



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

EL PROYECTO HIDROELECTRICO ITZANTUN.

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

EDUARDO MARQUEZ MERCADO

México, D. F.

1982



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



Al Pasante señor EDUARDO MARQUEZ MERCADO,
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 Profesor Ing. Daniel Díaz Díaz, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"EL PROYECTO HIDROELECTRICO ITZANTUN"

- I. Introducción.
- II. Aspectos socioeconómicos del proyecto.
- III. Antecedentes y descripción de las obras.
- IV. La obra de desvío.
- V. Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la 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.

A t e n t a m e n t e
"POR LA RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Co. Universitaria, 12 de abril de 1982
EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPINOZA

PROYECTO HIDROELECTRICO ITZANTUN

I N D I C E

PAGINA

I	INTRODUCCION	
	1.1 La Demanda de Energía	
	1.2 Alternativas de Generación Eléctrica	
	1.3 La Cuenca Grijalva-Usumacinta	
II	ASPECTOS SOCIOECONOMICOS DEL PROYECTO	
	2.1 Criterio de Evaluación	
	2.2 Estudio Socioeconómico	
III	ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO	
	3.1 Generalidades	
	3.2 Análisis Hidrológico	
	3.3 Geología	
	3.4 Descripción del Proyecto	
IV	LA OBRA DE DESVIO	
	4.1 Condiciones Generales del Proyecto	
	4.2 Alternativas Desechadas	
	4.3 Programa de Desvfo	
	4.4 Método Constructivo	
	4.5 Análisis del Costo	
V	CONCLUSIONES Y BIBLIOGRAFIA	

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 La Demanda de Energía

La energía se define como la capacidad de efectuar un trabajo. Toda transformación, todo esfuerzo requiere la intervención de una cantidad de energía. Siendo, entonces, necesaria la energía para cualquier actividad productiva, se convierte entonces en una necesidad fundamental para el desarrollo de una sociedad.

La necesidad de hacer un uso adecuado y eficiente de la energía y de sus fuentes naturales, es imperativa en países que como México requieren de su uso como una palanca de desarrollo. Para hacer un uso adecuado de la energía, se elaboraron un conjunto de políticas y lineamientos para integrarlos en el programa de energía. Este programa contempla las fuentes primarias de energía como son: hidrocarburos (petróleo y gases), carbón y electricidad, así como sus distintos usos en la industria, el transporte y doméstico.

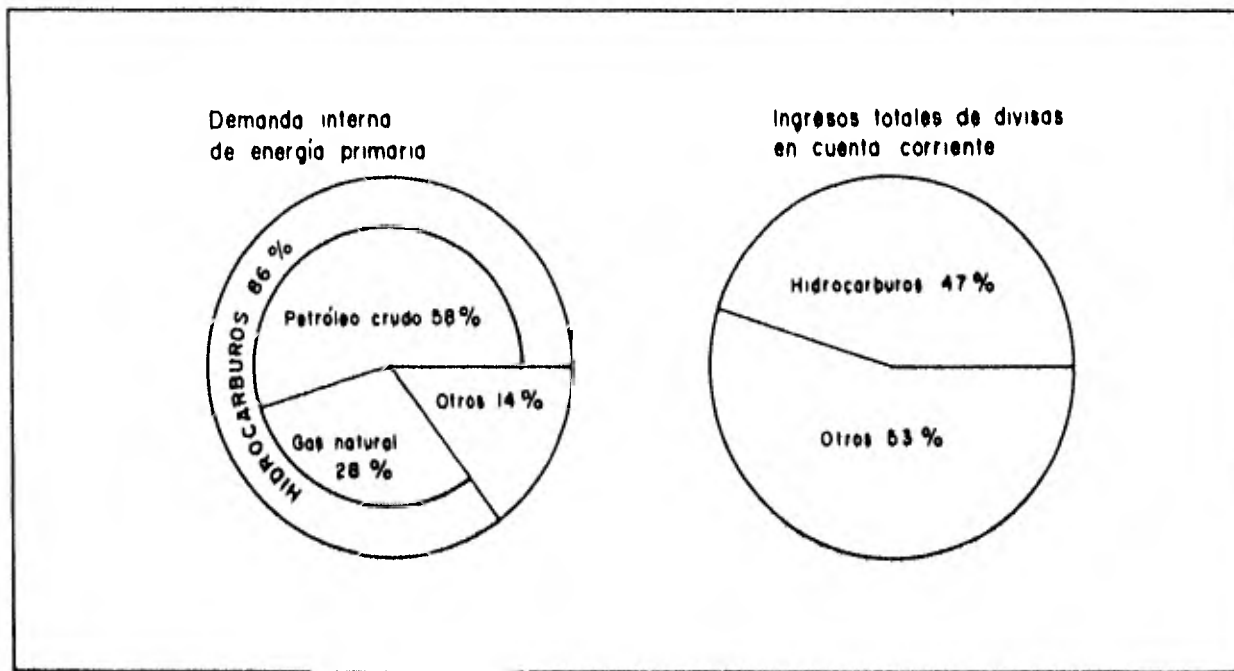
Los objetivos específicos de este programa, son garantizar el abastecimiento oportuno y adecuado de energía para alimentar nuestro desarrollo económico, integral e independiente, racionalizar el uso de los energéticos y diversificar sus fuentes primarias, con particular atención a los de origen renovable.

