveniente mencionar que en el municipio de Padilla, dentro del vaso de la presa Las Adjuntas, se encuentra el Distrito de Riego de Purifica

ción que tiene una área de 3 985 Ha, aunque en el ciclo agrícola 1964-1965, únicamente se cosecharon 1 980 Ha, con rendimientos unitarios sumamente bajos.

En términos generales, la agricultura de la zona se desenvuelve -- bajo condiciones precarias, los cultivos se producen conforme a técnicas tradi-- cionales, se carece de créditos suficientes para impulsar la producción, así co-- mo de semillas mejoradas, de fertilizantes y herbicidas y de una labor de exten-- sionismo agrícola, lo que en conjunto da por resultado la obtención de rendi-- mientos unitarios de escasa significación económica para los agricultores que re-- siden en esta circunscripción territorial.

En 1966, operaron en la zona el Banco de Crédito Ejidal, el -- Banco Nacional Agropecuario y el Banco de Crédito Agrícola. Estas tres insti-- tuciones de crédito oficiales, otorgaron un total de 5.4 millones de pesos para -- el financiamiento de la producción agropecuaria; de esta suma 4.7 millones se -- destinaron al fomento ganadero, especialmente para el establecimiento de prade_ -- ras artificiales y adquisición de pies de cría, y únicamente 0.7 millones para -- el desenvolvimiento agrícola (siembras de maíz).

Por lo que respecta a la ganadería que se desenvuelve en la zo-- na, es conveniente mencionar que en 1961, el valor de la producción de esta -- actividad se elevó a 27 millones de pesos; es decir el 12 por ciento del valor -- obtenido en el Estado. Más del 80 por ciento de la producción ganadera corres-- ponde a ganado vacuno.

El desarrollo ganadero alcanzado hasta ahora, se sustenta princi--

El presente estudio se basa en los datos estadísticos de los años 1944-1950, correspondientes a los censos de la población y de la actividad económica. En el presente estudio, se analizará la evolución de la agricultura en el período comprendido entre los años 1944 y 1950, considerando los cambios que se han producido en la producción, el consumo y el comercio exterior de los productos agrícolas. Para ello se utilizarán los datos estadísticos de los censos de la población y de la actividad económica, así como los datos de los censos de la producción y del comercio exterior de los productos agrícolas.

En 1944, cuando se le otorgó el rango de Estado Libre Asociado, el país tenía una producción agrícola y ganadera de 1.5 millones de toneladas métricas, de las cuales 1.2 millones correspondían a la producción agrícola y 0.3 millones a la ganadera. En 1950, la producción agrícola y ganadera había aumentado a 2.5 millones de toneladas métricas, de las cuales 2.2 millones correspondían a la producción agrícola y 0.3 millones a la ganadera.

Por lo que respecta a la ganadería, que es una de las actividades económicas más importantes del país, se puede observar que en 1944, el valor de la producción ganadera era de 1.5 millones de dólares, y en 1950, el valor de la producción ganadera había aumentado a 2.5 millones de dólares. Este aumento se debe principalmente a la expansión de la producción de carne de reses y de leche, así como a la producción de lana.

palmente en la explotación de razas criollas de bajos rendimientos. En términos generales los ganaderos de la zona desconocen las técnicas modernas de explotación, no tienen control en el cruzamiento de animales y prestan poca atención al combate de plagas y enfermedades, así como a las prácticas relativas a ensillar o achicalar forrajes. De otra suerte, el desenvolvimiento ganadero podría llegar a más altos niveles de producción en beneficio de la actividad general.

Según se ha mencionado anteriormente, la actividad industrial es sumamente raquítica, concretándose únicamente a pequeños talleres artesanales que ocupan poco personal y que contribuyen en escasa medida al producto bruto de la zona. Esta situación en el desarrollo industrial se ve propiciada por la limitada dotación de energía eléctrica de que se dispone en la región y por el bajo índice de urbanización existente; en efecto, solamente el 20 por ciento de la población cuenta con servicio eléctrico, el que se proporciona en forma muy irregular.

Por lo que respecta a obras de bienestar social, existen grandes deficiencias, principalmente en los aspectos de vivienda, dotación de agua potable y alcantarillado y centros de salud.

Esta situación se explica en virtud de la gran dispersión de la población en localidades rurales. Para dar una idea de estas deficiencias se subraya que casi el 80 por ciento de la población de la zona habita en viviendas construidas con adobe y barro, materiales que son poco durables, y que únicamente se dispone de tres centros de salud con cuatro camas cada uno, atendi-

dos por un solo médico, servicios insuficientes desde luego, para satisfacer las necesidades de la población.

No obstante la carencia de servicios sociales, el índice de alfabetismo es satisfactorio, toda vez que de cada 100 personas mayores de 6 años, 76 saben leer y escribir, porcentaje muy superior al promedio nacional que es de 62 por cada 100.

Finalmente, es conveniente mencionar que la zona de influencia del Proyecto, se encuentra adecuadamente comunicada con los principales centros de población del Estado. A través de la carretera Ciudad Victoria-Matamoros, se liga con Ciudad Victoria, Matamoros, Valle Hermoso, Reynosa, El Mante y Tampico. El camino Ciudad Victoria-Casas Soto La Marina-Estación Manuel, contribuye también a una mayor integración vial; es precisamente a partir de la Estación Manuel donde se inicia un nuevo tramo de la carretera Costera del Golfo, que enlazará el Puerto de Tampico con la localidad de Jiménez, -- tramo que constituirá el eje vial más importante que una los terrenos de riego con la red general de caminos del país.

CONDICIONES NATURALES QUE PREVALECE EN LA ZONA DE PROYECTO.

Partiendo del río Bravo, límite internacional entre México y los Estados Unidos, hacia el sur, el río Soto La Marina drena la tercera cuenca de importancia después del propio río Bravo y del río San Fernando dentro del territorio del Estado de Tamaulipas. Su cuenca tributaria comprende en general zonas semi-áridas, salvo la faja alta que abarca el frente de la Sierra Madre oriental donde se tienen condiciones pluviales más favorables. Toda la cuenca presenta condiciones geográficas, climáticas y orohidrográficas propicias para generar grandes crecientes en todos los ríos de la región tributarios del Soto la Marina, puesto que a más de estar localizada en una zona de esporádica influencia ciclónica que origina eventualmente altas precipitaciones, esta corriente principal tiene, entre otros, tres importantes afluentes que confluyen prácticamente en el mismo sitio para formar el Soto La Marina, solo a unos cuantos kilómetros aguas arriba de la presa Las Adjuntas.

Cabe mencionar que se han registrado en varios sitios de la cuenca, lluvias de 300 mm. en 24 horas, lo cual facilita comprender el régimen torrencial de los escurrimientos de los ríos de la región.

Hasta el vaso de Las Adjuntas es drenada una área total de —

THE HISTORY OF THE UNITED STATES

The history of the United States is a story of growth and change. From the first European settlers to the present day, the nation has evolved through various stages of development. The early years were marked by exploration and the establishment of colonies. The American Revolution led to the birth of a new nation, and the subsequent years saw the expansion of territory and the growth of industry. The Civil War was a pivotal moment in the nation's history, leading to the abolition of slavery and the strengthening of the federal government. The 20th century brought significant social and economic changes, including the rise of the industrial revolution and the emergence of the United States as a global superpower. Today, the United States continues to face new challenges and opportunities, and its history remains a source of inspiration and guidance for the future.

13,363 Kms.² por los siguientes tributarios:

Río Pilón.- Tiene sus orígenes en las estribaciones este de la Sierra Madre Oriental, aguas arriba de Magueyes, Tamps., y su cauce sigue un rumbo general sur-oriente hasta su confluencia por la margen izquierda del río Purificación, a partir de donde la corriente toma el nombre de Soto La Marina. Salvo en sus orígenes en la Sierra Madre Oriental y los de sus afluentes de la margen izquierda, que drenan la falda poniente del macizo norte de la Sierra de Tamaulipas, la cuenca tiene en general una topografía suave con efecto regulador de las crecientes que se generan en la misma. Hasta su confluencia con el río Purificación drena una área de 5,076 Kms.²

Río Purificación.- Siendo de hecho el colector general de la cuenca, drena la parte central de la misma. Sus orígenes se localizan en el macizo de la Sierra Madre Oriental así como en las estribaciones Este de la misma, en zonas de topografía muy accidentada. Su cauce sigue un rumbo general, hacia el este y al cruzar las faldas de la sierra desciende a una zona de topografía suave hasta su confluencia con el río Pilón, antes de cortar el macizo de la Sierra de Tamaulipas. La zona plana de su cuenca tiene un efecto regulador de las crecientes generadas en la sierra, ya que las aguas de éstas se derraman sobre una extensa planicie de inundación. Hasta el sitio de su confluencia con el río Pilón drena un área de 3,752 Km.²

Arroyo Grande.- Este afluente se caracteriza por ser el de topografía más accidentada de la cuenca, con una gran capacidad generadora de ave

nidas; drena principalmente las faldas poniente de la porción sur de la Sierra de Tamaulipas y parte de la falda Este de la Sierra Madre Oriental. Sigue un rumbo general hacia el Noroeste y confluye al río Soto La Marina por su margen derecha a tan solo 2.5 Km. del sitio en que se construye la cortina de la presa Las Adjuntas. Hasta la confluencia drena un área de 5,535 Km.²

En general, toda la cuenca se encuentra localizada en una zona expuesta al impacto directo de los ciclones generados en el Golfo de México, - los cuales al penetrar a tierra firme, producen precipitaciones de gran magnitud e intensidad, especialmente en las estribaciones de las serranías; lluvias que a su vez generan grandes avenidas en todos los ríos afluentes del Soto La Marina; aunque si bien, estas son parcialmente regularizadas al inundar planicies bajas - localizadas antes de la confluencia de todos los afluentes, no obstante lo cual, el Soto La Marina tiene un régimen típicamente torrencial, pues si en el estiaje llega a tener gastos insignificantes, en cambio se han registrado avenidas del orden de 5,500 m³/seg.

La boquilla en donde se construye la presa Las Adjuntas, se localiza a 55 km. al noroeste de Ciudad Victoria y a 2.5 km. aguas abajo de la confluencia de los ríos Corona (o Arroyo Grande) y Purificación prácticamente a la entrada del cañón de La Capilla. Al sitio se puede llegar por ambos márgenes utilizando caminos de terracería que parten de la población de Padilla, - siendo este poblado el de mayor importancia en las proximidades de la presa.

A 26 Km. aguas abajo de la presa Las Adjuntas se encuentra la -

boquilla en la que se construye la presa derivadora Las Alazanas.

El clima dominante en la zona media de la cuenca, de acuerdo con la clasificación de Thornthwaite, es: "Seco, sin estación seca bien definida; cálido con invierno benigno".

La precipitación media anual es del orden de 700 mm. y ocurre en un promedio de 38 días al año, con concentración en los meses de mayo a octubre. En los años abundantes se han registrado precipitaciones de 1250 mm, en tanto que en los años de lluvias escasas se reducen a menos de 250 mm.

En la zona de la cuenca se presentan dos períodos de lluvias; el primero queda comprendido entre los meses de mayo a julio, con lluvias de carácter convectivo y de relieve; el segundo ocurre entre agosto y octubre, con su máximo en septiembre, período durante el cual las lluvias son producidas por fenómenos ciclónicos generados en el Mar Caribe. Eventualmente se presentan las llamadas lluvias de invierno, producidas por frentes polares, pero que tienen muy poca importancia en la región.

La evaporación media anual es de 2 100 mm, o sea tres veces mayor que la precipitación media.

Entre los meses de noviembre a febrero ocurren heladas de cierta importancia.

De acuerdo con las condiciones climáticas que predominan en la zona, el riego es indispensable para el desarrollo de una agricultura diversificada e intensiva de alta productividad.

La altitud es muy variable, pues así por ejemplo, en la zona de riego varía de 25 a 85 m; el lecho del río tiene la elevación 70 en la boquilla de Las Alazanas y la 100 en la de las Adjuntas.

Aguas arriba de esta presa se localizan grandes planicies de inundación que se extienden hasta los piemontes en las estribaciones de la Sierra Madre Oriental y la Sierra Tamaulipeca, cuyas faldas ascienden abruptamente hasta las crestas de las mismas, que forman parte del parte aguas de la cuenca con elevaciones hasta de 1 200 m.

En la zona de riego del proyecto se tienen terrenos de topografía suave, con pendientes menores de 1%, dentro de los cuales se encuentran intercalados algunos promontorios.

Por lo que respecta a la cuenca de captación del río Soto La Marina, ya quedó mencionado que su topografía es muy variada; desde las accidentadas estribaciones de las serranías, hasta las planicies de inundación de los ríos tributarios de aquel localizadas ya cerca de su confluencia. Entre la boquilla de la presa Las Adjuntas y el sitio de las Alazanas, el río escurre por el cañón de la Capilla labrado en formaciones calizas de acantiladas paredes.

Toda la zona del Proyecto forma parte de la llamada Provincia de la Llanura del Golfo de México; en la subprovincia de la cuenca del río Purificación, donde el accidente geomorfológico más importante es la llamada Mesa de Solís, en cuyo cuerpo se localizan el vaso y la boquilla de la presa de Las Adjuntas. Está limitada al norte por la Sierra de San Carlos y la de Cru-

llas y, al sur, por la de Tamaulipas. Predominan las rocas calizas del Cretácico y otras sedimentarias recientes. Igualmente, en la boquilla de la presa de ríadora Las Alazanas predominan rocas calizas del Cretácico.

En la zona de riego del Proyecto, las rocas que dieron origen a los suelos son predominantemente sedimentarias y calizas, y aunque compactas y densas, son relativamente suaves y fáciles de desintegrar.

De acuerdo con su edad, los suelos de la zona de riego se agrupan en recientes y semimaduros.

Los suelos recientes se localizan en las vegas e inmediaciones del río Soto La Marina y de sus afluentes y, salvo raras excepciones son de texturas ligeras a semipesadas y fueron depositados por las grandes avenidas que se desbordaron de los ríos, siendo por tanto de origen aluvial. En general son suelos profundos y sanos, ya que han estado expuestos a frecuentes lavados y, contienen horizontes formados por materiales gruesos producto de acarreos fluviales. Tienen un buen drenaje, tanto superficial como interno.

Los suelos semimaduros son delgados y se caracterizan por su reducida profundidad. Están cubiertos por materiales aluviales producto de la erosión de las mesas de Solís y La Ceja, así como de la Sierra Moratines. Debido a la pendiente de los terrenos en los que se localizan, su drenaje superficial es favorable; pero en cambio, el drenaje interno es deficiente debido a la textura arcillosa de los suelos.

Se distingue en la cuenca media y en la zona de riego tres tipos

de vegetación natural:

a) La que se desarrolla en los lomeríos típica de los suelos delgados, como mezquite, huizache, uña de gato, abrojo, biznaga, etc.

b) La de los valles, constituida por monte medio y bajo; formado por chaparral con un complejo de asociación constituido por pitaya, mezquite, tenaza, guajillo, palo blanco, zapote, etc.

c) La típica de las vegas de los ríos, en las que se desarrollan las mismas especies de los valles, pero con mucho mayor densidad y exuberancia, al grado de formar monte cerrado.

CAPITULO IV

ESTUDIOS BASICOS.

El volumen aprovechable será de 700 millones de m^3 de los cuales 100 millones de m^3 forman la reserva para desarrollar pequeños proyectos de riego en la parte superior de la cuenca.

El volumen de agua disponible puede aprovecharse en dos diferentes formas.

a) Para abastecer a la ciudad de Monterrey con un gasto constante de $5 m^3/seg.$, que se destinarían a usos domésticos, industriales y públicos, y para regar 42 000 Ha de terrenos del valle de Jiménez, con un solo cultivo -- anual.

b) Para regar 42 000 Ha de terrenos del valle de Jiménez, incluyendo 32 000 Ha de dobles cultivos anuales.

Considerando que la productividad del agua sería de 40 a 50 veces mayor si se conduce a la ciudad de Monterrey para aprovecharla en los propósitos industriales y domésticos, en lugar a destinarla exclusivamente al riego de terrenos del valle de Jiménez, resulta muy conveniente desarrollar la primera alternativa, con la circunstancia de que la demanda del área metropolitana de Monterrey se cubrirá hasta el año 10 del proyecto con las fuentes de abasteci--

miento actuales.

En caso de que no sea necesario recurrir a esta fuente de abastecimiento, las aguas del río Soto La Marina se destinarán exclusivamente a riego, en la forma mencionada.

Las aguas que se extraigan a La presa Las Adjuntas para fines de riego, se conducirán por el cauce del río Soto La Marina hasta la presa derivadora Las Alazanas, donde se desviarán por el túnel del mismo nombre hacia el Valle de Jiménez, para conducirse a lo largo de los canales principales de ambos márgenes y distribuirse por medio del sistema de laterales, sublaterales y ramales antes mencionado.

Las aguas destinadas a abastecer a la ciudad de Monterrey, se captarán en el lado izquierdo del vaso, en una estructura que se construya expresamente y se conducirán por medio de un acueducto que todavía no ha sido estudiado.

Con su nuevo planteamiento, el Proyecto Las Adjuntas tiene los siguientes objetivos básicos:

a) Completar el abastecimiento de agua de la ciudad de Monterrey, para satisfacer la demanda del área metropolitana a partir del año 11 del proyecto.

b) Satisfacer a corto plazo la demanda interna de algunos productos agropecuarios.

c) Fomentar el desarrollo de un proceso de expansión de las exportaciones.

taciones de los mismos productos.

d) Maximizar la creación de nuevas ocupaciones con niveles adecuados de ingreso.

e) Promover el desarrollo de la región central del Estado de Tamaulipas.

A fin de disponer de una base firme para determinar la factibilidad ingenieril, económica y social del proyecto, así como para fijar la magnitud y características generales del mismo y planear el aprovechamiento, se realizan los siguientes estudios básicos:

1.- Levantamientos topográficos.

Vaso Las Adjuntas.

Mediante un sistema de poligonales se establecieron puntos de control debidamente monumentados y nivelados, que cubren toda el área del vaso y sirven de apoyo a la configuración del terreno con curvas de nivel a un metro de equidistancia, al levantamiento catastral y a la investigación de uso actual del terreno, que se hicieron en escala 1:5000.

De las hojas de plancheta en escala 1:5 000 se obtuvieron los datos de áreas y capacidades del vaso, que para la elevación 140.48 m, correspondiente al nivel de aguas máximas, tiene una área de embalse de 39 399 ha y una capacidad total de 3929 millones de m³.

Las hojas en escala 1: 5000 se redujeron para formar un plano topográfico, un plano catastral y otro de uso actual del terreno, los tres en esca

la 1: 20 000.

Partiendo de estas últimas hojas se formó un plano general del vaso en escala 1:50 000, con curvas de nivel equidistantes cinco metros, en el que se vació toda la información relativa a las áreas y capacidades para diferentes niveles, datos catastrales, datos de población y de tenencia de la tierra.

Boquilla Las Adjuntas.

A fin de seleccionar el sitio topográficamente más favorable para construir la presa, se hizo el levantamiento de un tramo de 70 Km. del cañón de La Capilla, que se extiende a partir del primer estrechamiento del vaso. -- El levantamiento se hizo en escala 1: 5000, con curvas de nivel equidistantes un metro.

Una vez seleccionadas las cinco porciones más atractivas del cañón, se levantaron en escala 1: 1 000, con curvas de nivel equidistantes un metro.

El levantamiento correspondiente al sitio Las Adjuntas finalmente seleccionado, quedó a escala 1:1 000.

Túneles.

Se estudiaron varias alternativas de túnel para conducir las aguas de la presa hacia la zona de riego. La primera, denominada Las Adjuntas, se inicia en la presa y tiene un desarrollo total de 16.8 km. la segunda se inicia en la confluencia del arroyo Las Yeguas, a unos 15 km. aguas abajo de Las Adjuntas.

juntas, y tiene una longitud de 9.3 km. La tercera se inicia en el sitio Las Alazanas, situado a unos 5 km. aguas abajo del anterior y tiene un desarrollo de 4 km.

Para estudiar estas alternativas de conducción se levantaron perfiles a lo largo de los túneles.

Finalmente se aceptó la tercera alternativa.

Terrenos regables.

Los terrenos regables están situados en el Valle de Jiménez y a lo largo de la margen derecha del río Soto La Marina, abarcando una extensión de unas 95 000 ha brutas que se extiende hacia la costa.

Para referir el levantamiento topográfico de los terrenos regables al levantamiento general de la región, se prolongó el meridiano E-120 de la cuadrícula de apoyo de los levantamientos de la zona del Bajo Bravo, en un tramo de 260 km. que se extiende entre los ríos Bravo y Soto La Marina.

El levantamiento de los terrenos regables se apoyó en un sistema de cuadrícula rectangular formado por líneas trazadas con tránsito y cinta de acero, espaciadas 10 km. en ambas direcciones, quedando monumentados y nivelados con nivel fijo todos los cruces de las líneas. Este control primario se complementó con un control secundario, consistente en meridianos espaciados cada kilómetro, monumentados y nivelados con nivel fijo en cada kilómetro a lo largo de las líneas.

Con apoyo en este control se hizo el levantamiento topográfico,

el deslinde catastral y la investigación de uso actual del terreno en los terrenos regables, en escala 1: 5 000 y con curvas de nivel equidistantes 1 metro, incluyendo todos los detalles del terreno.

A partir de los levantamientos anteriores se formaron planos generales, en escala 1: 20 000 y 1: 50 000.

2.- Levantamientos fotográficos.

Como complemento de los levantamientos topográficos se hizo el levantamiento fotográfico aéreo en escala 1:20 000 de toda el área regable, apoyada en el mismo sistema de control, a fin de obtener mayor información para la investigación catastral y de uso actual del terreno. Las fotografías se aprovecharon también para los trabajos de fotointerpretación agrológica.