En la lámina 1.1, se muestra que más de cuatro quintas partes de las necesidades de energía del país, se satisfacen a base de un recurso natural no renovable: los hidrocarburos. Estos representan más de dos terceras partes de la exportación de mercancías y casi la mitad de los ingresos de divisas del país. En estas condiciones, es de la mayor importancia determinar el lapso durante el cual se mantendrá la autosuficiencia energética. Este período crítico no está definido necesariamente por el agotamiento de las reservas, sino por la fecha en que la demanda interna supere la producción.

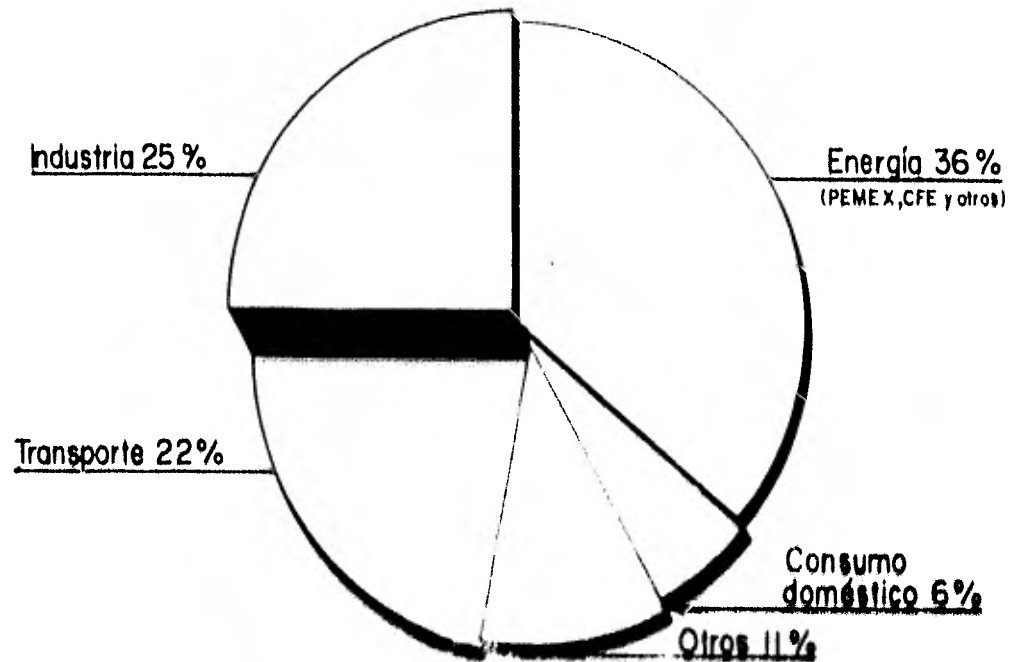
En la lámina 1.2, se muestra la demanda de energía primaria de diferentes sectores. En consecuencia, adecuando los planes del sector eléctrico a los programas nacionales, se prevee, por un lado, un mayor desarrollo de fuentes alternativas de energía primaria (hidráulica, geotérmica, carbón y nuclear). Además, se plantea una política de economía debido a que se hace uso ineficiente de los energéticos, (ver lámina 1.3); ello se refleja en la elevada intensidad en el consumo de energía por unidad de producto interno bruto. Este índice es comparable y, en muchos casos, supera al correspondiente a países altamente industrializados, que se localizan en climas extremos.