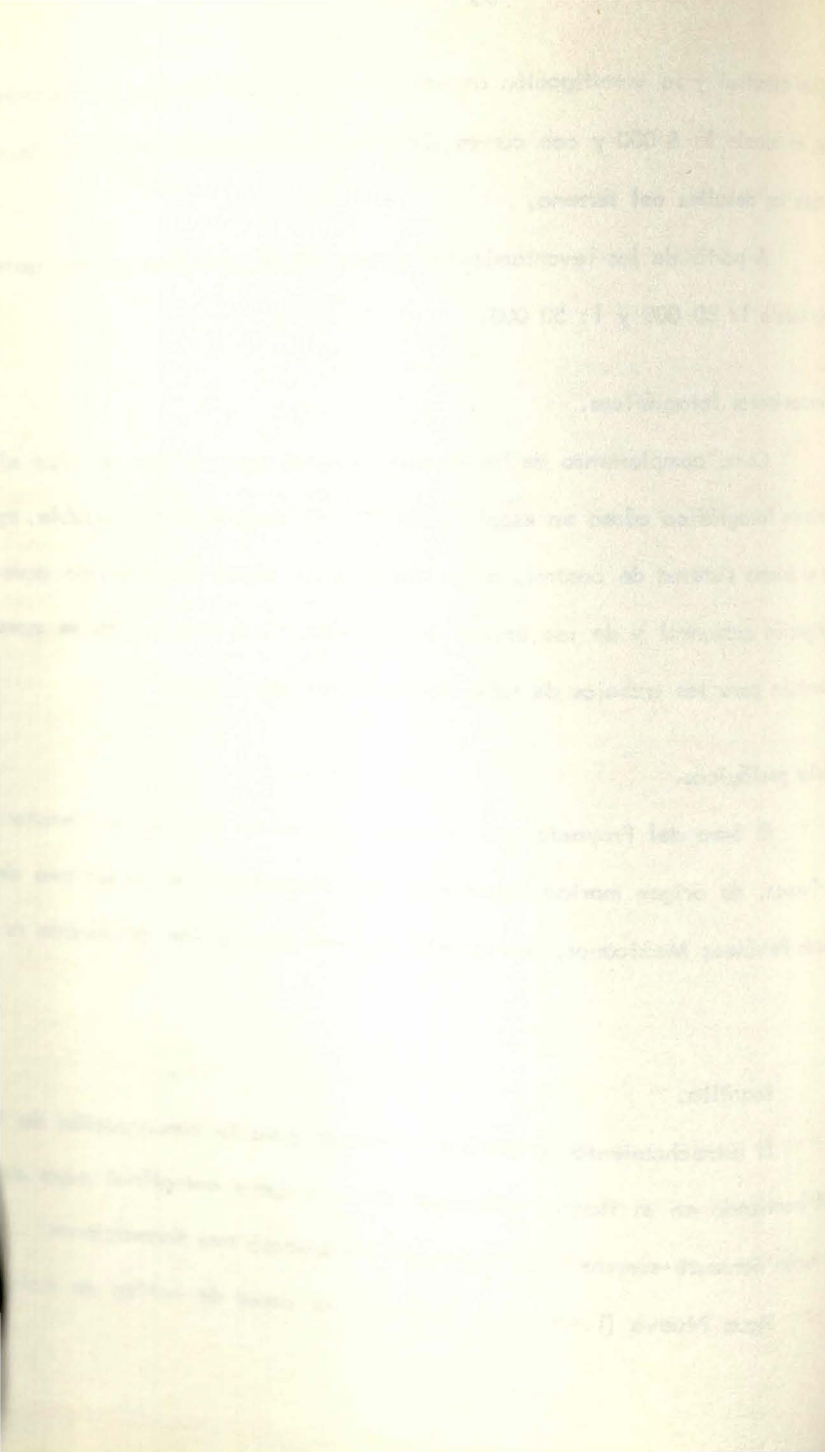
3.- Estudios geológicos.

El área del Proyecto está comprendida en la cuenca sedimentaria Tampico-Tuxpan, de origen marino, estudiada ampliamente por el organismo descentralizado Petróleos Mexicanos, que aportó valiosa información geológica regional.

Boquilla.

El estrechamiento finalmente aceptado para la construcción de la Presa está localizado en el flanco occidental de una suave anticlinal cuyo eje tiene un rumbo noroeste-sureste y en donde el río bisectó tres formaciones:

Agua Nueva (Turoniano), formada por capas de caliza de color -



gris claro hasta de unos 40 centímetros de espesor, interestratificadas con lutitas de color variable desde gris oscuro a negro, de espesores semejantes. Ocasionalmente presentan lentes de pedernal.

San Felipe (Coniaciano-Santoniano), formada por capas de caliza arcillosa de color gris verdoso de unos 15 centímetros de espesor, interestratificadas con lutitas bentoníticas.

Méndez (Maestrichtiano) formada por margas de color gris, con fractura concoidea.

La boquilla está labrada en la formación Agua Nueva (Kan) en posición estructural prácticamente horizontal, superyaciéndole concordantemente la formación San Felipe (Ksf) en los extremos superiores).

El eje se exploró mediante ocho sondeos y tres pozos a cielo --abierto de 50 y 10 m, de profundidad respectivamente. En promedio se recuperó el 85% de las muestras.

En la zona del cauce, la formación Agua Nueva está cubierta --por una capa de acarreo con espesor máximo de 12.5 m.

Vaso de Almacenamiento.

Estructuralmente, el vaso está comprendido en la porción este de un sinclinal en el que afloran las formaciones Méndez y Velazco (Paleoceno) --del Terciario, formada esta última por margas y lutitas de color gris verdoso o --gris azulado, ambas de facie marina arcillo-margosa, que por sus características físicas aseguran su impermeabilidad.

4.- Estudio Hidrológico.

La finalidad fundamental de los estudios hidrológicos consistió en determinar la magnitud y características generales del Proyecto, y muy especialmente las de la presa de almacenamiento Las Adjuntas, a efecto de lograr el -- aprovechamiento óptimo de las aguas del Río Soto la Marina, así como el control de sus avenidas para evitar los daños causados por éstas.

Originalmente se elaboró un estudio hidrológico orientado al aprovechamiento de las aguas del río para el riego de terrenos del Valle de Jiménez y de la margen derecha del Soto la Marina, procurando no afectar al poblado -- de Padilla ni al Distrito de Riego del río Purificación, así como tampoco a la -- carretera Cd. Victoria-Matamoros.

Posteriormente el criterio fue evolucionado influenciado por diver -- sos factores, tales como: la potencialidad de la cuenca para generar grandes -- avenidas y la conveniencia de regularizar éstas, aprovechando la ventaja de dis -- poner de un vaso muy grande que con poca sobreelevación en su cortina aumenta notablemente su capacidad de almacenamiento.

Por otra parte, se tomó en cuenta la posibilidad de que con el -- tiempo tanto la presa de almacenamiento Las Adjuntas, como su derivadora Las -- Alizanas, lleguen a formar parte del sistema de obras contemplado por el Plan -- Hidráulico del Golfo. (PLHIGO)

Finalmente, después de varios estudios se optó por aumentar la ca -- pacidad de la presa, con la finalidad de que en el futuro se pueda hacer una --

extracción de $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ de la misma para abastecimiento de agua potable a la Ciudad de Monterrey, N.L. A continuación se expone un breve resumen del estudio final:

La cuenca queda comprendida en la parte Noreste de la República Mexicana con drenaje al Golfo de México, formando parte de la Región Hidrológica golfo-Norte y genera la corriente más importante de la misma.

Tiene tres afluentes principales que prácticamente confluyen en el mismo sitio para formar el río Soto la Marina, localizándose el vaso de Las Adjuntas a 2.5 km aguas abajo de la confluencia del Arroyo Grande, donde la corriente corta normalmente en su parte media a la Sierra de Tamaulipas. Hasta el vaso de Las Adjuntas el área total drenada es de $14\,363 \text{ km}^2$.

Las temperaturas extremas en la zona media de la cuenca varían entre valores de $+45^\circ\text{C.}$ a -3°C. y promedio de 24°C. Por lo que respecta a láminas medias de lluvia, éstas son del orden de los 700 mm anuales.

Durante el período de observación de escurrimiento de la corriente en el sitio de Las Adjuntas mediante la estación hidrométrica de La Sonadora que comprende del año de 1960 al de 1968, así como también incluyendo el período deducido, el régimen de escurrimientos es el siguiente:

Concepto	UNIDAD	PERIODO	
		1960-68	1941-68
Vol. Máximo anual	Mills. m ³ .	2633 (1968)	4460 (1955)
Vol. Mínimo anual	"	278 (1963)	175 (1953)
Vol. Medio anual	"	932	967
Vol. Máximo mensual	"	1242 (oct. 66)	3030 (Sept. 55)
Vol. Mínimo mensual	"	0 (abr. may. jun. 65)	0 (Varios)
Gasto máximo	M ³ /seg.	5390 (12 oct. 66)	-----
Gasto mínimo	"	0 (abr. may. jun. 65)	-----

CARACTERISTICAS HIDROLOGICAS DEL PROYECTO

Este se desarrolló con fines a lograr objetivos de tipo múltiple, -- comprendiendo el riego de una superficie limitada a 42 000 ha de terrenos agrícolas del valle de Jiménez, Tamps. y en la margen derecha del río Soto la Marina inmediata a dicho Valle; el control de las crecientes generadas por la corriente para protección de la zona comprendida desde el vaso hasta la desembocadura de la corriente en el mar y la posible generación de energía hidroeléctrica al pie de la cortina. Este último aspecto no ha sido aún resuelto bajo el -- punto de vista de costeabilidad de instalación de la planta.

Se efectuaron varios estudios preliminares sobre la capacidad más conveniente del vaso para efectuar un adecuado aprovechamiento de los recursos de agua de la corriente, teniéndose en contra de una solución con base en un -- almacenamiento de gran capacidad, las afectaciones dentro del área de embalse, entre las que se encontraban la población de Padilla, Tamps., un tramo de la --

carretera Cd. Victoria-Matamoros y una gran extensión de terrenos ganaderos -- que presionaban hacia una capacidad de almacenamiento no mayor a los 1 000 millones de m³.

Dado lo económico de la cortina en el sitio de Las Adjuntas y la carencia en la cuenca baja de algún otro sitio adecuado para regularizar simultáneamente los escurrimientos de las tres corrientes que lo forman o que pudiera complementar a un vaso de capacidad limitada en Las Adjuntas, se optó por investigar qué capacidad sería la conveniente en este sitio aún con las indemnizaciones que ello implicara.

Eliminadas las limitaciones relativas a la capacidad del vaso, los estudios se encauzaron hacia un óptimo aprovechamiento de los escurrimientos -- con fines de riego exclusivamente, ya que la generación de energía con los recursos propios de la cuenca parece poco atractiva dado lo bajo de las cargas de operación y lo relativamente escaso de los escurrimientos.

Por los estudios realizados bajo el criterio anterior se llegó a la conclusión de que las características más convenientes para el vaso deberían ser las siguientes, que son las correspondientes al proyecto definitivo:

CONCEPTO	ELEV.	CAPACIDAD		AREA
		PARCIAL	- ACUM.	
	M.	Millones de m ³		Ha.
Lecho del cauce en la boquilla	98.00	0	0	0
Umbr. de la obra de toma alta	120.00	72	-	1 730
Retención de sólidos en suspensión	- --	100	-----	- ---
Cap. mínima de operación	124.90	300	300	8 300
Cap. para aprovechamiento	140.44	3 600	3 900	39 600
Labio superior de las compuertas cerradas	142.00	650	4 550	43 530

Con las condiciones anteriores podrá efectuarse una extracción -- anual regularizada de 684 millones de m³, que representan un aprovechamiento del 76.9% y que en el futuro deberán reducirse en 100 millones de m³ por -- aprovechamiento de Pequeña Irrigación aguas arriba del vaso. Las pérdidas por evaporación son del orden de 20.4% en las condiciones actuales.

La superficie actual regable será de 42 000 ha fijas más teórica- mente 44 000 ha de dobles cultivos, pero estas últimas paulatinamente se irán - reduciendo hasta quedar en 29 500 ha cuando se hayan realizado aguas arriba - todos los aprovechamientos de Pequeña Irrigación previstos. Otra alternativa es regar 42 000 ha y abastecer a la ciudad de Monterrey con 5 m³/seg, en cuyo - caso se suprimirán totalmente los dobles cultivos.

Además, la elevación a que se encuentra el labio superior de las compuertas cuando éstas están cerradas permite un almacenamiento adicional de 650 millones de m³, que al final de años abundantes podrá utilizarse para rete- ner en el vaso un volumen superior de 3 900 millones de m³ para utilizarse en- riego, ampliando con ello la superficie de dobles cultivos del siguiente año.

La creciente máxima probable tiene un pico de 22 000 m³/seg. y volumen total de 1 880 millones de m³; no se efectuaron estudios de magnitud y control de la creciente máxima ordinaria en vista de que el vaso posee una gran capacidad reguladora debido a la gran área que cubre el embalse y con incrementos pequeños en el nivel del agua los incrementos de almacenamiento son muy grandes.

La obra de excedencias la constituye un sistema de 5 (cinco) compuertas radiales de 8.00 m de anchura por 10.00 m. de altura y umbral a la elevación 131.00 m.

La obra anterior ha sido diseñada para desalojar la creciente máxima probable bajo las condiciones de capacidad de aprovechamiento llena al ocurrir aquella; con éste almacenamiento inicial de 3 900 millones de m³ la capacidad de descarga con compuertas totalmente abiertas es de 1 900 m³/seg. y a la elevación 148.00 m, correspondiente a la corona de la cortina es de 4 550 m³/seg.

El plan aceptado para manejo de crecientes consiste en dar a las compuertas la abertura necesaria para que el agua en el embalse no exceda la elevación 140.44 m.

Para los casos en que el gasto de entrada exceda a los 1 900 m³/seg., que es la capacidad máxima de descarga de las compuertas con agua en el embalse a la elevación 140.44 m, el agua excede tal elevación y la operación a efectuar es la de abrir las compuertas de tal manera que su labio infe-

rior se encuentre arriba de la superficie del agua. Al recuperar el nivel del agua la elevación 140.44 m la operación es de cerrar lo necesario las compuertas para conservar nuevamente dicho nivel hasta quedar totalmente cerradas.

Con la creciente máxima probable y el plan de operación anterior se descarga un gasto máximo de $3\ 100\ m^3/seg.$, lo que representa una regularización del 86% del gasto de entrada. El nivel máximo alcanzado por el agua es la elevación 144.04 m., correspondiente a un almacenamiento de 5 500 millones de m^3 .

En resumen, para el manejo de crecientes el vaso posee las siguientes características:

CONCEPTO	ELEV. m.	CAPACIDADES PARCIALES- ACUM.		AREA Ha.
		Millones de m^3		
Umbral de las compuertas	131.00	- - -	1 165	19 850
Límite sup. cap. de aprov.	140.44	3 900	3 900	39 600
Labio sup. de compuert. cerradas	142.00	650	4 550	43 530
Nivel de aguas máx. extraordinarias	144.04	950	5 500	48 750
Corona de la cortina	148.00	- - -	- - -	-- - -

Como quedó antes señalado, la avenida máxima probable calculada para la presa Las Adjuntas tiene un pico de $22\ 000\ m^3/seg.$ con un volumen de 1880 millones de metros cúbicos.

En marzo de 1968 las autoridades de la Secretaría de Recursos Hidráulicos decidieron aumentar la capacidad del vaso a 3 900 millones de metros cúbicos para tener la posibilidad de asignarle una extracción de $5\ m^3/seg.$ desti

nada al futuro abastecimiento de agua de la ciudad de Monterrey, sin menos ca_ bo de poder reglar las 42 000 hectáreas físicas consideradas en el Proyecto.

Como consecuencia de lo anterior fue necesario realizar una revi_ sión de los estudios de tránsito de avenidas por el vaso, para fijar la capacidad más conveniente de la obra de control y excedencias, o vertedor.

Las crecientes analizadas fueron: la máxima probable (creciente R) - con pico de 22 000 m³/seg.; la máxima probable con repetición a los cinco días (se- cuencia RR); creciente con forma de la máxima probable y pico de 10 000 m³/seg -- (creciente d) y ocurrencia de la máxima probable a los cinco días (secuencia DR).

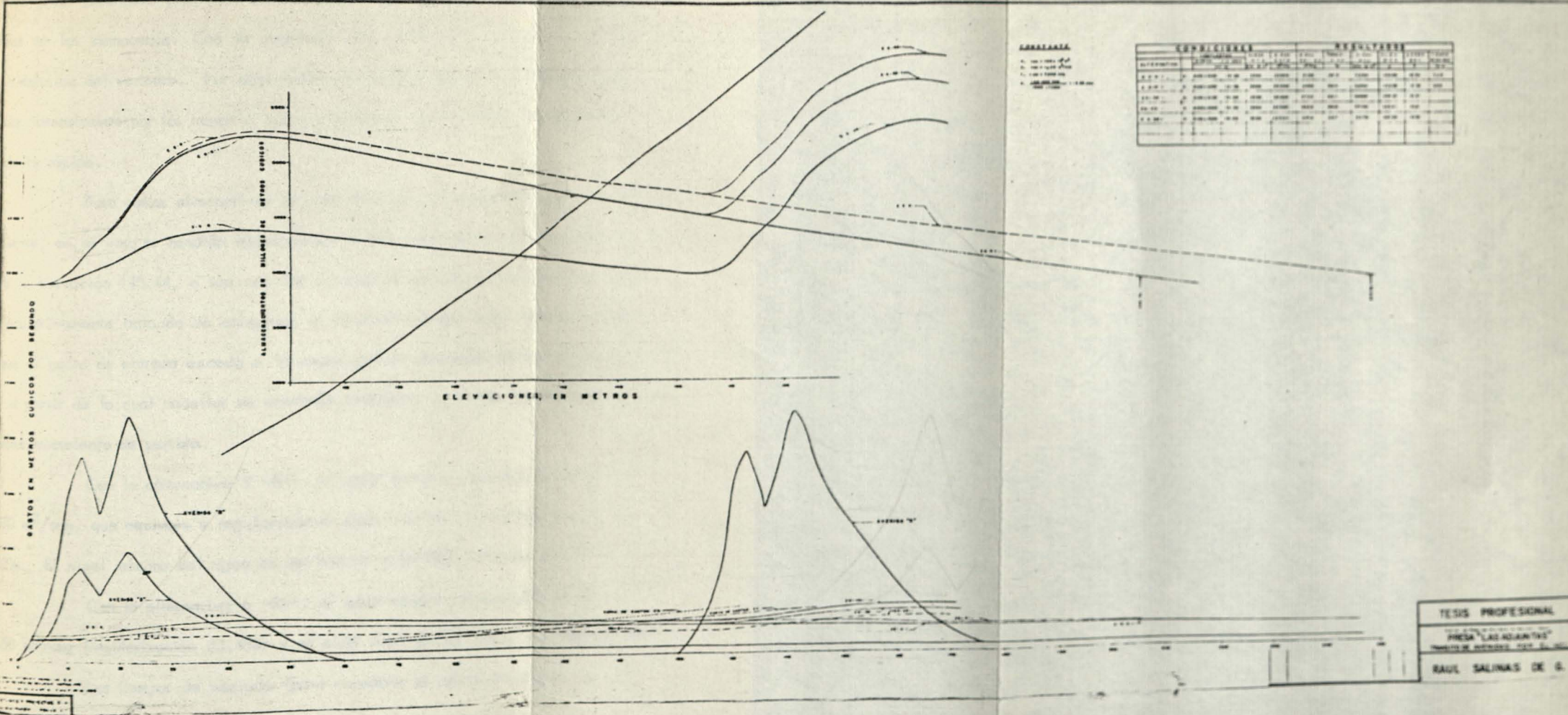
Las secuencias DR y RR se analizaron con el fin de terminar el - margen de seguridad de la obra.

El intervalo de 5 días se fijó tomando como antecedentes el criterio - obtenido en los estudios similares elaborados para la presa Internacional la Amistad.

Alternativa 5 compuertas. - Según esta alternativa la obra de exce-- dencia quedaría constituida por cinco compuertas radiales de 8.0 x 10.0 m, con um_bral a la elevación 131.0 m. Su capacidad de descarga sería de 1 900 m³/seg, a la elevación 140.44 m, correspondiente a un almacenamiento de 3 900 millones de m³, y un gasto máximo de 3 100 m³/seg. para la elevación 144.04 m en el vaso.

Alternativa 6 compuertas. - Para este caso la obra de excedencia cons_ taría de seis compuertas radiales de 8.0 x 10.0 m, con umbral a la elevación 131.0 m. Su capacidad de descarga sería de 2 280 m³/seg para una elevación de 140.44 en el vaso.

En ambas alternativas la obra de excedencia carecía del --



CONDICIONES

1. 1000 m³/s
 2. 1000 m³/s
 3. 1000 m³/s

CONDICIONES	RESULTADOS
1. 1000 m³/s	1000
2. 1000 m³/s	1000
3. 1000 m³/s	1000
4. 1000 m³/s	1000
5. 1000 m³/s	1000
6. 1000 m³/s	1000
7. 1000 m³/s	1000
8. 1000 m³/s	1000
9. 1000 m³/s	1000
10. 1000 m³/s	1000

TESIS PROFESIONAL
 PRESA "LAS AGUANTES"
 RAUL SALINAS DE S.

clásico cimacio, quedando en cambio formada por un canal de llamada de --
sección rectangular con plantilla a la elevación 131.0, correspondiente al --
umbral de las compuertas. Con la supresión del cimacio se mejora la eficiencia
hidráulica del vertedor. Por otra parte, las compuertas se consideraron confin
adas lateralmente por los muros o pilas y apoyadas en el inicio de la plantilla
de la rápida.

Para ambas alternativas se consideró que al presentarse la primera
creciente, en el vaso se tendrán almacenados 3 900 millones de m^3 ocupando --
hasta la elevación 140.44, o sea con las compuertas cerradas, las cuales se abrirán
paulatinamente tratando de conservar el almacenamiento antes señalado, hasta
que el gasto de entrada exceda a la capacidad de descarga de las compuertas,
a partir de lo cual aquellas se operarán totalmente abiertas hasta recuperar
el almacenamiento de partida.

Con la alternativa 5 -R-1, el gasto máximo descargado es de --
3 100 m^3 /seg, que equivale a regularizar el gasto máximo de entrada en un --
85.9%. El nivel máximo del agua es de 144.04 m (5 283 millones de m^3).

Con la alternativa 6 -R-1, el gasto máximo descargado es de --
3 650 m^3 /seg (regularización 83.4%) y el nivel máximo del agua a la 143.92 m.

Los tiempos de vaciado (para recuperar el almacenamiento de --
3 900 millones de m^3), son de 249 y 206 horas respectivamente.

Los resultados obtenidos con ambas alternativas en general difieren
poco, teniéndose en el aspecto de niveles de aguas máximas, una diferencia de 12 cm.

únicamente, lo que equivale prácticamente a la misma altura de la cortina.

Bajo el aspecto de regularización de gastos máximos descargados, la diferencia en porcentaje de regularización es del 2.5% equivalente a 550 $m^3/seg.$, menos con la alternativa 5-R-1, lo cual pudiera implicar una ventaja de la misma respecto a la alternativa 6.

Bajo el aspecto constructivo, la alternativa 6 presenta la desventaja del costo de una compuerta más respecto a la alternativa 5, con el consiguiente costo adicional de canal de llamada, puente de maniobras, rápida, etc.

La alternativa 5 presenta en este aspecto la ventaja de que corresponde a las características del proyecto anterior aprobado, consistente de cinco compuertas de las mismas dimensiones, el cual se encontraba muy avanzado pudiendo adaptarse fácilmente a las nuevas condiciones de almacenamiento.

Por lo que respecta al remoto caso de la ocurrencia de la secuencia de crecientes "RR" y partiendo de que el NAME de diseño esté a la elevación 144.04, con la alternativa 5 se tendría una invasión de bordo libre de 1.77 m, y con la 6, de 1.17 m, o sea una diferencia de 0.60 m.

Se consideró que la invasión del bordo libre en 1.77 m que se tendría con la alternativa 5-R-R-1 no es exagerada y fácilmente puede ser aceptado por la cortina con base en los factores de seguridad empleados para el diseño.

Considerando un bordo libre del orden de los 4.00 m la invasión con la alternativa E-5-R-R-1, sería de aproximadamente 45% quedando 2.23 m.

como bardo libre efectivo, que sería suficiente si se toma en cuenta que la obra operaría en estas condiciones durante un lapso de 4 ó 5 días únicamente y posiblemente muy pocas veces en todo su período de vida útil.

Partiendo de las consideraciones señaladas, se recomendó como obra de excedencia que da un amplio margen de seguridad a la presa, además de ser económica, la correspondiente a la alternativa con 5 compuertas que tiene las siguientes características:

Cinco compuertas radiales de 8.00 x 10.00 m.

Umbral a la elevación 131.00 m.

Capacidad de descarga a la elevación 140.04 (NAM)

1 900 m³/seg.

Capacidad de descarga a la elevación 144.04 (NAME)

3 100 m³/seg.

5.- Estudio de suelos.

El estudio de los suelos del Proyecto abarcó una área de 85 000 ha que se extiende por el Valle de Jiménez y la margen derecha del río Soto la Marina, hasta la población del mismo nombre.

Como base para el estudio se dispuso de las fotografías obtenidas en un vuelo fotográfico en escala 1:30 000 controlado mediante la cuadrícula que sirvió de apoyo a los levantamientos topográficos.

Una vez realizada la fotointerpretación para definir el sistema de drenaje natural, la geomorfología, los límites aproximados de las series de suelos y los lugares más convenientes para excavar los pozos de control, se hicieron los indispensables trabajos de campo, consistentes en barrenaciones a 2 m -

de profundidad con observaciones cada 20 cm. y pozos de control a 2 m de profundidad, que se muestrearon y describieron en detalle para determinar las series de suelos. La comprobación de campo se hizo con el mayor detalle posible, utilizándose interpolación y extrapolación entre las fajas de terrenos en que se hicieron las barrenaciones y determinaciones de la textura superficial al tacto.

Los suelos estudiados se agrupan en dos familias.- Los recientes y los semimaduros; los primeros comprenden las series Esperanza, Marina y Unión, y los segundos las series Casas, Jiménez, San Felipe y Méndez. Los tipos dominante son los migajones de texturas medias y de permeabilidad suficiente.

Los mejores suelos del Proyecto son los recientes, que corresponden a las series Esperanza, Marina y Unión, y que su mayor parte se clasificaron como de Primera Clase.

Los suelos semimaduros, clasificados como de segunda clase, son de menor productividad que los recientes y cuando se pongan bajo riego su drenaje requerirá atención especial.

Actualmente no existe problema de salinidad en los suelos, debido a que las sales encontradas se consideran poco peligrosas, principalmente el yeso, y las mayores concentraciones están localizadas en los horizontes profundos.

Aunque existe un peligro potencial de ensalitramiento, que requerirá un cuidadoso manejo del agua de riego, no debe considerarse como inmedia

to debido a la gran profundidad a que se encuentra el nivel freático.

De acuerdo con su aptitud para el riego, los suelos del Proyecto se clasificaron de la siguiente manera:

Clase de suelo	Areas en hectáreas			
	Parcial	%	Acumulada	%
Primera	14 084	33	14 084	33
Segunda	16 544	39	30 628	72
Tercera	12 069	28	42 697	100

Con la información obtenida del estudio de los suelos se formaron los planos de series y tipos de suelos y clasificación de suelos según su aptitud para el riego, en escalas 1:20 000 y 1:50 000.

6.- Estudio catastral y de tenencia de la tierra.

El levantamiento catastral del vaso Las Adjuntas y de los terrenos de riego del Proyecto, se apoyó en los puntos de control del levantamiento topográfico y se hizo sobre las mismas hojas de plancheta, realizando un cuidadoso trabajo de investigación en el terreno para delimitar los predios y definir los linderos.

Una vez delimitados los predios se investigó en cada caso el área de los mismos, el régimen de tenencia de la tierra y los nombres de los propietarios o poseedores.

Esta información se representó en los planos del vaso y de la zona de riego en escala 1:20 000, que se sobreponen con los planos topográficos de las mismas áreas y que muestran las superficies de las propiedades y de los

ejidos, delimitadas ya sea por la línea de embalse, en el caso del vaso, o por los canales de riego, en el caso de los terrenos regables, y sus áreas respectivas.

7.- Investigación del uso actual del terreno.

Aprovechando las fotografías y las hojas de plancheta en escala 1:5 000, correspondientes a los levantamientos topográficos, complementados con una investigación minuciosa en el campo, se hizo el estudio del uso actual del terreno en el área cubierta por el vaso y en la zona regada.

8.- Calidad de las aguas.

Se obtuvieron muestras del agua del río Purificación, en el lugar llamado Carrizal; del Río Pilón, a unos 3 km. al oeste de San José; en el río Corona, cerca de la puerta del rancho Anzures, y finalmente del río Soto la Marina, en la Sonadora.

El resultado del análisis en los cuatros casos fue: "Agua de segunda clase tolerable para usos agrícolas".

Debe aclararse que las muestras se tomaron durante un período de sequía que sufrió la región en 1963, de mayor intensidad de la que puede presentarse en años normales.

OBRA DE DESVIO

Como las obras de desvío constituirán el cauce por el que deberán escurrir las aguas del río desde el momento en que se inicie la construcción de la cortina de la presa hasta la terminación de la misma, deberán tener tales obras capacidad adecuada para desalojar los caudales correspondientes al régimen de la corriente durante todo el lapso que dure el desvío; siendo por tanto de primordial importancia determinar dicha capacidad.

Los caudales correspondientes al régimen del río durante el período de construcción no se conocen y sólo pueden suponerse tomando como base los escurrimientos que se han registrado en años anteriores. Para el caso de la presa Las Adjuntas se procedió como sigue:

En la estación hidrométrica denominada La Sonadora, localizada en el sitio elegido para construir la presa y que recibe por tanto las aportaciones de toda la cuenca (14 363 km²), se disponía sólo de datos de los años 1960 a 1966. En la Estación denominada El Barretal, con aportaciones de sólo 3 348 km² de cuenca, se tenían disponibles datos correspondientes a los años de 1940 a 1966.

En la tabla siguiente se consignan, en las dos primeras columnas,

los valores correspondientes a los máximos caudales que fueron registrados en cada uno de los meses del año, durante todo el período de registros en ambas estaciones hidrométricas. En la tercera columna se consignan los caudales estimados para la estación La Sonadora, en las mismas épocas que los que se aforaron en El Barretal, calculados con la suposición de que los caudales que se aforan en La Sonadora, son tres veces mayores que los que se aforan en El Barretal, relación que puede observarse en algunos casos en los años de registro común, por ejemplo, en el muy significativo de la creciente registrada en octubre de 1966.

GASTOS MAXIMOS EN LOS DIVERSOS MESES DE
LOS AÑOS DE REGISTRO

Mes	La Sonadora m ³ /seg.	El Barretal m ³ /seg.	La Sonadora (deducidos) m ³ /seg.
Enero	13.6	22.9	68.
Febrero	19.5	12.3	36.
Marzo	105.0	6.0	18.
Abril	64.7	45.3	135.
Mayo	576.0	182.0	546.
Junio	1 452.1	1 825.0	5 475.
Julio	396.1	420.0	1 260.
Agosto	449.0	3 233.0	9 699.
Septiembre	640.0	3 255.0	9 765.
Octubre	5 390.0	1 821.0	5 463.
Noviembre	102.0	194.0	582.
Diciembre	31.2	44.1	132.

De la observación de la tabla anterior y teniendo en consideración que la construcción de la cortina tomaría de dos a tres años, durante la misma se presentarían dos períodos de estiaje y dos de lluvias, como mínimo.

Ahora bien, para el período de estiaje, considerado de diciembre a abril, si se repitiera el régimen de escurrimientos, bastaría con una capacidad de desvío -- del orden de $150 \text{ m}^3/\text{seg.}$; en tanto que para las temporadas de lluvias se podrían esperar gasto de 5 500 y hasta de $10\ 000 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Construir obras de desvío con una capacidad tal que proporcionaran un cien por ciento de seguridad, resultaría en este caso de un costo prohibitivo e impracticables, por lo que después de valuar los riesgos, se adoptó como gasto máximo de desvío $5\ 500 \text{ m}^3/\text{seg.}$ para ser manejado en las temporadas de lluvias. Para los estiajes se adoptó un gasto de desvío de $150 \text{ m}^3/\text{seg.}$ lo cual permitiría construir un dispositivo más práctico, flexible y económico.

Después de estudiar numerosas alternativas de obra de desvío y de comparar sus costos y operabilidad práctica, se eligió un dispositivo formado básicamente por los elementos siguientes:

a) Un túnel de desvío con capacidad para $150 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que quedaría alojado en la margen izquierda de la boquilla y por el cual se desviarían los gastos de estiaje en ciertos períodos de la construcción, así como durante el cisma de la cortina.

b) Un tajo natural dentro del cauce mayor del río, cargado hacia la margen derecha del mismo, por el cual se harían escurrir los gastos de las -- temporadas de lluvias. Dicho tajo fue calculado para un gasto máximo de -- $5\ 500 \text{ m}^3/\text{seg.}$

c) Diversas ataguías dentro del cauce del río a fin de hacer posi_

bles las desviaciones y confinar las zonas de construcción de la cortina, deján-
dolas a salvo de inundaciones. La elevación de la corona de las ataguías fue -
calculada para que en ningún caso fueran rebasadas por las aguas de las crecien-
tes.

De acuerdo con lo antes expuesto, originalmente se elaboró como
parte del proyecto el siguiente programa coordinando la construcción de las --
obras con el desvío de la corriente; aunque si bien, el período de construcción
se alargó por causas de fuerza mayor ajenas a la presa en sí:

PRIMERA ETAPA.- Durante el período comprendido del 1o. de --
enero al 31 de mayo de 1968 se desviaría el río por un tajo natural localizado -
en la margen derecha del cauce, con capacidad para desviar hasta $574 \text{ m}^3/\text{seg}$ -
que se podrían presentar en la última decena del mes de mayo. Durante este -
período se harían las obras siguientes:

- a) Construcción de ataguías para confinar gran parte del cauce --
del río hasta su margen izquierda.
- b) Excavaciones de la trinchera dentro del recinto de las ataguías
para descubrir la roca de cimentación.
- c) Iniciación del tratamiento de la cimentación en la zona confi-
nada.
- d) Iniciación de las excavaciones del túnel de desvío.

SEGUNDA ETAPA.- Durante el período de lluvias comprendido -
del primero de junio al 31 de octubre de 1968, se practicarían las siguientes --

operaciones:

a) Retirar las ataguías y rellenar todas las excavaciones hechas dentro del cauce en la margen izquierda, para dejar todo el cauce libre al paso de avenidas.

b) Terminar de excavar el túnel y revestirlo de concreto para dejarlo en condiciones de operar para la siguiente etapa.

c) Excavación de trincheras y tratamiento de cimentación en las laderas derecha e izquierda de la boquilla.

d) Iniciar las excavaciones de la obra de control y excedencias.

TERCERA ETAPA.- Durante el período de estiaje comprendido del

primero de noviembre de 1968 al 31 de mayo de 1969, de acuerdo con lo programado se deberían hacer los siguientes trabajos:

a) Construir ataguía aguas arriba cerrando el cauce para desviar los escurrimientos por el túnel de desvío.

b) Excavar la trinchera de la margen derecha para descubrir la roca sana de cimentación y realizar el tratamiento de cimentación, terminado el cual, se continuaría con la colocación de material compactado hasta el nivel del cauce del río.

c) Excavar los depósitos del río en la trinchera de la primera etapa para terminar el tratamiento de cimentación de todo el cauce en la margen izquierda.

d) Colocación de materiales en el cauce y margen izquierda, de

jando libre el tajo de desvío con capacidad para 5 500 m³/seg.; o sea toda la zona de construcción de la cortina quedaría ya protegida por un sistema de ataguías en "U".

e) Iniciación de los trabajos de la obra de toma (alta).

f) Se continuarían las excavaciones del vertedor, aprovechando el producto de las mismas para colocarlo en la cortina.

CUARTA ETAPA.- Durante el período de lluvias comprendido del 1.º de junio al 31 de octubre de 1969, las avenidas pasarían por el tajo de desvío dejado en la margen derecha, realizando mientras tanto los siguientes trabajos:

a) Terminación de las terracerías de la cortina hasta la elevación permitida por el talud descubierto del núcleo impermeable (frente al tajo de desvío).

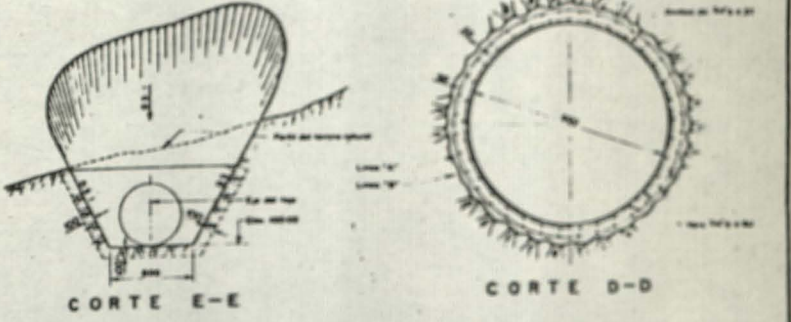
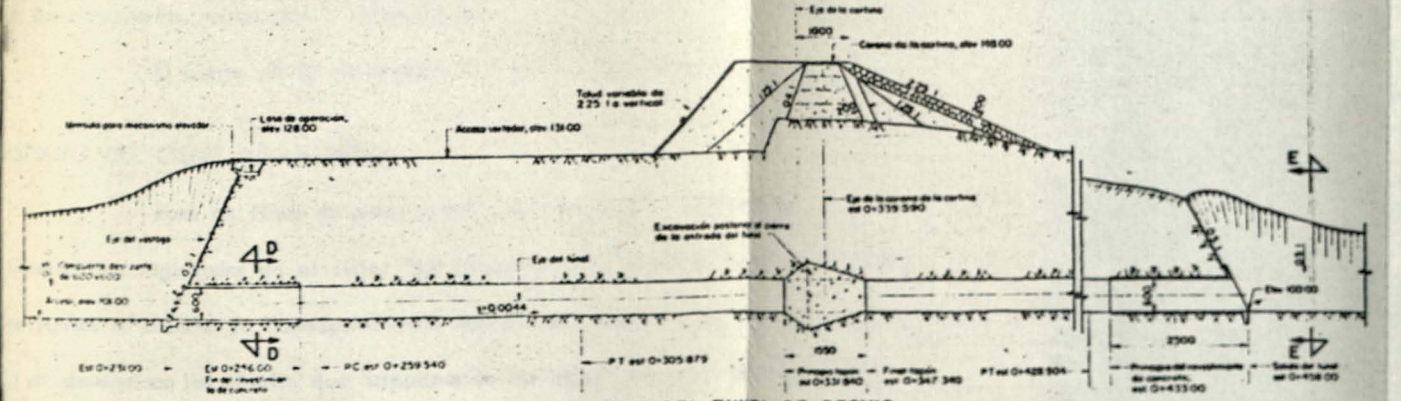
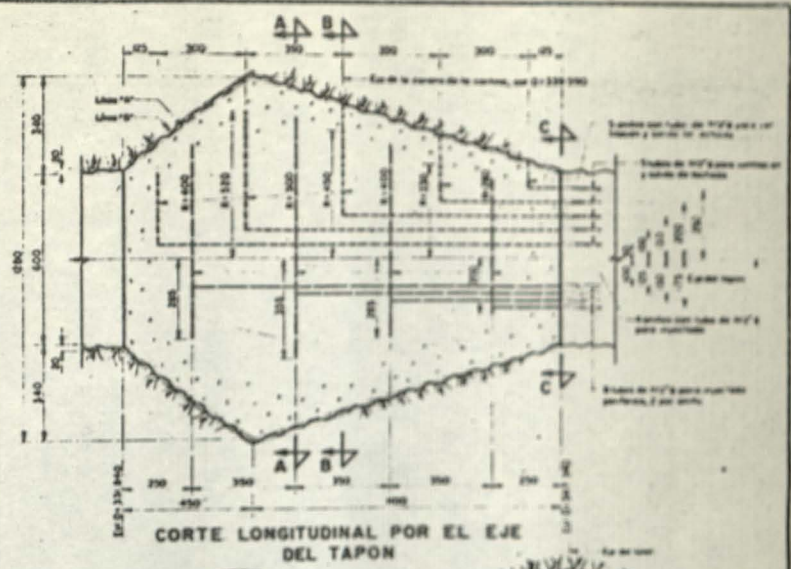
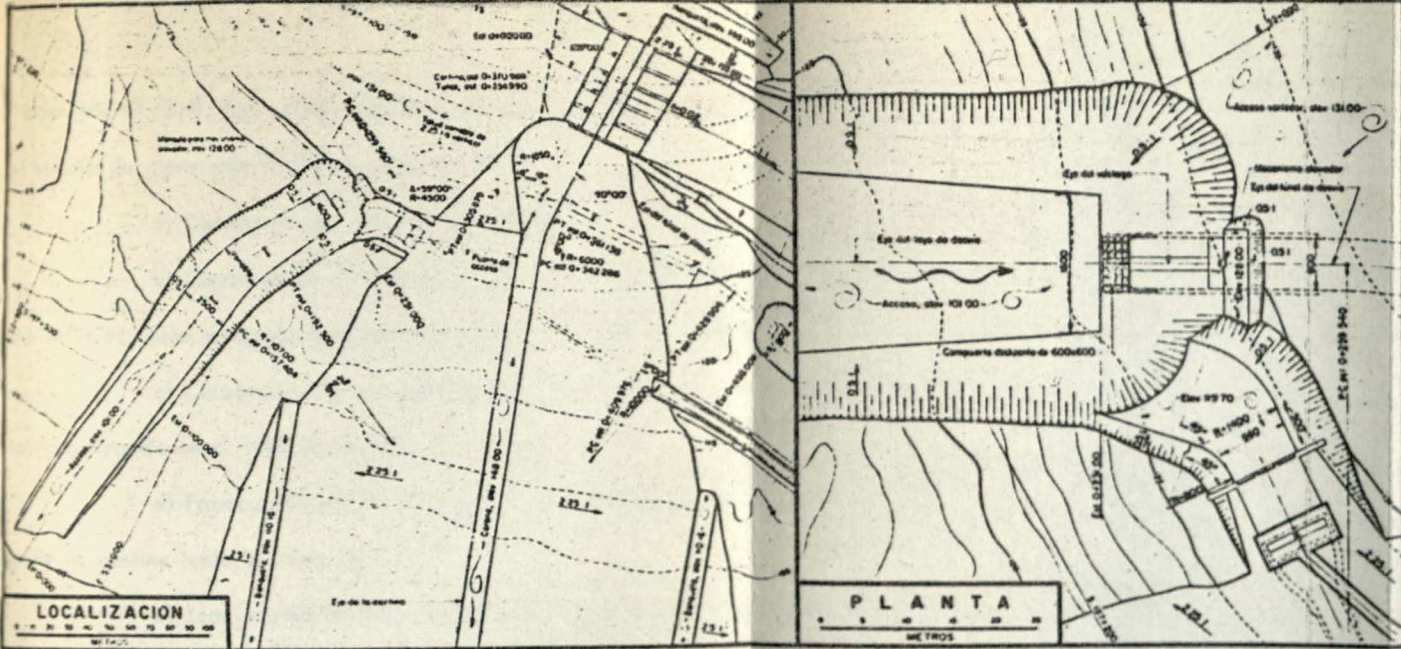
b) Terminación del tratamiento de cimentación en la ladera derecha.

c) Terminación de la obra de toma (margen izquierda).

d) Se continuaría con las excavaciones del vertedor, utilizando el material aprovechable producto de las mismas, en la cortina.

e) Se iniciarían los revestimientos del vertedor en sus partes ya terminadas de excavar.

QUINTA ETAPA.- Durante el período de estiaje comprendido del primero de diciembre al 31 de mayo de 1970, los escurrimientos del río se des-



CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación en tierra	m ³	103420
Excavación en túnel	m ³	7380
Concreto simple	m ³	1125
Concreto reforzado	m ³	670
Acero de refuerzo	Kg	37500
Compuerta deslizante de 600x600	Nº	1
Medidor de flujo	Nº	1
Tubo de hierro de 12" a 24"	M	170
Puercos de 12x12 con cierre y sujeción	Nº	87

NOTAS:

1. Cálculos y mediciones en metros.

2. Sección de 10' x 10' para control de flujo.

3. Sección de 10' x 10' para control de flujo.

4. Sección de 10' x 10' para control de flujo.

5. Sección de 10' x 10' para control de flujo.

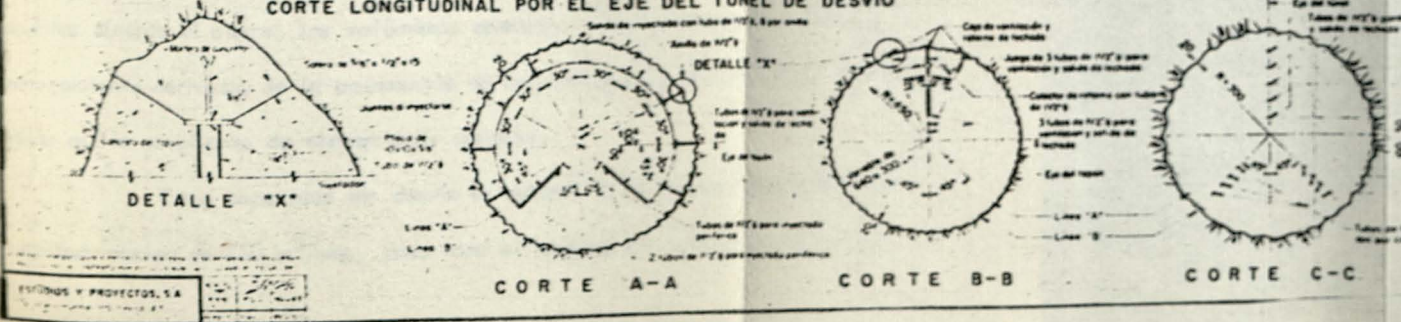
6. Sección de 10' x 10' para control de flujo.