El programa propone una serie de metas respecto a la demanda interna de energía a 1990 y proyecciones al año 2000.

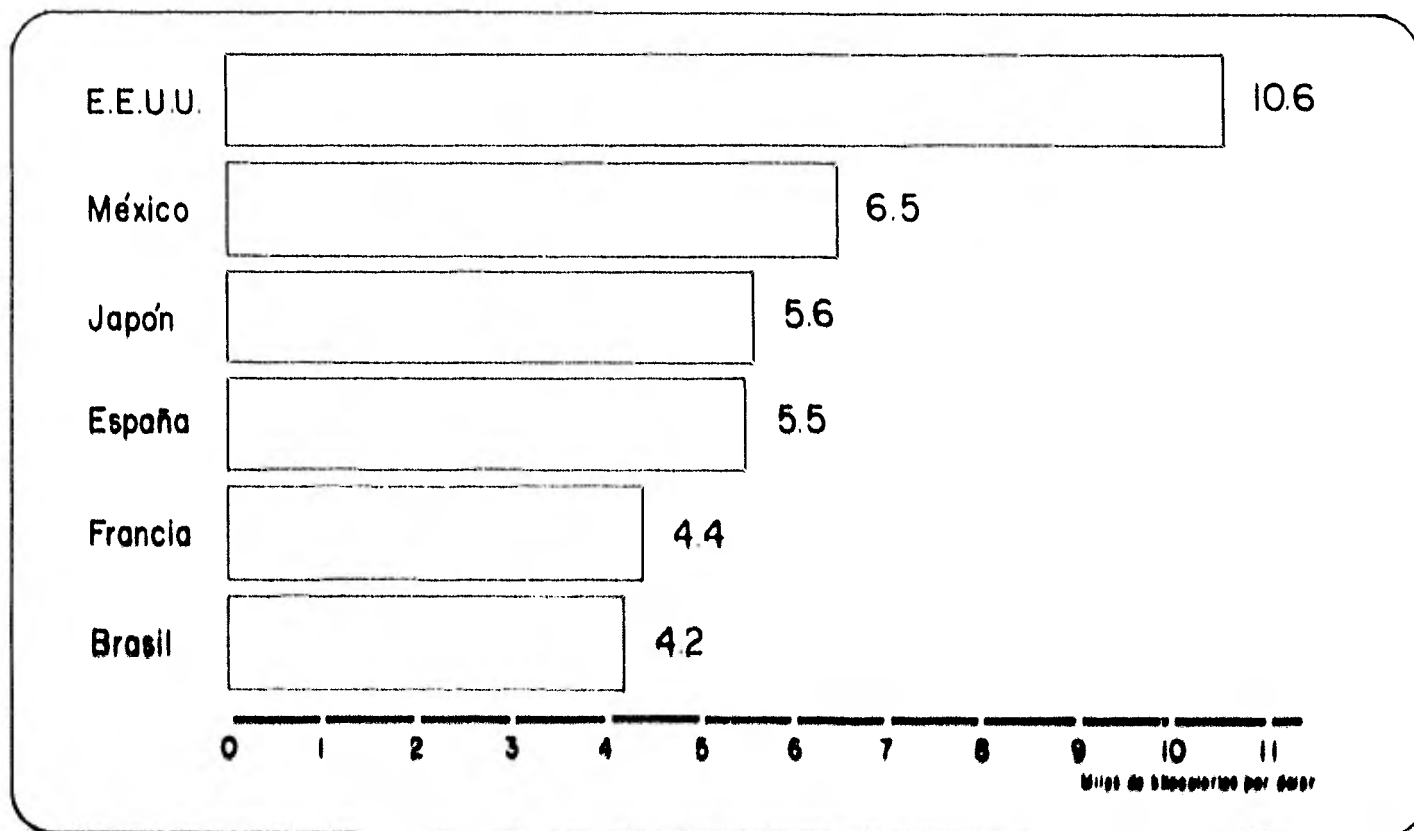
Participación de los hidrocarburos en la demanda de energía y en los ingresos de divisas, 1980