7. Sección de 10' x 10' para control de flujo.

8. Sección de 10' x 10' para control de flujo.

9. Sección de 10' x 10' para control de flujo.

10. Sección de 10' x 10' para control de flujo.



TESIS PROFESIONAL

Trabajo de grado de la carrera de Ingeniería Civil

PRESA "LAS ADUNTAS"

OBRA DE DESVIO - PLANO GENERAL

RAUL SALINAS DE G.

varían por el túnel, para poder realizar los trabajos siguientes, de acuerdo con el estudio de cierre más adelante expuesto:

- a) Desviación del río por el túnel.
- b) Construcción de ataguías para cerrar el tajo de la margen derecha del río. Estas ataguías quedarán formando parte de la cortina.
- c) Colocación de las terracerías en la cuña de cierre de la cortina, correspondiente al tajo de desvío.
- d) Prosecución en la colocación de terracerías de la parte izquierda de la cortina hasta su terminación.
- e) Terminación de los revestimientos del vertedor e instalación de sus compuertas, malacates y mecanismos.
- f) Cierre de la compuerta del portal del túnel.

ESTUDIO DEL CIERRE DE LA PRESA.

Para los fines de este estudio se escogieron las avenidas más representativas registradas en el sitio "La Sonadora" del río Soto la Marina, para las cuales se elaboró su correspondiente análisis de tránsito por el vaso, a efecto de determinar los niveles que alcanzarían las aguas en caso de presentarse --aquéllas durante el cierre, los volúmenes retenidos y los diversos niveles de almacenamiento derivados de la ocurrencia de una secuencia de avenidas, determinando así la envolvente de elevaciones máximas.

Como capacidad de desvío se adoptó la limitativa del túnel con magnitud máxima de $150 \text{ m}^3/\text{seg}$, para todo el período de cierre de la presa.

Para el cierre se analizaron tres fechas que se consideraban convenientes: primero de noviembre, 15 de noviembre y primero de diciembre. Las dos primeras se desecharon en virtud de que por subir rápidamente los niveles de almacenamiento, se requerirían ataguías muy elevadas, cuya construcción se tendría que realizar en tiempos muy cortos, por lo que se consideraron constructivamente impracticables.

Iniciando el cierre el primero de diciembre, bastaría con construir ataguías de 4.0 m de altura, más su bordo libre; y en el período comprendido entre esta fecha y el primero de mayo siguiente se tendrían que llevar las terraplenas de la cuña de cierre de la cortina hasta la elevación 120.0 m como mínimo, para entonces cerrar el portal de entrada del túnel.

Para la fecha en que se realizó el estudio de cierre de la presa, ya la S. R. H. había ordenado que se realizaran dos proyectos de obra de toma, el segundo de los cuales, conocido como alternativa baja, se proyectó construyéndolo utilizando el túnel de desvío como conducto de descarga de la obra. Esta segunda alternativa obedeció a la previsión de que en el futuro el conjunto Adajuntas-Alazanas pasará a operar formando parte del conjunto de obras del Plan Hidráulico del Golfo.

De acuerdo con el plan señalado el día primero de mayo sería la fecha obligada para cerrar el portal de entrada del túnel, a efecto de inmediatamente proceder a los colados del concreto en el tapón del mismo; cuya construcción y fraguado tendrán que realizarse en un plazo máximo de 20 días, ya-

que cumplidos éstos, el desvío se reanudaría pasando el agua por la estructura de rejillas de la obra de toma.

Una vez cerrado el túnel, la construcción de las terracerías de la cortina tendrá que llevarse a un ritmo tal que:

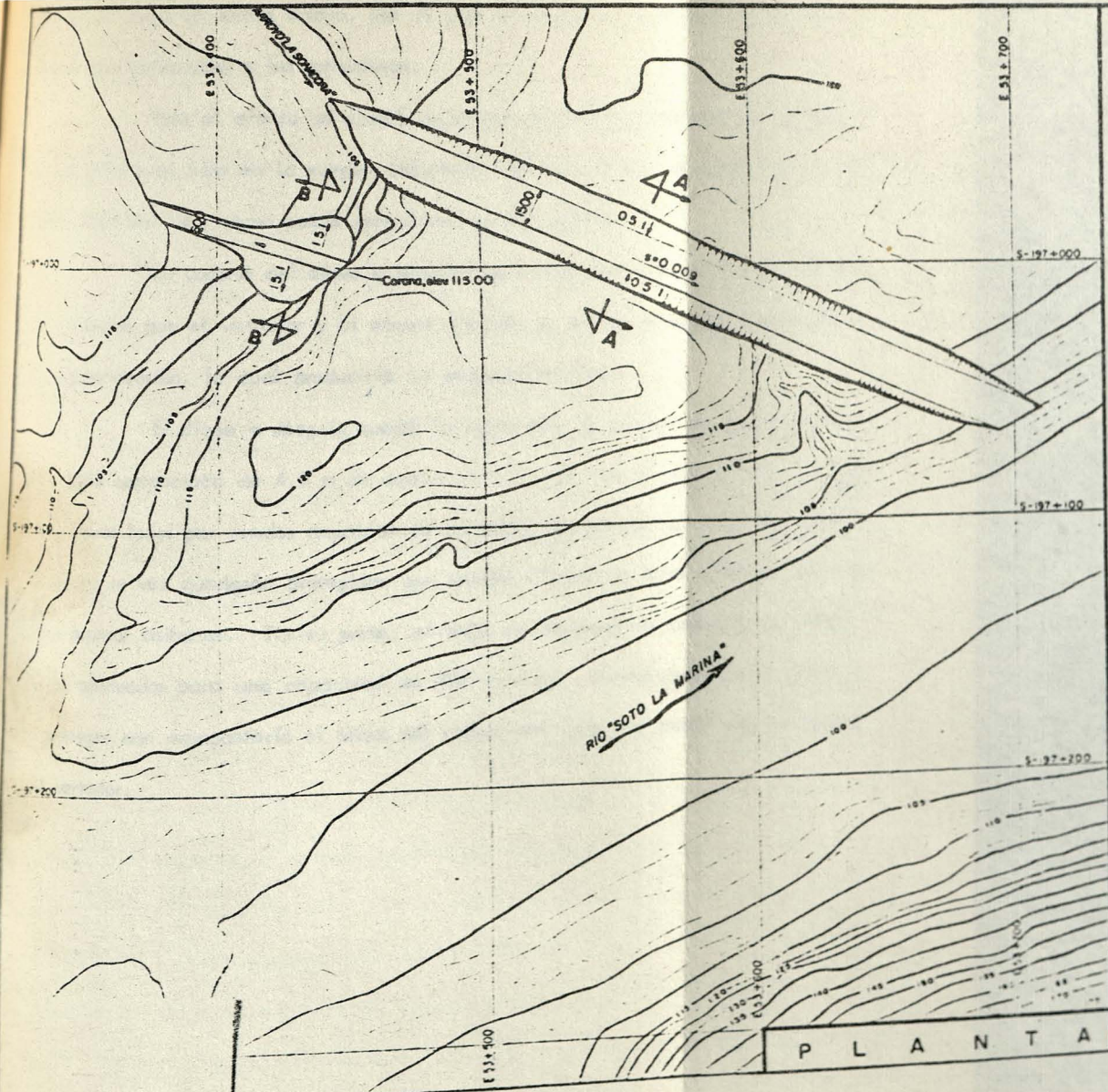
1o.- Su elevación siempre sea mayor que la correspondiente a la del embalse posible para cualquier fecha comprendida entre el primero de mayo y fines de octubre.

2o.- Que para el 20 de septiembre las terracerías alcancen una elevación igual a las de 131.0 más su bordo libre, ya que aproximadamente para tal fecha el embalse alcanzará a subir hasta la elevación del umbral del vertedor.

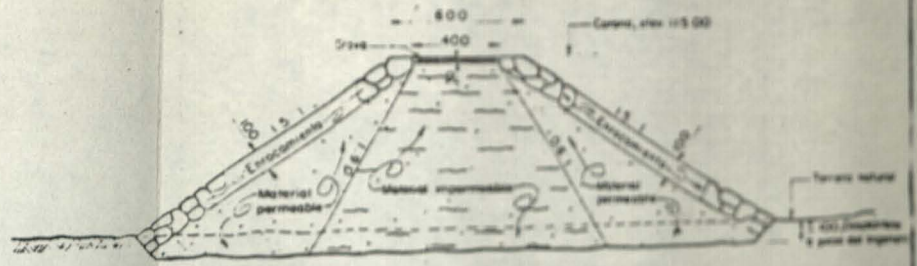
3o.- Para la fecha en que el embalse alcance la elevación del umbral del vertedor, los cinco vanos de éste deberán estar en condiciones de operar libremente con sus compuertas totalmente abiertas, hasta la total terminación de la presa y, a la vez, las terracerías de la cortina en cualquier fecha deberán alcanzar una elevación mayor (con su bordo libre) que la que probablemente puedan alcanzar las aguas en el vaso.

DESVIACION DEL ARROYO LA SONADORA

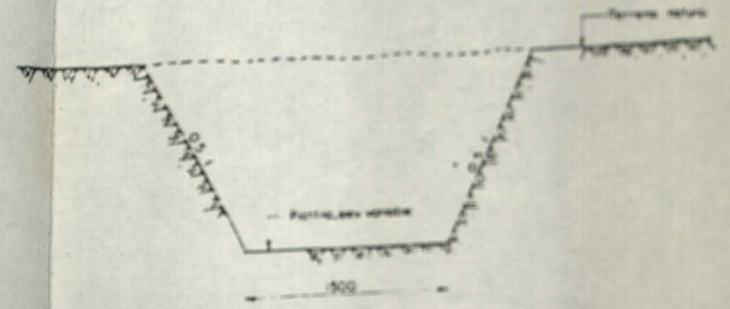
Aguas abajo del eje de la cortina descargaba el arroyo La Sonadora en dirección hacia aquélla, caracterizado por su régimen eminentemente torrencial, ya que se le calculó un gasto máximo probable del orden de $700 \text{ m}^3/\text{seg}$. Por otra parte, el canal de descarga del vertedor proyectado para la presa



P L A N T A



C O R T E B - B



C O R T E A - A

NOTAS: 1. Aplicación de pendientes naturales a las secciones de muros. 2. Para mayor detalle verse plano general. 3. L.C. 1950-1951.

CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación	m ³	45 500
Grava	m ³	95
Enrocemento	m ³	1 530
Material permeable	m ³	28 30
Material impermeable	m ³	28 30

TESIS PROFESIONAL

Elaborada en el curso de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Salta, Salta, Tucumán

PRESA "LAS ADJUNTAS"

DEBIDA DEL RANCHO DE "LA SONSORA"

RAUL SALINAS DE G.

cruzaba el cauce de dicho arroyo, por lo que se imponía la necesidad de desviarlo como protección a las estructuras.

Para el efecto se diseñó un dique destinado a obturar la descarga existente y un tajo en la margen izquierda del arroyo con descarga hacia aguas abajo del río, como puede apreciarse en el plano.

La corona del dique o ataguía se proyectó a la elevación 115.0 m, previendo que el vertedor y el arroyo lleguen a descargar simultáneamente en alguna ocasión, lo cual produciría un remanso en éste.

El dique o ataguía quedó formado por un núcleo de material impermeable compactado de 4.0 m de ancho en su corona y taludes 0.6:1 flanqueada a ambos lados por sendos respaldos de material permeable con taludes 1.5:1, los que a su vez quedarán protegidos con sendas chapas de enrocamiento de 1.0 m de espesor uniforme. Por su parte, el tajo de descarga se calculó de dimensiones adecuadas para una capacidad de 700 m³/seg. Posteriormente se proyectó proteger con mampostería el talud del dique del lado del canal de descarga del vertedor.

PROYECTO DE LA CORTINA.

Como consecuencia de los estudios geológicos y de los anteproyectos comparativos elaborados para esta presa, se llegó a la conclusión de que -- por las razones que indicaremos a continuación resultaba conveniente elegir para el sitio Las Adjuntas, una cortina del tipo de materiales graduados:

a).- La geología de la boquilla está formada básicamente por estratos de rocas calizas con espesores máximos de 0.50 m, existiendo entre ellos intercalaciones de lentes de arcillas y lutitas, por lo cual los geólogos recomendaron construir una estructura que no transmitiera fuertes concentraciones de cargas.

b).- Es de esperarse que tanto las arcillas como las lutitas intercaladas entre las rocas calizas, sufran alteraciones al ser saturadas por el agua -- del embalse, las que se podrían manifestar en asentamientos y tendencia al deslizamiento, lo cual refuerza el criterio señalado en el párrafo anterior.

c).- La boquilla tiene una sección asimétrica, lo cual influyó en que al evaluar los antepresupuestos para varias alternativas de tipos de cortina, resultara bastante más económica la del tipo de materiales graduados.

d).- El único inconveniente que presentaba este tipo de cortina,-

consistió originalmente en las dificultades que aparentemente se apreciaban para ubicar el vertedor; pero ésto fue superado al estudiar más cuidadosamente el problema, primero a la escala de anteproyecto y luego a la de proyecto.

Desde que los estudios se conducían a la escala de anteproyectos, las Brigadas del Departamento de Ingeniería Experimental de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, ya se encontraban realizando trabajos exploratorios encaminados a la localización y estudio de bancos de préstamo. Cuando se decidió adoptar la cortina de materiales graduados, ya se disponía de suficiente información al respecto y se conocía la localización de los bancos de préstamo de material impermeable, de grava y arena para los respaldos y de roca; e incluso se tenía una idea bastante aproximada respecto al porcentaje de materiales producto de las excavaciones para alojar o formar parte de las estructuras, que se podía aprovechar para colocarlo en la cortina.

Originalmente se elaboró un proyecto detallado para una presa, con una capacidad útil más de azolves de 2 600 millones de m^3 ; pero a finales de febrero de 1968 las autoridades de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, dispusieron que dicha capacidad fuera aumentada de 2 600 a 3 900 millones de m^3 , a efecto de hacer posible que en el futuro, de la misma se hagan extracciones destinadas al abastecimiento de agua potable de la ciudad de Monterrey, N.L., sin menoscabo de las demandas planeadas para el riego en firme de 42 000 ha comprendidas dentro del Proyecto.

Lo anterior motivó una sobrelevación de la cortina y por lo cual

hubo de estudiarse nuevamente su estabilidad, con la circunstancia de que en el nuevo estudio se afinaron valores relativos a las características mecánicas de los materiales de cimentación y construcción, de acuerdo con criterios fijados por el Consultivo Técnico, por el Departamento de Ingeniería Experimental y por la Dirección de Proyectos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

La Secretaría fijo las propiedades mecánicas de los materiales que se proponía utilizar en la construcción de la cortina. Posteriormente, el Consultivo Técnico de la misma, propuso que para el material permeable (grava y arena) y para el enrocamiento, se considerara en los análisis un valor de 35° , como representativo de sus ángulos de fricción interna. Finalmente, el Departamento de Ingeniería Experimental informó que en definitiva, el ángulo de fricción interna del material permeable era de 39° , pero para el material de cimentación (grava y arena del río) convenía considerarle sólo un valor de 35° .

Así pues, en definitiva, para el último estudio realizado se consideraron los valores siguientes:

Material Impermeable.-

En condiciones iniciales:

Angulo de fricción interna:
Cohesión:
Peso volumétrico seco:
Peso volumétrico saturado:

$0^{\circ} 00'$
 3.0 ton/m^2
 1.64 ton/m^3
 2.05 ton/m^3

En condiciones finales:

Angulo de fricción interna:	15° 00'
Cohesión:	0.5 ton/m ²
Peso volumétrico seco:	1.64 ton/m ³
Peso volumétrico saturado:	2.05 ton/m ³

Material para filtro.-

En condiciones iniciales:

Angulo de fricción interna:	35° 00'
Cohesión:	0.00 ton/m ²
Peso volumétrico seco:	2.00 ton/m ³
Peso volumétrico saturado:	2.23 ton/m ³

En condiciones finales:

Angulo de fricción interna:	35° 00'
Cohesión:	0.00 ton/m ²
Peso volumétrico seco:	2.00 ton/m ³
Peso volumétrico saturado:	2.23 ton/m ³

Enrocamiento y rezaga.-

En condiciones iniciales y finales:

Angulo de fricción interna:	35° 00'
Cohesión:	0.00 ton/m ²
Peso volumétrico seco:	1.60 ton/m ³
Peso volumétrico saturado:	2.00 ton/m ³

Grava y arena (material permeable).-

En condiciones iniciales y finales:

Angulo de fricción interna:	39° 00'
Cohesión:	0.00 ton/m ²
Peso volumétrico seco:	1.80 ton/m ³
Peso volumétrico saturado:	2.108 ton/m ³

Acarreo del río en la cimentación.-

En condiciones iniciales y finales:

Angulo de fricción interna:	35° 00'
Cohesión:	0.00 ton/m ²
Peso volumétrico seco:	1.80 ton/m ³
Peso volumétrico saturado:	2.108 ton/m ³

Atendiendo a la localización de la presa y a los antecedentes sísmicos de la región, se adoptó el criterio de considerar que eventualmente la corona podría estar expuesta a la acción de un sismo, con intensidad del orden de 0.10 g, habiéndose planeado y elaborado el estudio de estabilidad para las siguientes condiciones:

AGUAS ABAJO:

Presa llena con flujo establecido, para condiciones iniciales y finales con sismo.

Presa vacía (agua al nivel del umbral de la obra de toma, condiciones iniciales con sismo y sin sismo.

AGUAS ARRIBA:

Presa llena con flujo establecido, para condiciones iniciales con y sin sismo y condiciones finales con y sin sismo.

Presa vacía con agua al nivel del umbral de la toma, para condiciones iniciales con y sin sismo y para condiciones finales de vaciado rápido con sismo.

En el plano se muestra la geometría de la sección máxima propues

ta para la cortina, la cual resultó estable, quedando compuesta de las siguientes partes principales:

- a).- Un núcleo central formado de material impermeable compactado, con su desplante en la roca de cimentación, a la elevación 88.75 m aproximadamente; un ancho en su corona de 6.00 m y taludes de 0.4:1.
- b).- Por su paramento o talud de aguas abajo, el núcleo impermeable quedará cubierto y protegido contra la tubificación, por un filtro formado de grava y arena seleccionadas y de granulometría adecuada, con un espesor uniforme de 2.00 m.

Tanto el filtro como el núcleo impermeable, fueron proyectados para ser desplantados totalmente en roca sana de cimentación, para lo cual se proyectó excavar una gran trinchera en el cauce del río, a efecto de descubrir, limpiar y tratar dicha roca.

- c).- Transiciones que se construirán a cada lado del núcleo de material impermeable, utilizando para ello grava y arena en greña, producto de bancos de préstamo en el río, las que tendrán taludes por sus flancos externos de 1.25:1 (respaldos de material permeable).
- d).- Respaldos de enrocamiento producto de las excavaciones para las estructuras, los que serán terminados por sendas chapas de enrocamiento selecto, producto de bancos de préstamo.

mo, con taludes de 2.25:1.

e).- En los análisis de estabilidad se consideraron las ataguías --
formando parte de la cortina, según se muestra en el plano

adjunto.

A continuación se consignan los principales datos generales de la

cortina:

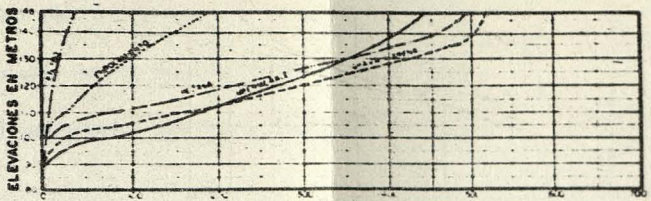
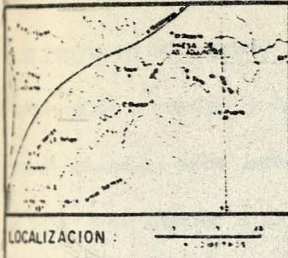
Nivel de aguas máximas extraordinarias de proyecto:	144.04 m
Bordo libre:	3.96 m
Elevación de la corona:	148.00 m
Ancho de la corona:	10.00 m
Longitud aproximada de la corona	404.83 m
Elevación de desplante de cimentación:	88.75 m ±
Altura máxima de la cortina:	59.25 m
Altura de la cortina desde el cauce:	48.00 m ±

ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE LA CORTINA.

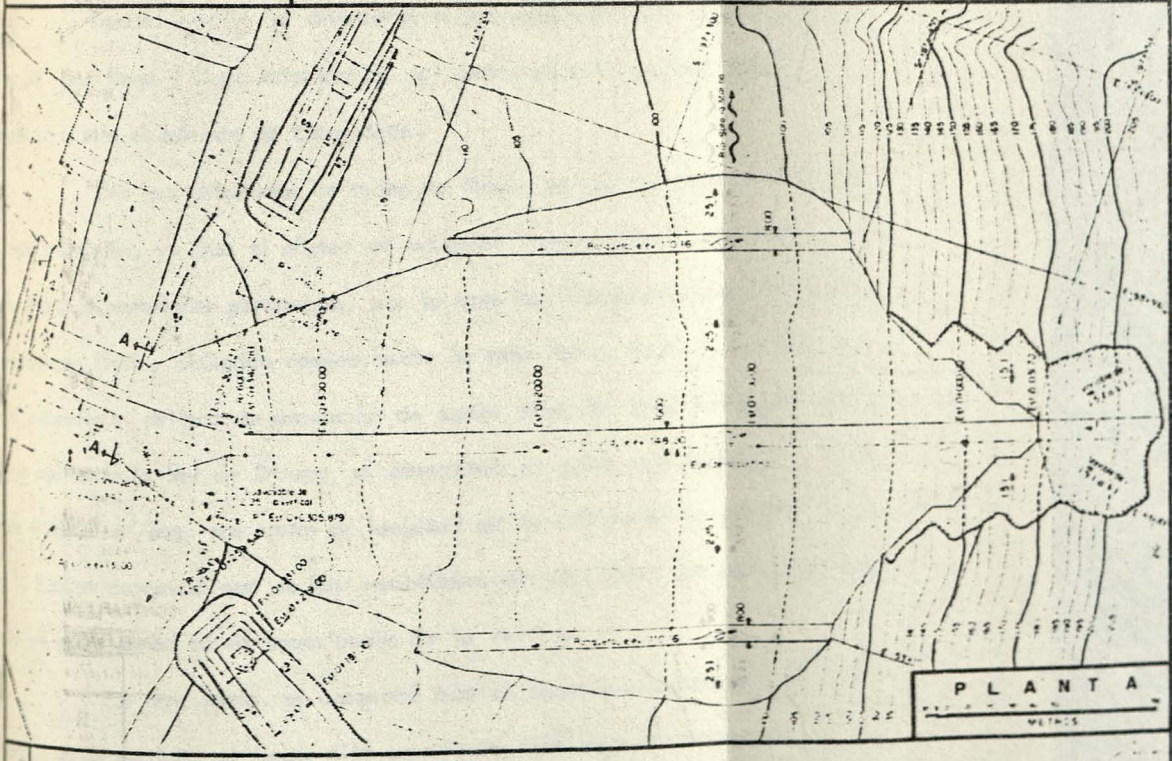
Este estudio consistió en ejecutar todas las operaciones necesarias y suficientes para asegurarse de que la sección propuesta con las dimensiones y materiales ya indicados, será capaz de resistir con seguridad las fuerzas y causas de destrucción a que quedará sometida la cortina, siendo principales las siguientes:

Bordo Libre. - El agua de la presa en ninguna circunstancia deberá sobrepasar la corona de la cortina y escurrir por su talud de aguas abajo. --
Esta condición quedó satisfecha al dotar a la cortina con un bordo libre de 3.96 m a contar del nivel de aguas máximas extraordinarias.

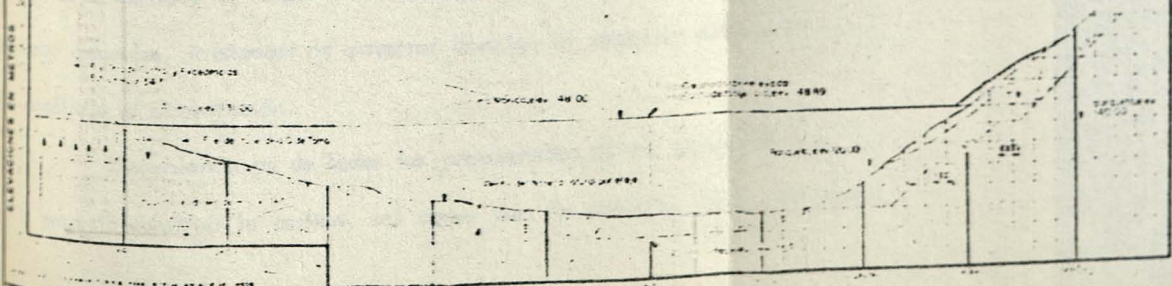
Líneas de Saturación. - Es la línea que divide la sección transver



GRAFICA DE VOLUMENES DE MATERIALES EN MILES DE m³



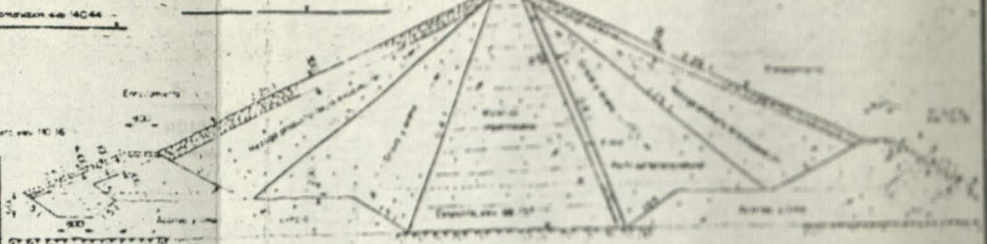
PLANTA



PERFIL POR EL EJE DE LA CORTINA

1:1000

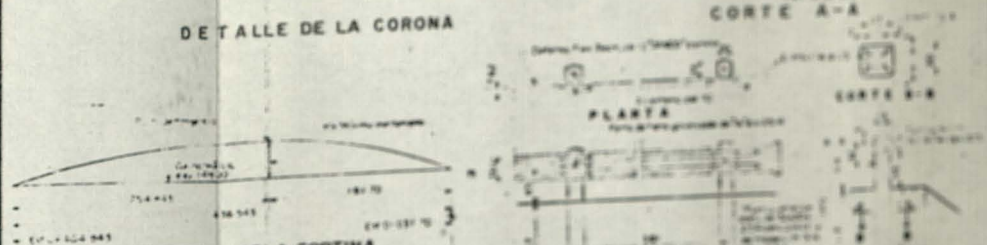
NAVE Eje 148.04



SECCION MAXIMA DE LA CORTINA



DETALLE DE LA CORONA



CORTE A-A

CONTRAFLECHAS DE LA CORTINA

SObRELEVACIONES DE LA CORTINA			
ESTACION	ELEVACION	ELEVACION	ELEVACION
0+00	145	145	145
0+10	145	145	145
0+20	145	145	145
0+30	145	145	145
0+40	145	145	145
0+50	145	145	145
0+60	145	145	145
0+70	145	145	145
0+80	145	145	145
0+90	145	145	145
1+00	145	145	145
1+10	145	145	145
1+20	145	145	145
1+30	145	145	145
1+40	145	145	145
1+50	145	145	145
1+60	145	145	145
1+70	145	145	145
1+80	145	145	145
1+90	145	145	145
2+00	145	145	145

NOTAS:
 1. Se debe considerar el efecto de la vibración del agua.
 2. Se debe considerar el efecto de la erosión.
 3. Se debe considerar el efecto de la sedimentación.
 4. Se debe considerar el efecto de la filtración.
 5. Se debe considerar el efecto de la licuación.

TESIS PROFESIONAL
 PRESA "LAS AGUAS"
 RAUL SALINAS DE G.

sal de la cortina en dos partes: una inferior dentro de la cual el agua tiene flujo y está sometida a presión y la otra superior en la cual el agua no lo está. - La línea de saturación debe interceptar al paramento de aguas abajo de la cortina, en parte bien inferior a su altura.

Para el efecto, se determinaron las redes de flujo para las condiciones de presa llena y flujo establecido, así como para el vaciado rápido, siguiendo para ello el método de Casagrande.

Una vez dibujadas las redes de flujo, se vió que quedaba satisfecha esta condición, ya que el núcleo de material impermeable queda cubierto a ambos lados de materiales permeables, por lo que las filtraciones que lo atraviesan encuentran fácil y obligado camino hacia la base de la cortina, sin que se pueda presentar el peligro de saturación de zonas altas de talud de aguas abajo, ya que aplicando la ley de D'Arcy, se determinó un gasto muy reducido con valor de $0.00287 \text{ m}^3/\text{seg}$, por metro de longitud de la cortina en su sección baja, con lo cual se comprobó que no hay posibilidad de paso fácil del agua del paramento de aguas arriba al de aguas abajo de la cortina.

Por otra parte, se comprobó que el agua que logra pasar a través y debajo de la cortina, al llegar a la superficie de salida, tiene presión y velocidad muy reducidas, incapaces de arrastrar consigo el material del cual se compone aquella o su cimentación.

Disponiendo ya de todas las propiedades de los materiales con -- que se proyectó construir la cortina, así como con las redes de flujo, se proce-

dió a analizar la estabilidad de la sección máxima de la misma, aplicando el llamado "método Sueco" y considerando la estructura completa desde su desplante en la cimentación.

El análisis se practicó utilizando la computadora electrónica de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, pero con fines de comprobación y de entrenamiento de personal, así como para facilitar la interpretación de los resultados, se practicaron numerosos análisis por el procedimiento manual tradicional.

Todos los análisis demostraron que la sección máxima propuesta es satisfactoriamente estable dentro de los rangos de seguridad y tolerancias establecidas para este caso, pudiéndose considerar para fines prácticos como sección óptima.

En el plano se aprecia el proyecto detallado de la cortina de la presa Las Adjuntas. Para la fecha en que el mismo fue elaborado, las excavaciones de cimentación en la obra se encontraban con cierto adelanto, por lo que durante las mismas se comprobó que la margen derecha tenía condiciones geológicas mucho más adversas que lo que anteriormente se había reportado, razón por la cual se ordenó realizar la excavación de una amplia escotadura en la ladera, en la zona correspondiente al empotramiento del material impermeable de la presa, como se muestra en el plano de referencia.

Por otra parte, como puede apreciarse en el mismo plano, la cortina quedó ligada al vertedor alojado en la ladera izquierda, por medio de los muros de encauce de éste; y sólo aparece dibujada la alternativa de obra de to

ma baja, combinada con el túnel de la obra de desvío, pues para esa fecha --
temporalmente se había suprimido la alternativa de toma alta. Posteriormente --
se decidió incluir las dos en el proyecto.

De acuerdo con el proyecto, se obtuvieron las siguientes cubica-
ciones teóricas para la cortina:

Material impermeable:	442 000 m ³
Material para filtro:	38 000 m ³
Material permeable (grava y arena)	522 000 m ³
Enrocamiento y rezaga:	445 000 m ³
Material de revestimiento en la corona de la cortina:	2 330 m ³

Para compensar los asentamientos diferenciales que se supone sufrir-
á la cortina después de terminada de construir, su corona se proyectó con una-
sobre elevación parabólica, de acuerdo con el siguiente criterio:

a).- Se supone que el máximo asentamiento se presentará donde -
la sección de la cortina tiene la altura máxima, asignando a este asentamiento-
un valor de 1.5% de dicha altura.

b).- Se supone que los asentamientos en diferentes secciones de -
la cortina corresponden a puntos de dos parábolas, que son tangentes a la hori-
zontal en el punto donde el asentamiento es máximo, siendo nulos los asenta-
mientos en los puntos extremos, los cuales corresponden al origen y al fin de -
la corona de la cortina.

c).- Se supone también, que colocando material sobre la corona-
de la cortina a una altura igual a la de la corona más la sobreelevación corres-
pondiente a cada sección, al asentarse el material la corona quedará con su --

elevación de proyecto.

d).- Se supone finalmente, que las sobreelevaciones se logran modificando los taludes de la parte superior de los paramentos de la cortina, a -- 1.75:1, en la profundidad necesaria para interceptar el talud 2.25:1 adoptado en el proyecto.

La ecuación de las parábolas que representan los asentamientos, es la siguiente:

$$y = kx^2$$

siendo el asentamiento máximo igual a $y = 0.89$ m.

para la parábola de la margen derecha: $x = 181.70$

para la parábola de la margen izquierda: $x = 254.843$

En el plano se consignan los valores de las sobreelevaciones correspondientes a diferentes secciones de la cortina, marcados con sus cadenamientos correspondientes.

CAPITULO VII

OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS

Según quedó mencionado, la avenida máxima probable, o de diseño, que se consideró para la presa Las Adjuntas, tiene una magnitud de $22\ 000\ m^3$ por segundo. Las condiciones con que se analizó el paso de avenidas por el vaso, tienen los siguientes valores y características:

Elevación del umbral de las compuertas:	131.00 m
Límite superior de la capacidad de aprovechamiento:	140.00 m
Capacidad máxima de aprovechamiento:	3 900 millones de m^3 .
Labio superior de compuertas cerradas:	142.00 m
Nivel de aguas máximas extraordinarias:	144.04 m
Corona de la cortina (elevación):	148.00 m

De acuerdo con dicho análisis y diversas consideraciones, tanto técnicas como económicas, se llegó a los siguientes resultados en lo que respecta al vertedor:

- 1.- Estructura controlada por cinco compuertas radiales de $8.00 \times 10.00\ m.$, con umbral a la elevación 131.00 m.
- 2.- Capacidad de descarga del vertedor a la elevación del nivel de aguas máximas, 140.04 m: $1\ 900\ m^3/seg.$
- 3.- Capacidad máxima de descarga del vertedor, con el agua a la-

elevación 144.04 (NAME): 3 100 m³/seg.

Por lo que respecta al diseño del vertedor, en el primer proyecto -- quedó casi terminado, e inclusive, su correspondiente modelo hidráulico fue construido y se hizo funcionar en el Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la propia S.R.H. habiéndose observado ciertas deficiencias en el funcionamiento hidráulico del prototipo, especialmente en la zona de compuertas y en el tanque amortiguador, lo cual normó un criterio para fijar de antemano la geometría aproximada correspondiente al nuevo diseño, el que a su tiempo también se construyó, lográndose un funcionamiento satisfactorio, previas ciertas modificaciones de orden menor.

Por razones fundamentalmente de índole económica, el vertedor se alojó dentro de excavaciones proyectadas y realizadas expreso en la margen o la dera izquierda de la boquilla, cuya topografía, de suave perfil, resultó adecuada para el efecto. Las excavaciones, de acuerdo con el proyecto, cubicaron --- 895 000 m³, cuyo producto en gran parte se aprovechó para la construcción de los respaldos de la cortina.

Por lo que respecta a las condiciones geológicas del sitio, resultaron favorables en el tajo de acceso, zona de compuertas y rápida; pero adversas en la parte correspondiente al tanque amortiguador y su respectivo canal de descarga; lo cual motivó un diseño especial que básicamente consistió en acercar lo más posible dicho tanque hacia la estructura de compuertas, proyectando una corta rápida combinada con un talud 1:1, a fin de lograr que la cimentación quedara desplantada

da sobre roca sana, ya que en las inmediaciones de la confluencia del arroyo "La Sonadora" se localizó un potente depósito de material de acarreo limoarcilloso que implicaría muy serios problemas de cimentación. Como puede apreciarse en el plano (Obra de control y excedencias plano General), el tanque quedó localizado --- aguas arriba de dicho depósito.

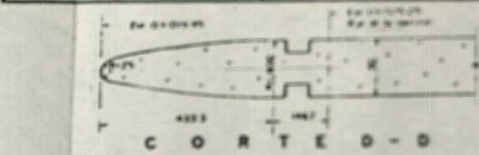
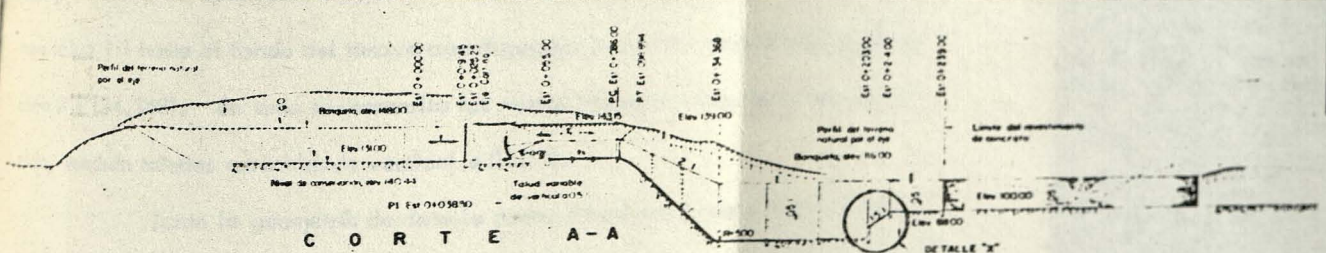
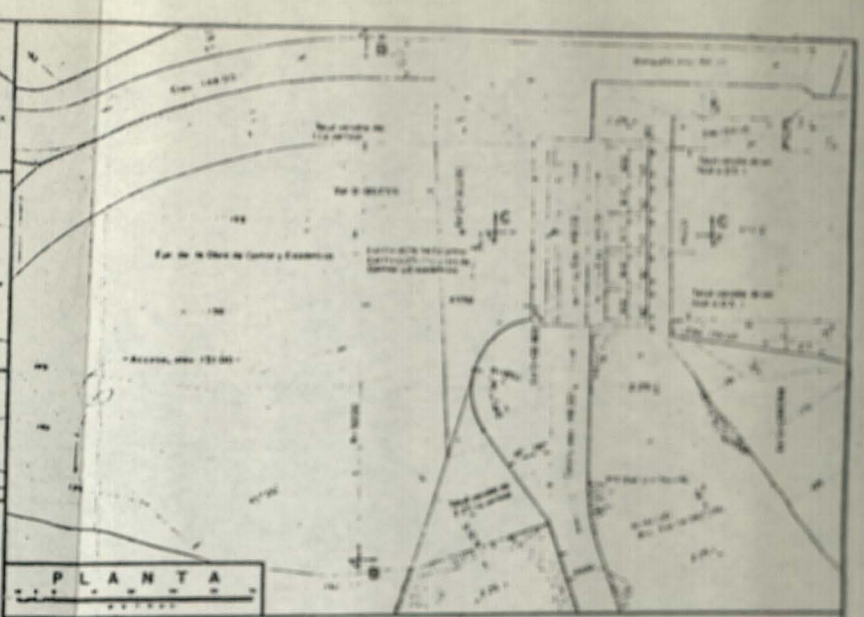
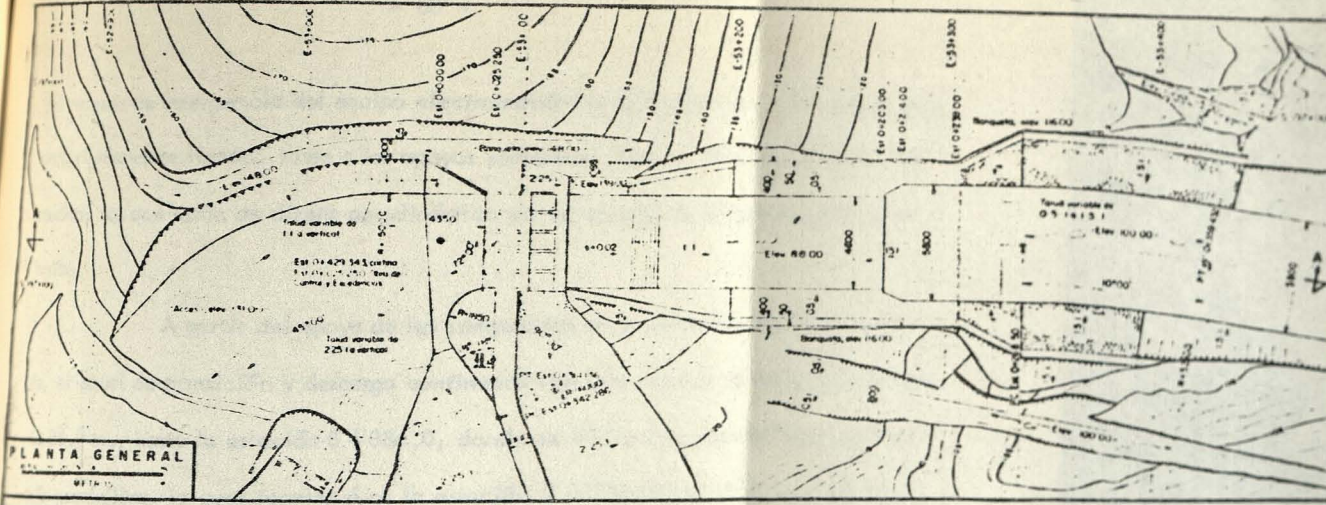
Como puede apreciarse en el plano antes mencionado, el canal de acceso se ubicó sobre un tajo excavado en la ladera, con su plantilla a la elevación 131.0 m. Aprovechando las favorables condiciones topográficas, la geometría general del tajo de acceso fue fijada de acuerdo con las observaciones realizadas durante el funcionamiento del modelo hidráulico en el laboratorio. En su parte --- más cercana a la zona de compuertas quedará revestido con losas de contención que servirán a la vez como muros de encauce, diseñados de tal suerte que facilitarán el correcto funcionamiento hidráulico del vertedor. Por la margen derecha, el muro de contención y guía se proyectó además como elemento de liga entre la cortina y el vertedor, sirviendo de transición del tajo a la estructura de compuertas. El muro de contención de la margen izquierda se proyectó con una geometría adecuada --- también para lograr una satisfactoria transición del tajo a la zona de compuertas.

La estructura para las compuertas se proyectó como una estructura --- continua porticada y rígida, con 5 vanos intermedios de 8.00 m de claro cada uno, en los que quedarán alojadas las respectivas compuertas. El piso o plantilla quedará constituido por una losa continua fuertemente armada de 1.80 m de espesor, que

será propiamente la cimentación de la estructura, en contacto directo con la roca. Para mejorar el funcionamiento hidráulico, y de acuerdo con las observaciones hechas en el correspondiente prototipo del laboratorio, dicha plantilla se dejará con una pendiente, por su cara superior, o mojada, de 0.02 y, en la estación - - - - - +040.573, sobre la misma, descansarán directamente los sellos de los labios inferiores de las compuertas, sobre las respectivas placas de apoyo que serán colocadas durante los segundos colados proyectados exprofeso. Con esta disposición eliminando el clásico cimacio, se logró un gasto unitario mayor, y en consecuencia una estructura de dimensiones razonables.

Por otra parte, el conjunto, amén de la losa de plantilla antes mencionada, quedará formado por cuatro pilas intermedias de 1.50 m de espesor, el muro de liga entre vertedor y cortina, por la margen derecha de aquél y el muro de encauce por su margen izquierda, rematando toda la estructura por una losa continua que constituirá el puente de paso del vendedor. Sobre el extremo de aguas abajo de las pilas, se proyectó una segunda losa continua que dará mayor rigidez al conjunto y, la cual formará el puente para la caseta de operación del equipo electromecánico del vertedor.