Demanda de energía primaria por principales destinos, 1979



Consumo de energía por unidad de producto interno bruto, 1975



El primer conjunto de metas se refieren a la racionalización y a la conservación para contribuir en la disminución de la dependencia frente a los hidrocarburos y el de la diversificación.

Existe un conjunto de posibilidades directas de racionalización para ahorrar energía:

- uso más cuidadoso de ésta
- aplicación más generalizada de tecnologías ya conocidas en el país para recuperar desperdicios industriales
- desarrollo de nuevas tecnologías

Además de estas medidas, se establece una política de precios tendientes no sólo a moderar el crecimiento de la demanda interna de energía, sino a lograr al mismo tiempo otros objetivos de política económica, como son:

- otorgar apoyo a las ramas productivas prioritarias en lugar de concederlo indiscriminadamente
- y en el caso de la electricidad, resguardar el poder adquisitivo de los consumidores de bajos ingresos y ofrecer cierto grado razonable de protección a la industria, a través de costos menores a los internacionales.

Con las distintas metas y políticas de hidrocarburos y de electricidad es posible realizar dos proyecciones a 1990 de los balances de energía del país:

- 1) LA PROYECCION BASE, que supone continuarán las tendencias históricas de la demanda interna de energía, modificadas por los cambios tecnológicos que previsiblemente ocurrirán de manera autónoma durante los próximos diez años.
- 2) LA PROYECCION DEL PRDGRAMA DE ENERGIA, que incorpora las metas específicas de racionalización y conservación a conseguirse de manera directa, así como la política económica antes descrita.

La relación de las tasas de crecimiento de la demanda interna de energía primaria y del producto interno bruto es del orden de 1.7.

El proyecto base estima que durante 1979-1990, dicho coeficiente será de 1.3, mientras que con las políticas propuestas por este programa, deberá reducirse hasta llegar a 1.0.

Esto implica que en 1990, con la misma tasa de crecimiento del producto interno bruto estará demandando menos energía, lo que obliga a consumir internamente

- 24% menos petróleo
- 30% menos gas
- 13% menos electricidad

Estos ahorros ascienden al final de decenio al equivalente de un millón de barriles diarios de petróleo crudo, volumen similar al de la carga actual de las refineras en México. Por

ello, la racionalización y conservación pueden concebirse como una fuente adicional de energía de gran importancia (ver láminas 1.4 y 1.5).