El puente de paso quedará formado por una losa continua aligerada, con ancho total de 9.90 m., de los cuales 7.50 m corresponderán a la superficie de rodamiento y el resto a las banquetas y parapetos laterales, sobre los cuales se instalarán los rieles para la grúa de pórtico que transitará sobre la misma con fines



CANTIDADES ESTIMADAS

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
Excavacion	1500.00	m ³
Formigón	1200.00	m ³
Acero (vigas)	20.00	toneladas
Acero (columnas)	10.00	toneladas
Acero (alambres)	100.00	toneladas
Grava	1500.00	m ³
Carretera	100.00	m ²
Albanelado	500.00	m ²
Placa de piso	1000.00	m ²
Baranda	100.00	m ²
Albañilería	500.00	m ²
Electricidad	100.00	m ²
Placa de cemento	100.00	m ²

DATOS DEL PROYECTO

Fecha de obra	1950
Nombre del propietario	RAIL SALINAS DE S.
Nombre del arquitecto	RAIL SALINAS DE S.
Nombre del ingeniero	RAIL SALINAS DE S.
Nombre del geólogo	RAIL SALINAS DE S.
Nombre del topógrafo	RAIL SALINAS DE S.

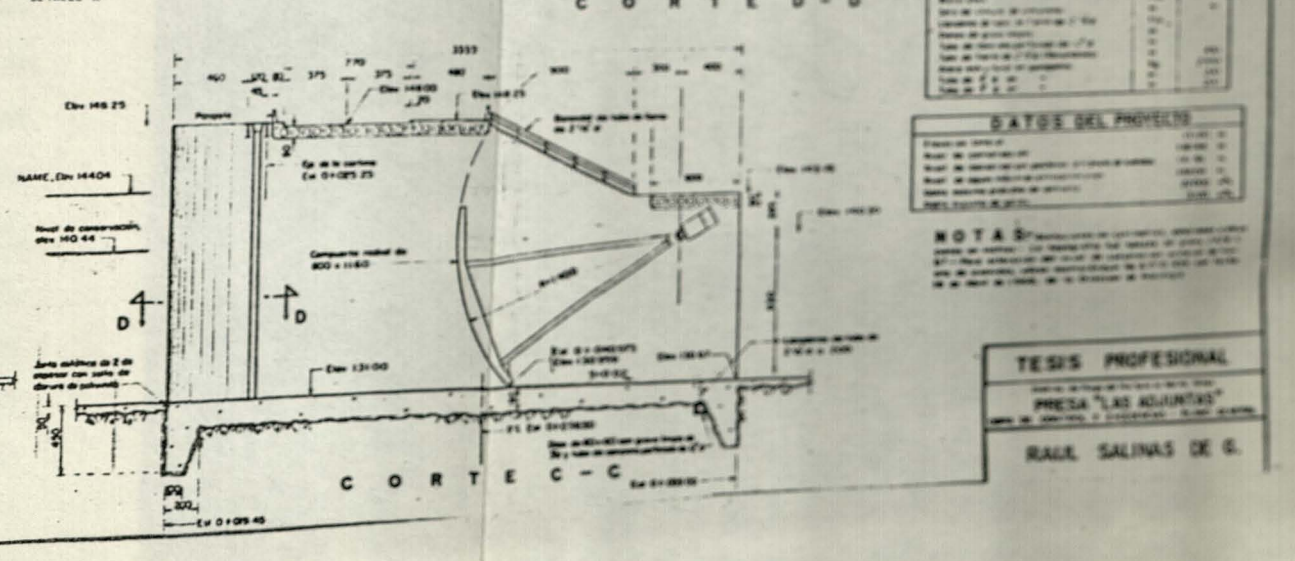
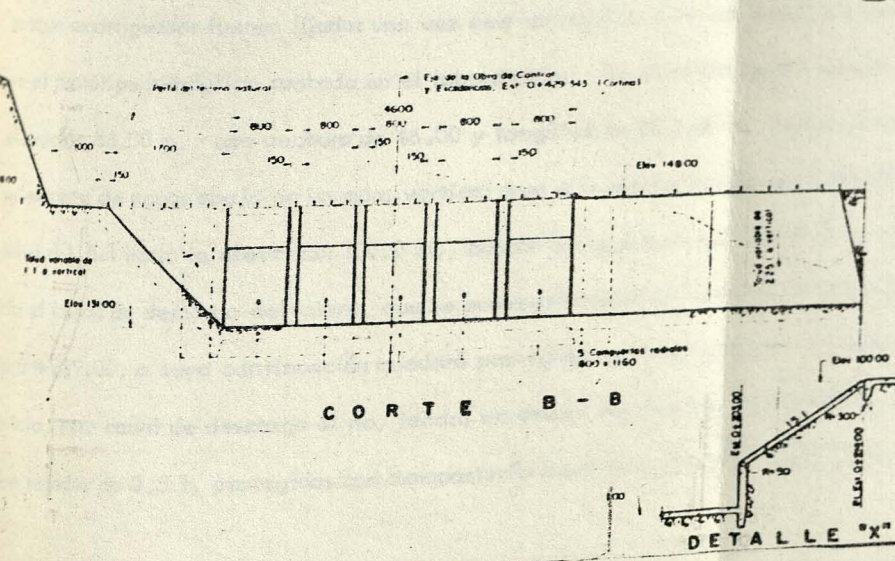
NOTAS:

1. El terreno natural tiene una pendiente del 15% hacia el sur.

2. El nivel de cimentación debe ser de 0.40 m sobre el nivel natural.

3. El nivel de acabado del piso debe ser de 0.10 m sobre el nivel natural.

4. El nivel de acabado del techo debe ser de 0.10 m sobre el nivel natural.



TESIS PROFESIONAL

PRENSA "LAS ADJUNTAS"

RAIL SALINAS DE S.

del manejo de emergencia del equipo electromecánico del vertedor. El puente que dará rígidamente ligado, tanto a los apoyos extremos, como a las cuatro pilas intermedias, las que serán de diseño aerodinámico en sus cabezas o tajamares de aguas--arriba.

A partir del apoyo de las compuertas en la plantilla de la estructura, el canal de transición y descarga continuará con una pendiente de 0.02 y ancho de 26.0 m., hasta la estación $0 + 086.0$, donde se iniciará la rápida, con geometría parabólica, la cual terminará en la estación $0 + 098.894$ (P.T.), continuando con talud 1:1 hasta el fondo del tanque amortiguador a la elevación 88.00 m (Estación $0 + 134.368$). En todo su desarrollo los muros laterales, que serán de transición, tendrán taludes variables de vertical a 0.5:1.

Tanto la geometría de detalle como las dimensiones definitivas del tanque amortiguador fueron fijadas una vez que se logró su correcto funcionamiento en el prototipo hidráulico probado en el laboratorio. Su plantilla se proyectó a la elevación 88.00 m., con anchura de 46.00 y longitud de 68.362 m., rematando en su extremo de aguas abajo en un muro vertical que a la elevación 92.667 cambia su talud a 1.5:1 hasta la elevación 100.0 m., donde en la estación $0 + 214.00$ se inicia el canal de descarga del mismo, que se proyectó revestido hasta el cadenamien--to $0 + 239.00$, a cuya continuación quedará protegido con mampostería. Desde su inicio, este canal de descarga al río, tendrá un ancho de plantilla de 58.00 m., -- con taludes de 0.5:1, protegidos con mampostería hasta la estación $0 + 359.432$, --

correspondiente al P.T. de la curvatura prevista para su liga con el cauce natural-- de la corriente, aguas abajo de la presa.

Puesto que la antigua confluencia del arroyo "La Soñadora" con el río Soto la Marina queda sobre el desarrollo del canal de descarga del vertedor al-- mismo, dicho arroyo fue desviado hacia aguas abajo por medio de un tajo, obturan-- do su descarga natural con un pequeño dique de materiales graduados con su corona a la elevación 115.00.

Partiendo de un gasto máximo de descarga de $3\ 100\ m^3/segundo$ y -- un ancho total de plantilla de 46.00 m., de los cuales 40 corresponden a los vanos de las cinco compuertas, se consideró que en la zona de las mismas se tendrá un ti-- rante crítico, cuyo valor resultó de 8.49 m., por lo que considerando el mismo, así como las correspondientes pérdidas por carga de velocidad y fricción en las pilas, -- valuada ésta última en 0.20 Hv. se calculó el NAME a la elevación 144.07 m., -- que corresponde aproximadamente con el obtenido de acuerdo con los estudios hi-- drológicos.

Con un procedimiento semejante se obtuvo la elevación del agua a -- la salida de las compuertas y se procedió a calcular la pendiente crítica del canal-- de salida de las mismas, habiéndose aceptado la antes indicada de 0.02, para que-- dar del lado de la seguridad.

Tanto el tirante como la velocidad para el inicio de la rápida se ob-- tuvieron por medio de la aplicación del Teorema de Bernoulli, considerando única--

mente pérdidas por transición, del orden de $0.2H_v$; hecho lo anterior se calculó el perfil de su trayectoria, aplicando la fórmula:

$$- Y = x \operatorname{Tan}(\alpha) + \frac{gx^2}{2V_0^2 \cdot \operatorname{Cos}(\alpha)} ;$$

habiéndose obtenido las siguientes coordenadas; teóricas:

x	Estación	y	Elevación
0.000	0 + 75.00	0.00	130.270
1.000	0 + 076.00	- 0.058	130.212
2.000	0 + 077.00	- 0.192	130.078
3.000	0 + 078.00	- 0.402	129.868
4.000	0 + 079.00	- 0.688	129.582
5.000	0 + 080.00	- 1.050	129.220
6.000	0 + 081.00	- 1.488	128.782
7.000	0 + 083.00	- 2.592	127.678
10.000	0 + 085.00	- 4.000	126.270
12.000	0 + 087.00	- 5.712	124.588
15.000	0 + 090.00	- 8.850	121.420
20.000	0 + 095.00	-15.600	114.600

Resultado:

$y = -0.038x^2 - 0.02x = 6.576$; por lo que el talud 1:1 se inició a la elevación 123.474, en la estación 0 + 098.894, correspondiente al P.T.

A partir de la curva de gastos del río se obtuvo el tirante correspondiente a la descarga del vertedor; conociendo además la elevación de la plantilla del canal de descarga (elevación 100.00), se estuvo en condiciones de calcular la presión correspondiente:

$$p = \frac{qv}{g} \neq a\bar{y}$$

mente pérdidas por transición, del orden de $0.2H_v$; hecho lo anterior se calculó el perfil de su trayectoria, aplicando la fórmula:

$$-Y = x \tan(\alpha) + \frac{gx^2}{2V_0^2 \cos(\alpha)} ;$$

habiéndose obtenido las siguientes coordenadas; teóricas:

x	Estación	y	Elevación
0.000	0 + 75.00	0.00	130.270
1.000	0 + 076.00	- 0.058	130.212
2.000	0 + 077.00	- 0.192	130.078
3.000	0 + 078.00	- 0.402	129.868
4.000	0 + 079.00	- 0.688	129.582
5.000	0 + 080.00	- 1.050	129.220
6.000	0 + 081.00	- 1.488	128.782
7.000	0 + 083.00	- 2.592	127.678
10.000	0 + 085.00	- 4.000	126.270
12.000	0 + 087.00	- 5.712	124.588
15.000	0 + 090.00	- 8.850	121.420
20.000	0 + 095.00	-15.600	114.600

Resultado:

$y = -0.038x^2 - 0.02x = 6.576$; por lo que el talud 1:1 se inició a la elevación 123.474, en la estación 0 + 098.894, correspondiente al P.T.

A partir de la curva de gastos del río se obtuvo el tirante correspondiente a la descarga del vertedor; conociendo además la elevación de la plantilla del canal de descarga (elevación 100.00), se estuvo en condiciones de calcular la presión correspondiente:

$$p = \frac{qv}{g} \neq a\bar{Y}$$

Por otra parte, se determinó el horizonte de energía correspondiente a la zona de compuertas, ya que: $E_0 = d_c + H_{vc} + 131.00 = 143.74$ m., que corregido por pérdidas de transición resultó igual a 142.43 m. Para calcular el fondo de la plantilla del tanque amortiguador y cada uno de los tirantes supuestos, se procedió a calcular la presión para cada elevación de fondo, determinándose gráficamente la elevación de la plantilla, tabulando las ecuaciones anteriores, hasta lograr que las presiones del canal y del río resultaran iguales. Por simplificación se consideró que la sección sería rectangular, para quedar del lado de la seguridad, con menor elevación de fondo, obteniéndose aproximadamente la elevación 88.00.

Teniendo en consideración los resultados del funcionamiento del modelo hidráulico en el laboratorio, se modificaron los cálculos geométricos originales del tanque, ya que se corrió un poco hacia aguas abajo la trayectoria de la caída al mismo.

Debemos hacer especial hincapié sobre la gran importancia que tuvo la construcción y prueba de un modelo hidráulico del vertedor, para lograr un diseño hidráulico y geométrico que seguramente funcionará satisfactoriamente en la realidad una vez construida la estructura.

Por lo demás, las conclusiones que se obtienen en el laboratorio, deben ser interpretadas por personal, experimentado, ya que en el prototipo no se pueden hacer intervenir a escala todas las variables; pues así por ejemplo, la rugosidad es un factor determinante que no es posible reproducir a escala, lo cual origi

na que se presenten discrepancias entre los modelos y las estructuras ya construídas, pero de mínimo orden.

El Muro de transición de entrada de la margen derecha. Está des--
plantado a la elevación 131.00 y con su coronamiento a la 148.00; se proyectó con
un desarrollo en planta circular y un radio de 18.50 m., sirviendo de liga entre la
cortina y la estructura del vertedor, delimitando a la vez una plataforma de terrace
rías coronada a la elevación 148.00, ligada a la corona de la cortina y sobre la --
cual quedará localizada la estructura para los malacates de las compuertas de la --
obra de toma baja, combinada con el túnel de desvío, las que se operaran al través
de la lumbrera de operación de dicha toma.

Por su extremo de aguas abajo el muro liga con la pila extrema de--
recha del vertedor, dejándose entre ambos una junta de construcción rellena con
celotex asfáltico y sello de cloruro de polivinilo de 25 pesado; rematando en su ex--
tremo opuesto, del lado de la cortina, en muro de mampostería o concreto pobre, a
juicio de la residencia de las obras. Su talud será variable, de 2.25:1 del lado de
la cortina, a vertical en su liga con la estructura del vertedor.

Para fines de cálculo, se analizaron varias alternativas, consideran--
do en todas ellas que quedará sometido a un empuje horizontal de terracerías con--
valor de $E = \frac{Wh^2K}{2}$, con su resultante ubicada a 5.67 m de altura respecto al --
desplante de su cimentación. A fin de aligerarlo, se proyectó combinando el muro
con 5 contrafuertes y una zapata de cimentación formando un conjunto rígido y con

tinuo. El muro en sí se analizó como losa continua con un arco de 33,1 m., apoyada sobre los contrafuertes y teniendo en consideración el efecto del arco, aplicando el método de Cross para determinar los momentos flexionantes y fuerzas cortantes del mismo. Se obtuvo un peralte de 120 cm., constante de extremo a extremo, en su base, reduciéndose a 50 centímetros en su parte superior calculándose su acero de refuerzo de acuerdo con los esfuerzos obtenidos a diferentes alturas.

La zapata se calculó en función de los momentos a que quedará sometida, habiéndose obtenido un peralte uniforme de 120 cm., quedando reforzada para absorber los momentos flexionantes transmitidos por el muro y los contrafuertes.

A su vez, los contrafuertes fueron calculados con el mismo criterio, dimensionándolos de acuerdo con las cargas a que quedarán sometidos y, su refuerzo se diseñó por flexión, revisándose por cortante y adherencia.

Todo el criterio de cálculo se basó sobre la hipótesis de que el muro quedará rígida y continuamente ligado a la zapata y a los contrafuertes, los que le impedirán flexionarse. Por su parte, los anclajes quedarán ahogados dentro del concreto pobre que se colocará en los huecos por la parte interior del muro, entre éste y las terracerías de la cortina. Tanto el muro como sus contrafuertes transmitirán todos los esfuerzos a la zapata, la cual por la parte interior quedará lastrada por el peso de las propias terracerías, que eventualmente podrán estar saturadas.

El muro de transición de entrada de la margen izquierda. Se proyectó con talud variable de 1:1 en su extremo de aguas arriba, a vertical en su liga

con la pila extrema izquierda de la estructura de compuertas, dejando entre ambos una junta de construcción con cloruro de polivinilo de 25 pesado. Tanto en la zona del vertedor como aguas arriba, se proyectaron excavaciones escalonadas en su talud izquierdo para empotrar la estructura, por lo que se especificó que cualquier excavación o hueco irregular, que quede detrás del muro de transición deberá ser relleno de concreto pobre, dentro del cual se ahogarán las correspondientes varillas de anclajes.

Para fines de su diseño, se estudiaron varias alternativas, una de ellas considerando el muro como losa continua apoyada sobre contrafuertes y rígidamente estructurado el conjunto con una zapata de cimentación lastrada por detrás del muro. Sin embargo, como se reportaron sobreexcavaciones en la obra, el muro se calculó como losa en cantiliver rígidamente empotrada en la zapata de cimentación, ya que todas las sobre excavaciones se rellenan con concreto pobre. Tanto el muro como la zapata se reforzaron con acero estructural de $f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$.

A partir de la sección de control se calcularon los tirantes para diferentes secciones de la transición de salida, empleando el método de Bernoulli, para considerar un bordo libre de 1.25 m., con pendiente hacia aguas abajo de 10%, — determinar la altura de los revestimientos de la transición de descarga de la estructura de compuertas.

Los muros se analizaron considerándolos sometidos a un empuje lateral, con magnitud determinada por medio de la fórmula $E = \frac{1}{2} Wh^2K$, en la que se

adoptó $W = 2\ 000\text{ kg./cm}^2$; $\phi = 33^{\circ}41''$, con lo que $K = 0.286$, de acuerdo con las recomendaciones de Rankine.

Para diferentes secciones se realizaron análisis, proponiendo los perfiles y revisando por flexión, cortante y adherencia, quedando en todas ellas los muros diseñados para trabajar como cantiliver, rígidamente empotrados en zapatas de cimentación que forman parte de la correspondiente plantilla en el canal de descarga. Debajo de dichas zapatas-plantilla, se dejaron los tubos colectores y de drenaje con lloraderos, para evitar subpresiones. Tanto muros como zapatas se reforzaron con acero de $f_s = 1\ 400\text{ kg/cm}^2$, anclándolos a la roca de apoyo de la estructura.

La estructura de compuerta se proyectó para que trabaje como un conjunto de cinco marcos continuos y rígidamente ligados, formados por a) la losa de cimentación que formará la plantilla del vertedor; b) cuatro pilas intermedias empotradas en la losa de cimentación y ligadas rígidamente a la losa del puente de paso y maniobras; c) dos pilas o muros extremos y, d) la losa superior que formará el puente de paso y puente de operación.

Para fines de diseño se consideraron las siguientes condiciones de carga:

1.- Variaciones de temperatura del orden de 40°C , o sea, 20° en más o menos 20° , bajo condiciones simétricas y asimétricas. Determinando por el método de Cross los momentos y fuerzas cortantes inducidos por las mismas.

2.- Empuje de tierras sobre un muro extremo en forma asimétrica so
bre el opuesto y, en ambos simultáneamente.

3.- Peso propio de la losa y pilas, considerando las reacciones de
la roca de cimentación, sus momentos y cortantes.

4.- Cargas vivas en el puente de paso, del tipo H-15 S-12, para--
todas sus alternativas, sus momentos y cortantes.

5.- Equilibrio de fuerzas cortantes en los casos de cargas asimétri--
cas corrigiendo los desplazamientos de los nudos de los marcos. Determinación de
momentos.

6.- Presiones hidrostáticas sobre las compuertas, considerando to--
das las alternativas posibles, como una compuerta abierta y las restantes cerradas, -
etc.; incluyendo el caso de que eventualmente la cortina no estuviera terminada y
pasara agua por el lado posterior de la pila extrema derecha. Determinaciones de
momentos y cortantes.

7.- Peso correspondiente al equipo electromecánico en general, --
tanto el instalado sobre el puente de operación, como las fuerzas transmitidas a las
ménsulas de apoyo de las chumaceras de las compuertas, para sus diversas alternativa
vas de posición y operación.

Para cada uno de los casos antes enumerados, se determinaron los -
momentos flexionantes y fuerzas cortantes actuando sobre todos y cada uno de los--
elementos que constituyen el conjunto de marcos que forman a la estructura de compu

puertas. Disponiendo de los resultados, se obtuvieron las envolventes, para en función de las mismas diseñar los elementos estructurales; uno por uno, pero considerando la continuidad de la estructura.

A fin de aligerar la losa de los puentes de paso y de operación, se proyectó introduciendo en el cuerpo de la misma tubos (Sonotubo) de 53.5 cm., de diámetro interior, espaciados entre sí a 70 cm., cada uno, y analizando las losas como vigas "I", para quedar del lado de la seguridad. Se propusieron sus dimensiones, revisando por flexión, cortante y adherencia para obtener los armados o refuerzos de fierro.

Procediendo en una forma similar y ya conocidos los momentos y fuerzas cortantes determinados por las envolventes de que se habló, se procedió a diseñar todos los elementos de la estructura, tratando de uniformizar sus peraltes y revisando por flexión, cortante y adherente para calcular los armados correspondientes.

Por lo que respecta al puente para la caseta de operación, que se ubicó en el extremo de aguas abajo de las pilas del vertedor, se proyectó también como una losa continua empotrada a las pilas y apoyada sobre los muros extremos, considerando el conjunto como continuo y rígido, para asegurar la rigidez de dichos muros extremos en la parte de aguas abajo, evitando movimientos de los mismos, del tipo que se han observado en otras obras recientes.

La Caseta de operación se proyectó de dimensiones adecuadas pa-

se instalar dentro de la misma toda la instrumentación y mandos para la operación a control del equipo electromecánico, compuertas y malacates del vertedor. Por lo demás, el diseño estructural de la misma, que tomó en cuenta el efecto de viento, no amerita mayor descripción.

El cálculo estructural del tanque amortiguador y canal de salida se limitó a dimensionar los revestimientos de la plantilla y taludes, los cuales resultaron con espesores mínimos fijados por las especificaciones usuales, proyectándose de concreto armado, simplemente con fierro para esfuerzos derivados de cambios de temperatura.

A partir de la estación 0 + 239.0 sobre el cadenamiento correspondiente al vertedor, el canal de salida al río quedará protegido por muros de mampostería hasta una distancia que se dejó a juicio de los ingenieros de la residencia; pues se recordará que ya en tal zona se tienen difíciles condiciones geológicas que dificultarán los desplantes de cualquier estructura, por elemental que ésta fuere.