El programa de energía para las principales fuentes primarias de energía (petróleo y gas, carbón y electricidad) considera lo siguiente:

PETROLEO Y GAS

México cuenta con grandes reservas de hidrocarburos. A septiembre del año pasado se encontraba de la siguiente manera:

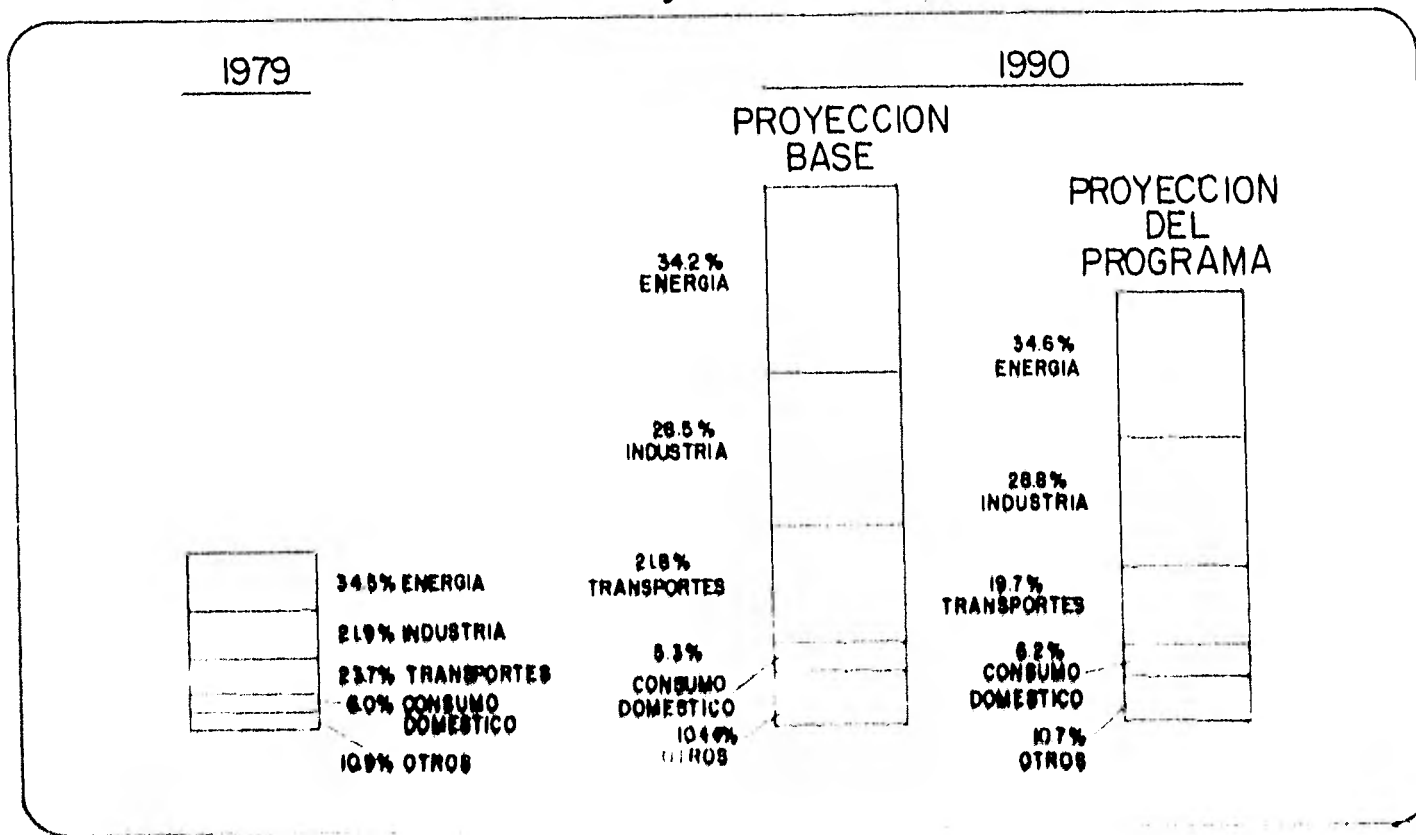
- reservas probadas: 60 mil millones de barriles de petróleo; más de tres cuartas partes en líquido y el resto en gas
- reservas potenciales: 250 mil millones de barriles

Con base en las reservas probadas de hidrocarburos líquidos, México se encuentra entre los cinco países más importantes del mundo. En cuanto al gas natural, México se ubica entre los siete países más importantes.