En la tabla siguiente se consignan las cantidades de obra cubicadas a partir de los planos del proyecto antes descrito:

<u>CONCEPTO</u>	<u>UNIDAD</u>	<u>CANTIDAD</u>
Excavación	m ³ .	895 000
Mampostería	m ³ .	3 500
Concreto reforzado de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.	m ³ .	20 450
Acero de refuerzo	kg.	1 918 500
Compuertas radiales de 800 x 1160 cm.	Pza.	5
Malacates para las compuertas	Pza.	5
Sello de cloruro de polivinilo	m.	81
Tubo de fierro de 2 ½" Ø en barandales	m.	430
Acero estructural en parapetos	Kg.	2 550
Tubo de 4" Ø en parapetos	m.	200
Tubo de 3" Ø en parapetos	m.	200

CAPITULO VIII

OBRA DE TOMA ALTA

Tanto los anteproyectos como el primer proyecto detallado, consideraron una obra de toma combinada con el túnel de la obra de desvío, con capacidad para una extracción máxima de $45 \text{ m}^3/\text{seg.}$; sin embargo, se vió que tal combinación resultaba incompatible con el tiempo de construcción originalmente programado para terminar la presa. Por otra parte:

A fines de febrero de 1969 la S.R.H. decidió aumentar la capacidad útil más de azolves de la presa de 2 600 a 3 900 millones de m^3 ., con lo que fue necesario replantear nuevamente todo el proyecto incluyendo la obra de toma, ya que la capacidad de ésta fue aumentada a $50 \text{ m}^3/\text{seg.}$, para satisfacer las demandas, -- tanto de la zona de riego del Proyecto, como el futuro abastecimiento de agua potable de la Ciudad de Monterrey, para el cual se destinará un gasto de $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Habiéndose abandonado temporalmente el proyecto de obra de toma combinado con el túnel de la obra de desvío, se procedió a elaborar un nuevo proyecto conocido como "Toma alta". En el plano titulado "Obra de toma.- Plano general", se muestra la disposición y localización general de la misma, la cual que dará formada de las siguientes estructuras:

Un conducto de concreto reforzado con diámetro interior de 3.0 m., el cual quedará alojado dentro de una excavación a cielo abierto que para el efecto se practicará sobre la ladera izquierda de la boquilla, siguiendo el trazo mostrado en el plano señalado en el párrafo anterior. Una vez terminado de colar y fraguado el conducto quedará cubierto en toda su longitud por las terracerías y pedraplenes de la cortina.

Por su extremo de aguas arriba el conducto de concreto reforzado -- quedará ligado a la estructura de rejillas, la que tendrá su umbral a la elevación -- 120.0 m., quedando en la parte inferior, de la torre de maniobras, desde la cual se operarán las compuertas deslizantes de la toma, que será cuatro de 3.0 x 3.0 m., dos de servicio y dos para emergencia.

A su vez, la torre de operación quedará ligada a la corona de la -- cortina por medio de un puente de acceso que se construirá de concreto reforzado, el cual por el lado de la cortina descansará sobre un estribo, llevando un apoyo intermedio consistente en una pila de sección aligerada en cruz y, con apoyo fijo sobre la torre de operación de la toma.

Por su extremo de aguas abajo el conducto continuará en un canal a cielo abierto de sección trapecial que a su vez descargará a un tanque amortiguador de energía, quedando éste enlazado al cauce del río por medio de un canal de salida revestido de concreto en sus primeros 9.0 m., de longitud o a juicio del ingeniero en la obra.

Tanto la estructura de toma, como el conducto y el tanque amortiguador fueron calculados para un gasto máximo de $50 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y para una elevación mínima en el embalse a la cota 125.215 m., calculada según las pérdidas que se tendrán en la entrada y rejillas.

El tubo de conducción se calculó con una pendiente igual a 0.02-- para que trabaje con pendiente crítica, según lo cual se obtuvo un tirante de 2.25 m. y una velocidad de $8.79 \text{ m}/\text{seg.}$ para una abertura de compuerta de 1.69 m., -- estableciéndose el flujo normal a 16.50 m., aguas abajo de donde termina la transición de la estructura de entrada al conducto circular.

El canal de descarga se diseñó con una pendiente en su plantilla de 0.12 ligada por su parte de aguas arriba a la salida del conducto por medio de una curva vertical con los siguientes valores.

$$\begin{aligned} ST &= 15.0 \text{ m.} \\ R &= 250.627 \text{ m.} \\ \triangle &= 6^\circ 51' \end{aligned}$$

De acuerdo con lo anterior trabajará con tirantes que variarán de 2.25 m. a la salida del conducto hasta 0.94 m. en el inicio de la curva vertical-- que lo ligará al tanque amortiguador; correspondiendo a tales tirantes velocidades respectivas de 11.633 y $15.328 \text{ m}/\text{seg.}$

El tanque amortiguador. Se calculó considerando que en el inicio del canal de salida se tendrá tirante crítico con valor igual a $d_c = 2.62 \text{ m.}$; por el procedimiento de aproximaciones sucesivas se llegó a los valores siguientes:

Elevación de la plantilla del tanque:	96.50 m
Tirante conjugado menor:	0.82 m
Tirante conjugado mayor:	6.12 m
Longitud del tanque $5 (d_2 - d_1)$:	26.50 m

Cargas consideradas:

Carga de agua, NAME:	144.04 m.
Peso volumétrico del material sumergido:	1.00 ton/m ³
Peso volumétrico del agua:	1.00 ton/m ³

Se consideró como más desfavorable la condición para la cual la torre está vacía y el agua la rodea, considerando las siguientes constantes de cálculo.

$$\begin{aligned} f_s &= 1\ 400\ \text{kg/cm}^2 & K &= 1/2 (f_{ck}j) \\ f'c &= 200\ \text{kg/cm}^2 & k &= 0.377 \\ f_c &= 0.45 f'c & j &= 0.874 \end{aligned}$$

Se analizaron las siguientes secciones, para determinar sus momentos de empotramiento empleando el método de distribución de momentos (Cross):

1a.- Sección a la elevación	123.45 m
2a.- Sección a la elevación	127.0 m
3a.- Sección a la elevación	132.0 m
4a.- Sección a la elevación	141.0 m

Se aceptó un espesor para todos los muros perimetrales de la torre igual a 0.45 m.

Dada la condición de carga supuesta, el muro divisor central de la torre se consideró sin carga lateral, por lo cual se reforzó solamente para los esfuerzos de temperatura.

Se analizó como un marco cerrado el conducto de transición considerando para el efecto la sección que se supuso como más desfavorable y que corresponde a la estación $0 + 005.30$ considerándose las siguientes cargas:

Losa superior: $w = 24.5 \text{ ton/m}^2$

Losa inferior: $w = 29.5 \text{ ton/m}^2$

Muros laterales con carga trapecial; máximo 30.1 ton/m^2 ; mínimo 23.8 ton/m^2 .

Los momentos de empotramiento se determinaron por el método de Cross y el peralte se analizó por momento flexionante y fuerza cortante; habiéndose adaptado un peralte de 0.85 m. para la losa superior y los muros laterales y de 1.0 m. para la losa inferior.

Se propuso una sección circular con 3.0 m. de diámetro interior y 0.30 m. de espesor uniforme de concreto para todo el conducto comprendido entre las estaciones $0 + 013.40$ y $0 + 130.00$ habiéndose revisado el refuerzo para las siguientes secciones; a) en la transición de sección de cajón a circular, entre las estaciones $0 + 010.40$ y $0 + 013.40$, considerando material sumergido y analizando la sección más crítica, est. $0 + 010.40$; b) el tramo comprendido entre las estaciones $0 + 013.40$ y $0 + 081.40$, considerando como sección crítica la correspondiente a donde termina el pie del material impermeable, considerando una altura del terraplen igual a 2.5 veces al diámetro del conducto; c) entre las estaciones $0 + 081.00$ y $0 + 103.40$ se revisó con carga de material seco. d) de la estación $0 + 103.40$ a la $0 + 122.2$ en donde se redujo el espaciamiento del refuerzo circular, al ser menor la carga de terraplen que 2.5 veces el diámetro del conducto;

y e) de la Est. 0 + 122.22 a la 0 + 130.00 considerando solamente armado por temperatura.

Como criterio se aplicó: a) "Fórmulas de resistencia de materiales - esfuerzos y deformaciones" por R. J. Roarke y el "Reinforced Concrete Designer's - Handbook" de Chas. E. Reynolds, así como las especificaciones y recomendaciones del ACI.

Constantes usadas:

Concreto $f'c$	210 Kg/cm ²
Acero f_s	1 400 kg/cm ²
Peso volumétrico del material seco	1 800 kg/m ³
Peso volumétrico de material sumergido	1 000 kg/m ³

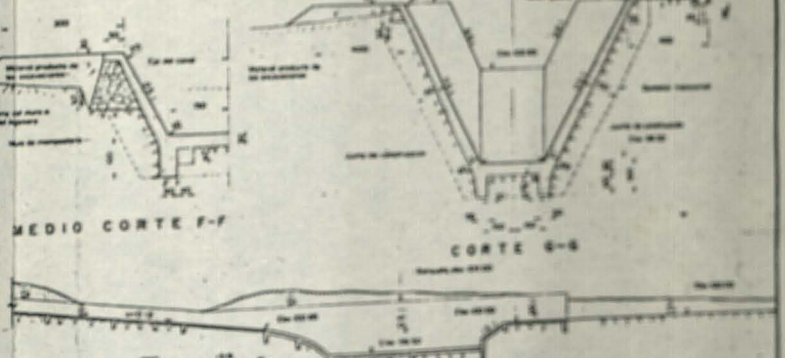
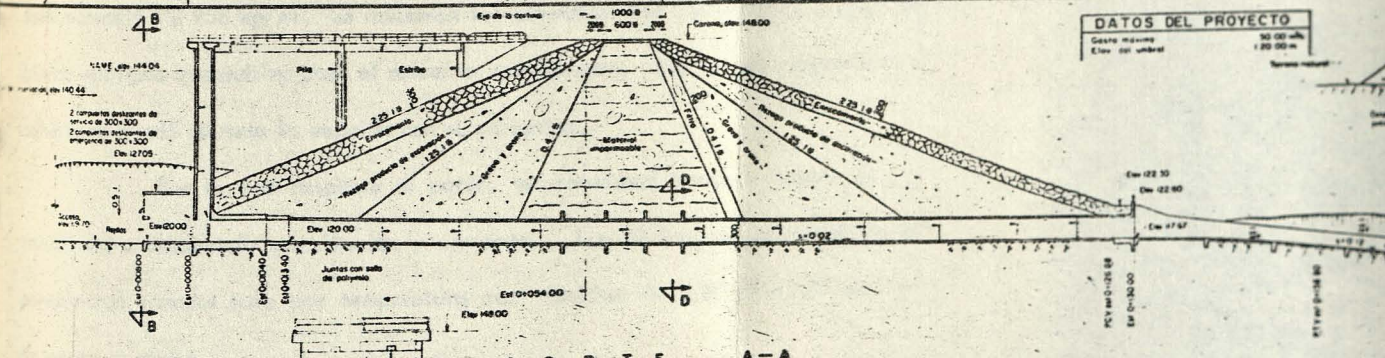
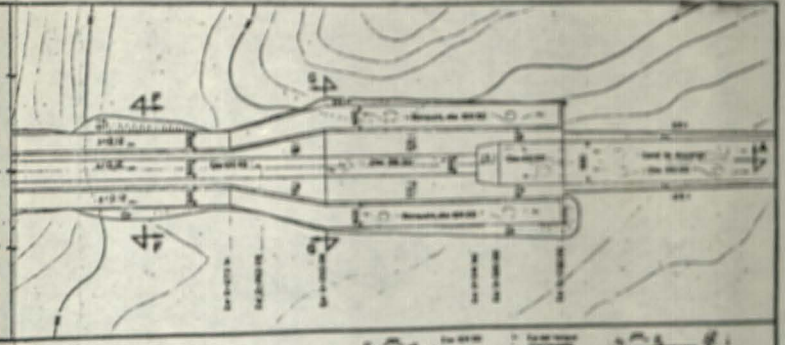
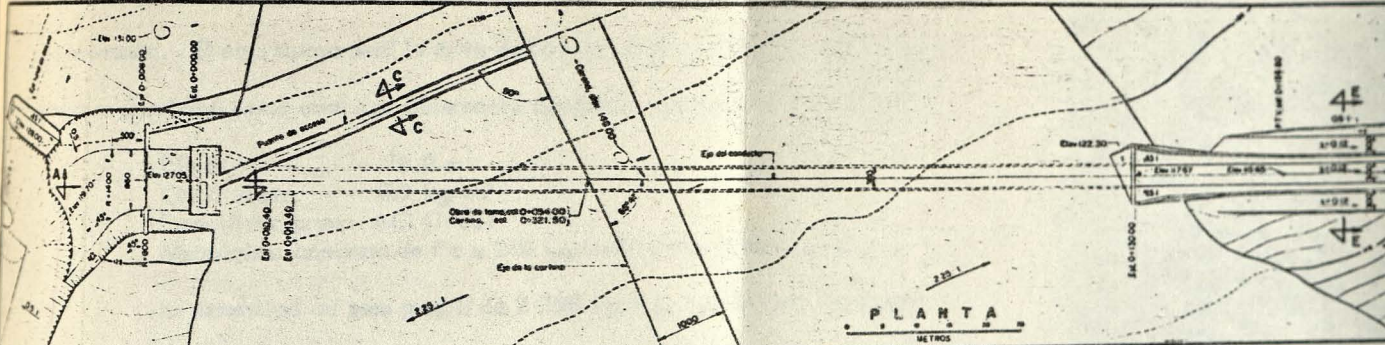
Con esfuerzos permisibles se consideraron los recomendados en las especificaciones del ACI (1963).

Se consideraron las ménsulas como empotradas en la parte superior de la torre de entrada. El plano crítico de momentos se consideró a la elevación 146.75, estimando que los efectos se repartirán según planos a 45° a partir de los bordes de asiento del mecanismo elevador.

Capacidad del mecanismo elevador:	15 ton.
Distancia del eje del vástago al parón del muro:	20 cm.
Asiento del mecanismo:	56 x 56 cm.

De acuerdo con el criterio anterior y considerando además una carga viva de 400 kg/cm², se elaboró el diseño del puente.

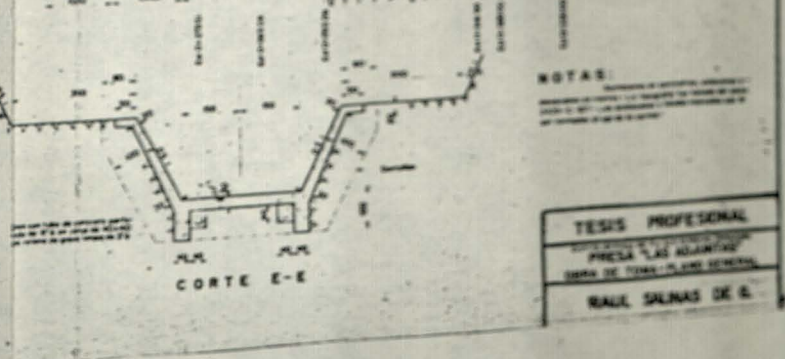
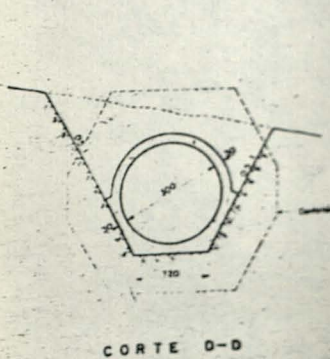
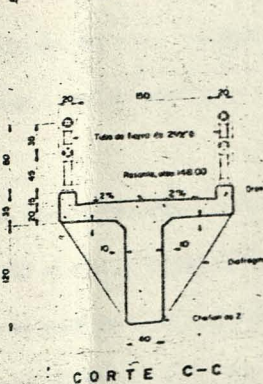
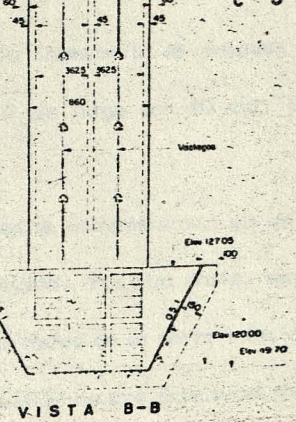
Para la superestructura del puente de acceso se propuso una sección



DATOS DEL PROYECTO

Estado máximo: 30.00 m.s.n.m.
 Elev. del umbral: 12.00 m.s.n.m.

CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
PLANTA + PUNTO DE ACCESO		
Planta	m ²	4
Punto de acceso	m ²	4
Planta de acceso	m ²	580
Planta de acceso	m ²	59 200
Planta de acceso	m ²	105
Planta de acceso	m ²	1 350
Planta de acceso	m ²	8 430
Planta de acceso	m ²	420
Planta de acceso	m ²	1 450
Planta de acceso	m ²	1 495
Planta de acceso	m ²	95 000
Planta de acceso	m ²	465
Planta de acceso	m ²	140
Planta de acceso	m ²	145
Planta de acceso	m ²	143



NOTAS:

1. El proyecto es de tipo gravedad.

2. El material de relleno es de tipo homogéneo.

3. El material de relleno es de tipo homogéneo.

4. El material de relleno es de tipo homogéneo.

TESIS PROFESIONAL

PRELIMINAR

OPERA "LAS ALAMBRAS"

OPERA DE TIPO PLANTA DE ACCESO

RAUL SALINAS DE S.

en T, quedando la subestructura formada por un estribo de concreto reforzado y una pila intermedia. El otro apoyo será la torre de la estructura de entrada. La subestructura se calculó como una viga libremente apoyada, con los siguientes datos:

Claro: 18.0 m
Carga viva: 500 kg/m²
Especificaciones ACI (1963)
Materiales: concreto de $f'c = 210$ kg/cm²; y $f_s = 1\ 400$ kg/cm².

Se determinó un peso propio de 2 208 kg/m., con lo cual la carga total ascendió a 2 958 kg/m. Se revisaron los esfuerzos por flexión y cortante, habiendo resultado aceptables para el refuerzo consignado. Por lo que respecta a adherencia quedó sobrada la sección con su refuerzo.

Por lo que respecta al patín, se consideró como si fuera un cantiliver, analizándolo por flexión y cortante. Los diafragmas intermedios se consideraron armados solo por temperatura con varillas de 3/8" \varnothing a 18 cm. de centro a centro.

Para la pila intermedia se propuso una sección en cruz aligerada, con sus brazos de 130 de largo por 40 cm. de espesor, revisándola por flexión.

Los esfuerzos se incrementaron en un 33% en consideración a que el momento es producido por sismo. Por otra parte, se despreció el apoyo lateral que representa el relleno que lo rodea en su parte inferior, con lo cual se quedó del lado de la seguridad, en previsión de que éste sufra movimientos diferenciales. Para el cimiento se propuso y calculó una zapata de 5.00 x 2.00 x 0.70 m y, como

la columna tiene un área muy reducida, se le colocaron carteles en su parte inferior para una mejor distribución de las cargas sobre la zapata. Se obtuvieron para ambos elementos fatigas aceptables.

Para el diseño del estribo se tomaron en cuenta las siguientes cargas:

- 1.- Reacción del puente.
- 2.- Peso propio
- 3.- Peso del relleno
- 4.- Viento normal a la superestructura
- 5.- Viento normal sobre el estribo

El efecto del viento longitudinal sobre la superestructura se despreció.

Se obtuvieron las siguientes fatigas, que se consideraron aceptables, sobre el material de la cortina en su apoyo correspondiente:

$$f_{\max} = 15.18 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\min} = 3.28 \text{ ton/m}^2$$

La estructura de rejillas se estructuró en tres marcos paralelos con los siguientes datos de diseño:

Carga: 12 000 kg/cm² (rejillas totalmente obstruidas)

$$f_s = 1\ 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Se realizó el análisis correspondiente, determinándose esfuerzos aceptables para el refuerzo.

Se diseñaron las rejillas para un gasto de $50 \text{ m}^3/\text{seg.}$; una velocidad de entrada del agua con valor aproximado de 1.0 m/seg. y un área de paso de 62.5 m^2 . Se consideró un acero estructural grado A-36.

Se adoptaron las especificaciones del Bureau of Reclamation, las que estipulan que las rejillas se calcularán con la mitad de la carga máxima del vaso, pero con un mínimo de 6.0 m. y un máximo de 12.0 m.

Carga máxima del vaso:	24.04 m
Carga adoptada:	12.00 m

Condiciones de apoyo: libremente apoyadas, pero debidamente arriostradas lateralmente.

Separación de las barras de las rejillas: 10 centímetros de centro a centro.

Se calcularon a flexión los diversos elementos de las rejillas.

El canal de descarga y el tanque amortiguador se proyectaron revestidos de concreto con refuerzo para temperatura.

Por la parte interior de los dentellones longitudinales y subyaciendo a la plantilla de concreto se proyectaron dos drenes, también longitudinales que se construirán con tubo de concreto perforado de $204 \text{ mm}(8")$ de diámetro, que serán alojados en sendas zanjas de $40 \times 40 \text{ cm.}$, rellenas de grava de $3"$ que funcionará como filtro. Inmediatamente aguas arriba de cada uno de los dentellones transversales se colocarán drenes transversales comunicados a la superficie de lloraderos que serán de tubo de fierro galvanizado de $2\frac{1}{2}"$ de diámetro.

En general, los revestimientos de los taludes apoyarán sobre los cortes de las excavaciones y en algunos casos sobre terraplenes postizos y muros de relleno fabricados de mampostería.

OBRA DE TOMA BAJA

Según quedó mencionado en el Proyecto de la Obra de Desvío se incorporó un túnel originalmente planeado de sección circular y con un radio de 2.0 m., destinado a utilizarse como desvío provisional durante los trabajos que serán comprendidos durante el período de construcción de la presa, así como para el caso de la cartina de la misma, calculado para desviar por el mismo un caudal de 130 m³/seg.

Por razones y circunstancias tanto geológicas como constructivas - dicho túnel se localizó en la margen izquierda de la boquilla, procurando que su eje se sitúe fuera lo más recto posible para evitar deficiencias hidráulicas en el funcionamiento del mismo y en previsión de que posteriormente se usará como colector para formar parte de la obra de toma de la presa. La sección de la excavación ha cambiado de circular a herradura modificando, como puede apreciarse en el plano titulado "Obra de toma.- Plano general".