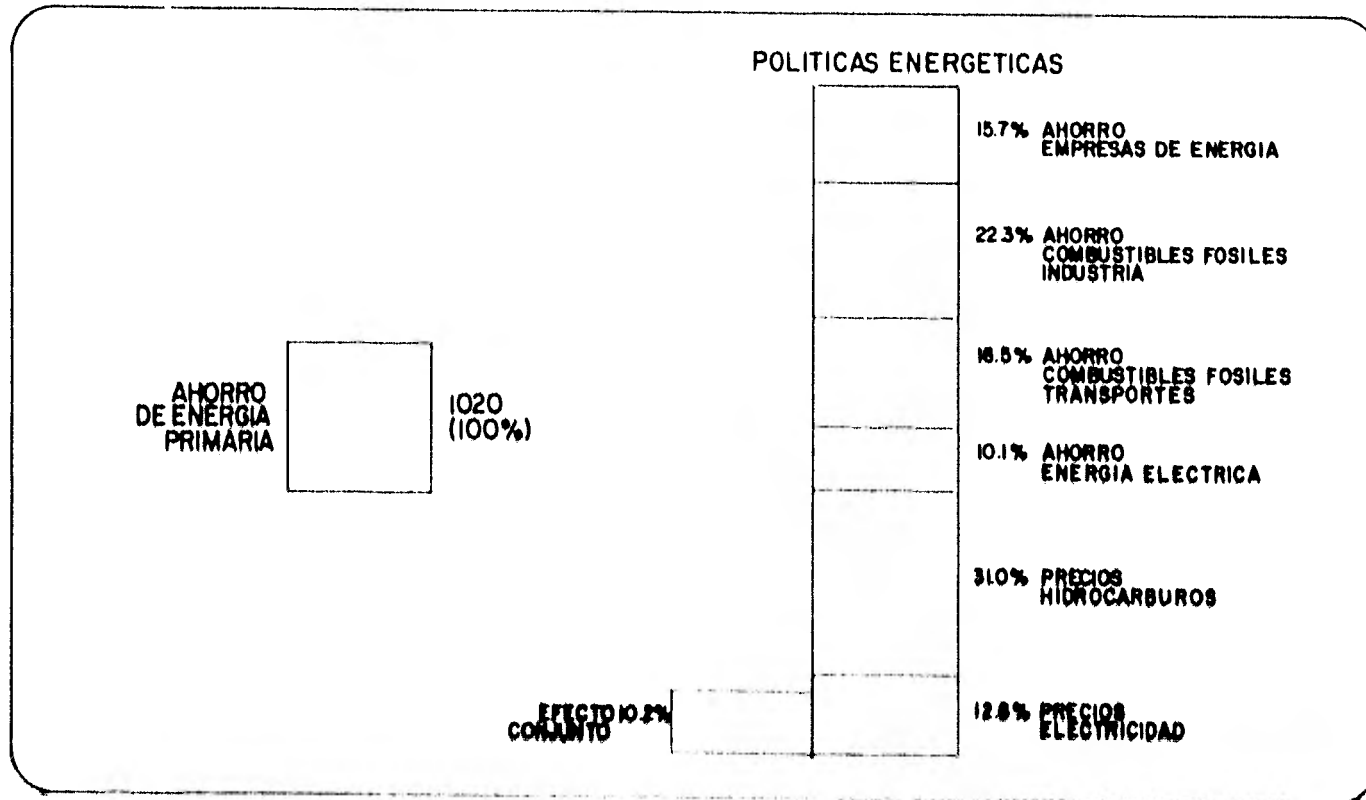
Como se mencionó anteriormente, los hidrocarburos representan más de cuatro quintas partes de las necesidades de energía del país. Además, representa casi la mitad de los ingresos de divisas, (ver lámina 1.1).