La utilización del túnel como conducto de la obra de toma implica la instalación dentro del mismo de tubería o canal de acero para embudo a la presión, a partir de la zona de compuertas, lo que a su vez requiere de un

CAPITULO IX

OBRA DE TOMA BAJA

Según quedó mencionado en el Proyecto de la Obra de Desvío se incorporó un túnel originalmente planeado de sección circular y con un radio de 3.0 m., destinado a utilizarse como desvío provisional durante los estiajes que darán comprendidos durante el período de construcción de la presa, así como para el cierre de la cortina de la misma, calculado para desviar por el mismo un gasto de $150 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Por razones y circunstancias tanto geológicas como constructivas - dicho túnel se localizó en la margen izquierda de la boquilla, procurando que su rama de salida fuera lo más recta posible para evitar deficiencias hidráulicas en el funcionamiento del mismo y en previsión de que posteriormente se usaría como conducto para formar parte de la obra de toma de la presa. La sección de la excavación fue cambiada de circular a herradura modificada, como puede apreciarse en el plano titulado "Obra de toma.- Plano general".

La utilización del túnel como conducto de la obra de toma implicaba la instalación dentro del mismo de tubería o camisa de acero para trabajar a alta presión, a partir de la zona de compuertas, lo que a su vez requería de traba-

jos muy dilatados que resultaron incompatibles en tiempo con el programa original de construcción de la presa de referencia.

Cuando en febrero de 1968 la Secretaría de Recursos Hidráulicos decidió aumentar la capacidad de la presa de 2 600 a 3 900 millones de metros cúbicos, por las razones ya expuestas en capítulos anteriores, se tomó la determinación de proyectar una segunda obra de toma cuyas características y criterio de diseño -- quedaron expuestas. Posteriormente, al planear la incorporación de esta presa al conjunto de obras que en el futuro constituirán el plan Hidráulico del Golfo, se re planteó el proyecto de la obra de toma combinada con el túnel de la obra de desvío, para dejar dotada a la presa de dos obras de toma:

En el plano titulado "Obra de toma.- Plano General", aparece la localización y disposición general de la misma, la que básicamente quedará formada por las siguientes partes fundamentales:

- a) Estructura de entrada, que se ubicó dentro del tajo de entrada -- del túnel y quedará ligada a éste por medio de un codo a 90°, ya que una vez realizado el cierre definitivo de la presa se colocará un tapón de concreto inmediatamente a la entrada de esta estructura, la cual en su parte superior tendrá la estructura de rejillas, y rejillas, con umbral a la elevación 120.0 m. La ménsula perimetral, para la operación de las compuertas de cierre a la presa quedará unida a la -- banquetta de la elev. 118.0 del tajo de entrada por medio de un puente de acceso.
- b) Conducto, que quedará alojado dentro del túnel de desvío, para

cuyo efecto entre las estaciones 0 + 314 y 0 + 346 quedará la zona de compuertas-deslizantes con sus respectivas transiciones. Aguas abajo de esta zona se instalará una tubería forzada, que será proyectada para una segunda etapa cuando el Plan Hidráulico del Golfo sea llevado a la práctica.

c) Una lumbrera para operación de las compuertas de servicio y emergencia, la cual tendrá su acceso a un lado de la corona de la cortina y terminará en la zona de compuertas, quedando provista de la ventilación para el correcto funcionamiento hidráulico de éstas.

d) A partir del portal de salida del túnel, el agua descargará a un tanque amortiguador de energía que tendrá su plantilla a la elevación 94.0 m., con 8.0 de anchura y este, a su vez, descargará al río por medio de un canal de salida. Esta última estructura, aunque ha sido proyectada en forma detallada, quedará sujeta a modificaciones derivadas de las condiciones geológicas de su desplante y al funcionamiento hidráulico de su prototipo, llegado su tiempo.

e) El funcionamiento de esta toma se efectuará por medio de dos compuertas deslizantes para operación y dos para emergencia de 2.50 x 5.0 m., las que serán accionadas por sus respectivos mecanismos elevadores que quedarán colocados sobre una plataforma en el coronamiento de la lumbrera a un lado de la corona de la cortina de la presa.

Por lo demás, se ha pensado dejar parcialmente construida esta obra, que se terminará de acuerdo con las exigencias del Plan Hidráulico del Golfo.

El nivel mínimo de operación de la obra de toma se calculó de acuerdo al nivel correspondiente a la capacidad de azolves más el 10% de la capacidad útil, obteniéndose la elevación 126.63 m.

Por lo que respecta al umbral de la obra de toma, quedó fijado a la elevación 120.0 m., correspondiente al 70% de la capacidad de azolves de la presa.

La obra quedó calculada para una capacidad de 150 m³/seg., para cuyo efecto se calcularon las correspondientes pérdidas hidráulicas, con el criterio siguiente:

Entre las rejillas y las compuertas se computaron las pérdidas correspondientes a: rejillas, entrada, codo, fricción en el tramo de túnel a presión, transición y compuertas, habiéndose obtenido una pérdida total de 1.98 m.

Respecto al tramo de túnel comprendido entre la zona de compuertas y su portal de salida, se calculó con el criterio de considerarlo trabajando como canal con escurrimiento supercrítico, lo cual se confirmó, ya que el mismo tiene una pendiente de 0.004, en tanto que la pendiente crítica para el mismo sería de 0.0033. Por otra parte, hay que tener en cuenta que en la práctica en el interior del túnel tendrá que instalarse una tubería forzada de menor diámetro, pero se dispone de espacio para su ubicación y de carga para su correcto funcionamiento hidráulico.

En el tajo de salida se consideró como sección de control una trape

cial con plantilla de 12.00 m. de ancho y taludes de 0.5:1, a una distancia aproximada de 2.30 m. del portal de salida del túnel, considerándose que en dicha sección se presentará el tirante crítico, lo cual confirmaron los cálculos, obteniéndose un valor de: 2.44 m.; obtenido este valor, se determinó el perfil del agua a lo largo del tajo de salida por medio del teorema de la conservación de la energía, habiéndose obtenido un tirante de 3.40 m. en el inicio del mismo después del tanque amortiguador.

Se calculó la abertura de compuertas para el gasto de 150 m³/seg. considerando como carga la correspondiente al nivel de conservación de la presa - (Elev. 140.44), con lo cual se obtuvo una abertura de 3.16 m., con un tirante en la sección contraída de 2.195 m.

El Tanque amortiguador. Se calculó para las condiciones más adversas, correspondientes a un gasto de 150 m³/seg. y el nivel del agua en el vaso a la elevación 140.44, considerándose el tirante de 3.40 m. en la iniciación del tajo o canal de descarga, datos con los cuales se determinaron los tirantes conjugados obteniéndose una profundidad de 6.0 para el tanque, dejando su plantilla a la elevación 194.0, un ancho de 8.0 m. para la misma y una longitud de 43.035 m.

Determinado lo anterior, se calculó la geometría de la rápida formada por la curva vertical que ligará a la salida del túnel con la plantilla del tanque amortiguador, como se muestra en el plano, ya que no se proyectó en detalle el tanque amortiguador por las razones antes señaladas.

Puesto que el túnel funcionará con presión hidráulica interna únicamente durante las diversas etapas de desvío provisional y con cargas de reducida -- magnitud, sus cálculos estructurales se realizaron bajo las siguientes hipótesis:

- a) Quedará sometido a cargas externas producidas por las presiones de la roca contra el mismo.
- b) No se consideraron las presiones hidrodinámica correspondientes a las etapas del desvío.
- c) Aunque la sección es de herradura modificada, se analizó como sección semicircular sometida a una carga vertical uniformemente repartida, suponiendo que el arco correspondiente quedará empotrado en sus extremos, ya que las presiones laterales del terre no teóricamente impedirán desplazamientos o giros.
- d) Por consiguiente se analizó como un arco empotrado en sus extre mos y que trabajará exclusivamente a la flexocompresión.

De acuerdo con lo antes expuesto se analizó el arco determinando - los momentos y fuerzas de compresión a que quedará sometido, en función de los -- cuales se calculó el acero de refuerzo necesario para hacer la sección resistente a los mismos.

El cálculo de la tubería forzada no se elaboró, ya que corresponde -- rá a una etapa posterior cuando las exigencias del Plan Hidráulico del Golfo así lo requieran; mientras tanto el túnel quedará clausurado una vez realizado el cierre - definitivo de la presa, lo cual se hará colocando un diafragma en la parte de aguas arriba de la zona de compuertas.

La Estructura de entrada, consiste esencialmente en una torre de -- concreto reforzado, con forma circular y diámetro interior de 6.0 m, y forma exa-

gonal en el exterior. La entrada del agua se realizará a través de 12 vanos protegidos por rejillas y dispuestos en dos pisos sobre las caras del exágono.

Esta estructura se calculó con dispositivos para las etapas de desvío provisional, dotándola de dos compuertas deslizantes que cubrirán los orificios de entrada al túnel, las que serán bajadas en la operación llamada cierre definitivo de la presa. Una vez cerradas las compuertas, los orificios serán llenados con concreto que formarán un tapón dándole la forma interior de codo a la estructura en su zona de liga con el túnel. La estructura se calculó con base en los siguientes datos:

Gasto máximo del desvío:	150 m ³ /seg.
Gasto máximo de la obra de toma:	150 m ³ /seg.
Tajo de acceso (plantilla) elevación	101.00 m
Elevación del umbral de rejillas	120.00 m
NAME:	144.04 m
Nivel mínimo de operación:	126.63 m

Se calcularon las rejillas sobre la base de una velocidad de entrada de 1.30 m³/seg. a fin de reducir las dimensiones de la estructura, con lo cual se obtuvo un área de 115 m², estructurándose en 12 vanos de 4.0 x 3 m. ubicados en dos pisos.

Estructuralmente las rejillas se calcularon para la condición más adversa, o sea, considerándolas totalmente obstruidas y el agua del vaso a la elevación 132.0 m., o sea una carga de 1,200 kg/m². Procediendo así, se estructuró utilizando soleras de 1.9 x 10.2 cm. (3/4" x 4") espaciadas a 10 centímetros entre sí y arriostradas lateralmente. Cada rejilla se soldará a un marco formado con solera de 1.9 x 10.2 cm. (3/4" x 4") que quedará empotrado en la estructura de reji-

llas. Procediendo así se calcularon los esfuerzos meridianos y en paralelo que de acuerdo con la teoría de la membrana serán de compresión pura. A continuación se revisaron aplicando la fórmula de columnas cortas, procediendo así a calcular su acero de refuerzo.

A su vez la trabe periférica se calculó considerando que resistiría la tendencia del cascarón a abrirse en su apoyo inferior, o sea, que aquélla -- quedará sometida a un carga interna uniforme, igual a la componente horizontal del esfuerzo meridiano del cascarón, la cual le producirá un estado de tensión -- contrarrestado parcialmente por la carga que exteriormente le transmitirán las -- columnas de apoyo de las rejillas. Por otra parte, dicha trabe resistirá también la componente vertical del esfuerzo meridiano del cascarón, que producirá momentos flexionantes y fuerza cortantes. Según este criterio se calculó el anillo, reforzándolo, para resistir las tensiones y fuerza cortante a que quedará sometido.

La trabe intermedia de la torre de rejillas quedará sometida al empuje de las rejillas para la condición más desfavorable de las mismas anteriormente mencionada. Se consideró en elementos empotrados en sus extremos y soportando además su peso propio, el de las rejillas y una carga viva de 750 Kg/m. De acuerdo con este criterio se revisaron por flexocompresión y esfuerzo cortante.

La geometría de las pilas quedó definida desde la proposición del plano general de la obra de toma, por lo que el cálculo estructural se concretó a proporcionar a los elementos el refuerzo mínimo estipulado en las especificaciones.

nes para a continuación revisarlos considerando las cargas verticales transmitidas por los esfuerzos cortantes de los elementos formados por las trabes, tanto intermedia como superior. Por otras parte, quedarán sometidos a fuerzas horizontales transmitidas por las rejillas, de acuerdo con el criterio empleado en el cálculo de las mismas. Para el cálculo se siguió el reglamento del A.C.I.; procediendo a calcular el acero de refuerzo para trabajar a flexocompresión y fuerza cortante.

La torre se dividió para fines de cálculo en dos partes la superior, que termina en la elevación 110.0 m correspondiente a la iniciación del codo de liga de la torre con el túnel; y la parte baja de la estructura sujeta a diferentes solicitaciones de carga.

Parte superior.- Se analizó para las condiciones de carga más desfavorables, que serán con las rejillas totalmente obstruidas y el nivel del agua a la elevación 144.04 (NAME), en cuyo caso la torre quedará sometida a una presión de 34.04 m de carga, en su sección crítica correspondiente a la elevación 110.0. Para estas condiciones, se propuso una sección de 50 centímetros de espesor y se sometió al análisis, habiéndose obtenido un esfuerzo de tan sólo 27,2 Kg/cm² de compresión, por lo que se mantuvo el espesor de la sección para dar peso a la estructura y contrarrestar el efecto de flotación. Se proyectó un refuerzo para temperatura considerando dos capas de varillas de 3/4". Para los fines del análisis se consideró la carga como uniformemente aplicada sobre medio anillo.

Otra condición de carga analizada fue la vertical soportada por la sección crítica, derivada de la suma de la presión hidrostática sobre la cubierta--

de la torre y peso de la misma, habiéndose obtenido para esta condición esfuerzo de compresión de 8.1 Kg/cm^2 , considerado como muy bajo, pero no se modificó la sección de la estructura por las razones arriba señaladas.

Como losa de acceso se propuso una pieza en cantiliver sujeta a -- una carga viva de 500 Kg/m^2 , más su peso propio de aproximadamente 500 Kg/m^2 , revisándose por flexión y cortante. Se adoptó un peralte variable de 25 cm en el empotramiento y 10 en el extremo, con su correspondiente refuerzo calculado para absorber la tensión y adherencia.

El puente de acceso se proyectó con una sección en "T", con peso de 50 toneladas, considerado como simplemente apoyado en sus extremos, por lo que 25 ton descargan sobre la ménsula de apoyo en la torre, considerándose adicionalmente para ésta una carga viva de 5 toneladas, por lo que se analizó para una carga total de 30 ton considerada como concentrada a 25 centímetros de su empotramiento.

La Ménsula de apoyo del mecanismo elevador se analizó como una pieza en cantiliver empotrada en el cuerpo de la estructura y considerando una carga de 40 toneladas distribuidas uniformemente en una longitud de un metro medido a partir de 76 centímetros del empotramiento. Se calculó el peralte, que se revisó por flexión, cortante y adherencia para calcular sus correspondientes esfuerzos mostrados en dicho plano. Se colocó refuerzo similar en las dos caras de la ménsula con la finalidad de que la misma resista la tendencia del mecanismo elevador a desplazarse hacia arriba en el instante del cierre de las compuertas.

Como quedó antes mencionado la parte baja de la estructura se consideró abajo de la elevación 110.0 m, donde se inicia el codo de conexión al túnel. Las condiciones de carga que en este caso se presentan son las siguientes:

a) Presa vacía y empuje del relleno sobre la estructura antes de colocar el tapón del cierre definitivo.

b) La reacción del terreno sobre la losa inferior de cimentación de la estructura, ya que toda la parte inferior se analizó como un marco invertido ("U") con la reacción del terreno actuando sobre su cabezal y las piezas laterales sujetas al empuje del relleno de rezaga. El marco se consideró empotrado en sus extremos para los fines del análisis.

Procediendo con tal criterio se determinaron: los momentos flexionantes, las fuerzas cortantes y rigideces así como factores de distribución; en función los cuales se dimensionó la estructura y se calcularon sus refuerzos.

Pila intermedia en el acceso.- Esta pieza quedará sometida al empuje de las compuertas que será máximo cuando el agua llegue al umbral de la obra de toma (elevación 120.0 m), considerándose una distribución trapezoidal de carga, con un mínimo de 13.0 m y un máximo de 19.0, analizándose como una viga en cantiliver para la cual se estudiaron varias secciones, revisándose por flexión y cortante. El valor del esfuerzo de trabajo del acero de refuerzo se incrementó en 33% en atención a que se tratará de una carga eventual.

Estabilidad de la estructura.- Se realizó este análisis, considerando su peso propio, reacciones del terreno, acción sísmica y de viento así como el -

efecto de flotación y subpresión. Se revisó la estructura por volteamiento y deslizamiento, encontrándose estable.

La zona de compuertas correspondiente al túnel en sus transiciones y su liga con la lumbrera, se calculó para las condiciones siguientes:

Nivel de aguas máximas extraordinarias:	144.04 m
Elevación plantilla en zona compuertas;	100.55 m
CARGA (h):	<u>43.50 m</u>

Para el muro divisorio central se consideró la condición crítica para el caso de tener una compuerta de servicio cerrada por un lado y una de emergencia por el opuesto al muro, con lo que éste quedará sometido a la carga hidrostática arriba indicada.

Para este muro se propuso un espesor de 1.50 m, que se reduce a 0.90 m en los planos de las escotaduras para las compuertas. Puesto que su relación de esbeltez es muy cercano a la unidad, se consideró una repartición de carga vertical igual a la horizontal, considerando empotradas tanto las fajas horizontales como verticales, con lo cual $W_v = W_h = 43\ 500 \times 0.5 = 21\ 750$ Kg/m; criterio con el cual se calculó el acero de refuerzo.

Para las presiones exteriores se consideró un 40% de la carga hidrostática para el mismo NAME, verificándose las secciones y calculando el acero de refuerzo para flexión y fuerza cortante.

Para los muros verticales se supuso una presión con valor igual al 40% de la carga hidrostática correspondiente al NAME, revisándose con el mismo criterio para determinar su refuerzo por flexión y cortante.

En el plano se muestra la disposición general de la lumbreira de --
compuertas. Como condición crítica de trabajo se consideró el agua en el vaso
a la elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias (144.04) estimándole a
la roca un porcentaje de vacíos de 40%. Para efectos de cálculo se dividió en
varios tramos y para las condiciones siguientes con las cuales se determinaron los
factores de distribución para resolver el problema por el método de Cross:

- A) Compuertas de emergencia cerradas y cárcamos vacíos, con el va
so hasta el NAME. Presión hidrostática exterior a la lumbreira.
- B) Una compuerta de emergencia cerrada con su correspondiente cár
camo lleno.
- C) La compuerta gemela a la anterior cerrada, con su cárcamo llena.
- D) Una compuerta de servicio cerrada, con sus correspondiente cár--
camos llenos.
- E) La compuerta gemela de servicio cerrada, con sus correspondientes
cárcamos llenos.
- F) Las dos compuertas de emergencia cerradas, que equivale a la su
ma de los casos B y C.
- G) Las dos compuertas de emergencia cerradas con cárcamos llenos.
- H) Compuertas de emergencia y servicio cerradas, pero lleno el cár
camo de la compuerta de servicio; equivalente a D y B.

Para el diseño se consideró concreto de f'_c 210 Kg/cm² y acero es
tructural de 1 400 Kg/cm². Una vez verificada la sección y calculados los re--
fuerzos se consideró el tramo comprendido entre las elevaciones 144.04 y 131.00
m. Entre las elevaciones 131.00 y 113.00 m se recalculó el muro central longi--
tudinal, considerando las muescas sobre las que se alargarán las guías de las com

puertas.

En el tramo comprendido entre las elevaciones 148.00 y 135.00 m- se consideró la lumbrera sujeta a la presión hidrostática correspondiente y adicionalmente al empuje de tierras de la cortina, por lo cual se consideraron dos alternativas.

- A) Presión exterior con la lumbrera vacía.
- B) Presión exterior con los cárcamos de las compuertas de emergencia llenos.

Ya que la primera alternativa origina los máximos esfuerzos en las barras externas, y la segunda en las internas; por lo que se revisaron las secciones y sus correspondientes refuerzos, por flexión, cortante y adherencia.

CAPITULO X

COSTO DEL PROYECTO

El proyecto tiene un costo total de 807.732 millones de pesos, --- (64.627 millones de dólares), que se invertirán en un periodo de tres años.

Deduciendo del costo total del Proyecto los 39.772 millones de pesos que deben atribuirse al abastecimiento de agua de Monterrey, la parte del--- costo que debe aplicarse al riego se reduce a 768.010 millones de pesos.

Considerando las 42 000 Ha dominadas por el Proyecto, el costo por hectárea beneficiada asciende a 18 286 pesos. Tomando en cuenta las 32 000 -- Ha de cultivos repetidos, el costo por hectárea se reduce a 10 379 pesos.

Para financiar la construcción de las obras recomendadas, se propone utilizar conjuntamente a los aportes del Gobierno Federal, un crédito del -- Banco Interamericano de Desarrollo. Los recursos fiscales representan 449.549 -- millones de pesos (35.964 millones de dólares); por su parte, el crédito del Banco Interamericano de Desarrollo ascenderá a 358.183 millones de pesos 28.655 -- millones de dólares).

La relación Beneficio-Costo, considerando el 10 por ciento de interés, alcanza un valor de 1.78. La tasa de rendimiento interno se eleva a 17.71 por ciento.

Desde el punto de vista económico, el Proyecto es favorable, ya -- que los indicadores anteriores son elevados si se comparan con los obtenidos en -- proyectos de riego similares, y su ejecución es recomendable.

El abastecimiento de agua a la ciudad de Monterrey es muy atractivo debido a que la industria se encuentra en franco proceso de expansión y demanda cantidades crecientes de este recurso. Por otra parte, la productividad -- del agua es de 40 a 50 veces mayor en la industria que en la agricultura.

A continuación se consigna un resumen del costo directo de las obras básicas:

Concepto	millones de pesos
Presa LAS ADJUNTAS	
a) Camino de acceso	1.275
b) Campamentos	1.700
c) Presa	94.360
Suma parcial	<u>97.335</u>

El costo de las demás obras, Presa Las Alazanas y de riego asciende a 461,461 millones de pesos más el costo por indemnizaciones, imprevistos, indirectos por ingeniería y administración que será de 248,936, el monto total de la obra será de 807,732 millones de pesos.

ESTA TESIS SE IMPRIMIO EN ABRIL DE 1976
EMPLEANDO EL SISTEMA DE REPRODUCCION
XEROX - OFFSET EN LOS TALLERES DE
IMPRESOS OFFSALI-G, S. A., AV. COLONIA DEL
VALLE 931 TEL. 5-23-21-02 OFICINAS MIER Y
PESADO 14-A TEL. 5-23-03-32 MEXICO 12, D. F.