Cabe mencionar que uno de los objetivos que presenta el programa de energía sobre este particular es:

Demanda interna de energía primaria por principales destinos 1979-1990 (en Kcal x 10¹² y estructura porcentual)



Contribución de las políticas del Programa al ahorro de energía primaria con destino interno, 1990 (miles de barriles diarios y estructura porcentual)



- tener un límite a la exportación del petróleo de 1.5 millones de barriles diarios y de 300 millones de pies cúbicos
- debe procurarse que los hidrocarburos no sobrepasen el 50% de los ingresos corrientes de divisas
- tratar de evitar la concentración de más del 50% de las exportaciones mexicanas a un sólo país y buscar y mantener en menos del 20% la participación de las exportaciones mexicanas en el total de las importaciones de crudo y productos petrolíferos de cualquier país, (exceptuando a las naciones de Centroamérica y del Caribe).

La explotación de las reservas probadas actuales, al ritmo que establece la proyección del programa, garantizan que en 1990 - la relación anual entre reservas y producción sea aproximadamente 23 veces en el caso del petróleo y de 19 veces en el de gas natural.

Asimismo, establece que la política de refinación más adecuada consiste en cubrir las necesidades de productos ligeros, particularmente de gasolinas y kerosinas. Ello obedece a que es los productos son los más caros en el mercado internacional.

Para cubrir la demanda interna será necesario duplicar en 1990 la capacidad actual de las refinerías.

Además, el programa se propone incrementar el consumo de gas - del propio sector de energía en lugar de combustóleo; cabe hacer notar que, en los procesos de refinación y de generación eléctrica, absorben más de una cuarta parte del consumo nacional conjunto de gas natural y combustóleo.

CARBON

La industria siderúrgica integrada, transforma la materia prima básica. El mineral de hierro, en acero y productos terminados. Su expansión puede basarse en dos tecnologías: la del "alto horno", con convertidora de oxígeno y la reducción directa con horno eléctrico. La primera usa "coque" como agente reductor del hierro para producir arrabio y la segunda, gas natural.

El programa propone una estrategia energética para el sector siderúrgico, que aproveche las ventajas relativas de los dos procesos cuando sea recomendable instalar plantas de gran tamaño, debería elegirse el "alto horno". En cambio, en proyectos menores resultaría preferible la tecnología alternativa.

ELECTRICIDAD

La energía eléctrica es uno de los factores básicos que influyen de una manera preponderante en el desarrollo económico, social y cultural de las sociedades contemporáneas. El nivel del consumo por cápita de energía eléctrica es uno de los indicadores del desarrollo económico, aceptado internacionalmente.

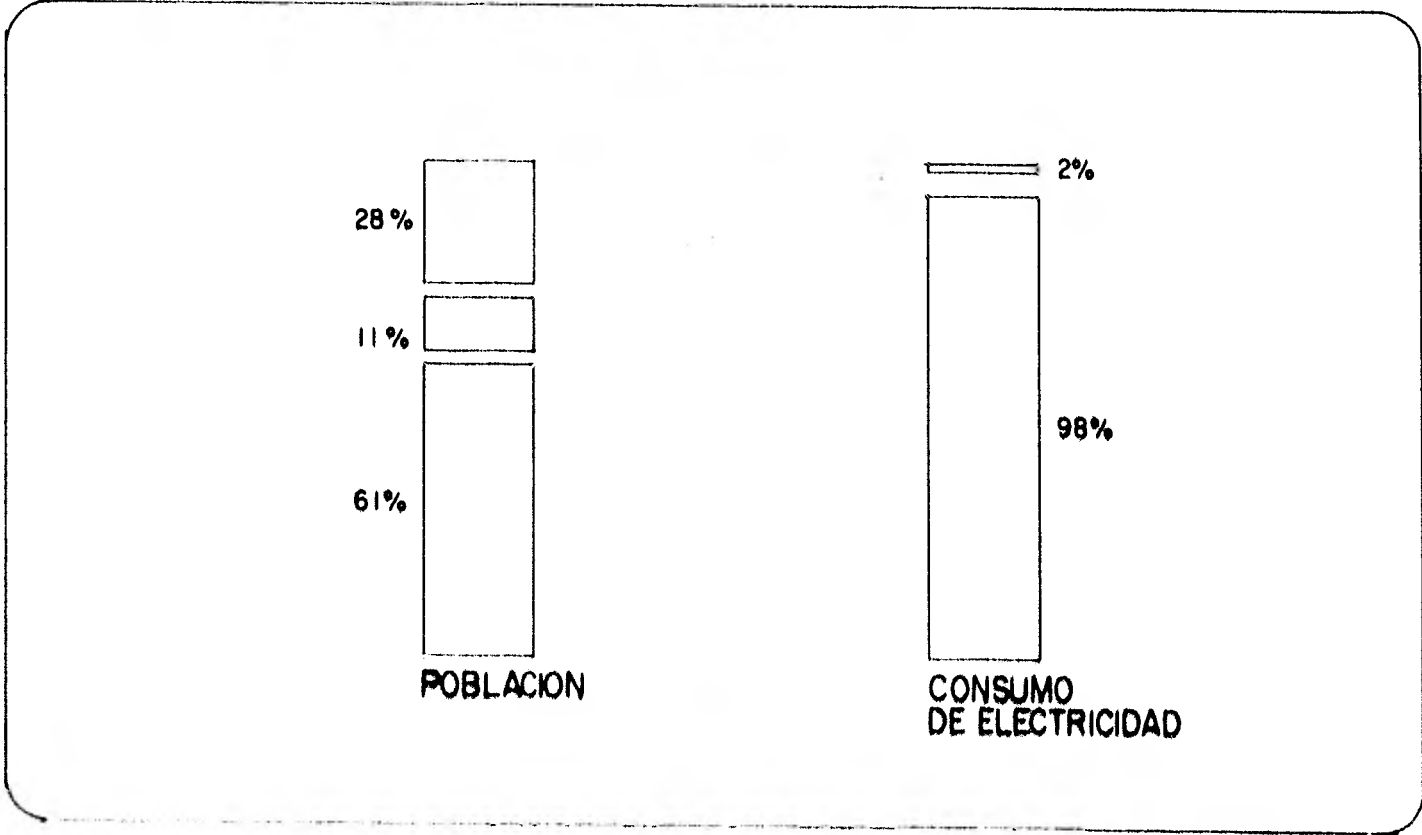
Tradicionalmente, en nuestro país el crecimiento de la generación eléctrica ha sido de 1.6 veces el del PIB y resulta imperioso que esta relación se modifique apreciablemente en el futuro, variando los hábitos de consumo y la productividad en la utilización de la energía eléctrica.

En la década de los sesentas, se tuvo un crecimiento promedio en la generación de energía eléctrica del orden del 11% anual, lo que significa que el consumo se duplicaba aproximadamente cada seis años, mientras que en la década de los setentas se tuvo una tasa de crecimiento anual del 9%, lo que se traduce en un período de duplicación de ocho años.

La incorporación de las metas y objetivos que contempla el Plan Global de Desarrollo hace que las estimaciones actuales de la demanda de energía eléctrica para el horizonte de los ochentas reflejen una tasa de crecimiento promedio anual de 12% para los primeros años hasta 1985 y de 11% anual en las proximidades de los noventas.

La capacidad instalada en plantas generadoras a fines de 1981, es de 17 millones de KW, de los cuales el 58.7% son de tipo termoeléctrico convencional, el 38.4% hidroeléctrico, el 1.8% carboeléctrico y el 1.1% geotermoeléctrico, sin embargo, como se muestra en la lámina 1.7, actualmente el 61% de la población nacional consume el 98% de la energía con destino doméstico. El 11% siguiente, demanda únicamente el 2% y el 20% restante, no utiliza electricidad en lo absoluto.

Consumo doméstico de electricidad, 1979



Los estudios realizados en materia de energía eléctrica indican que se deberá enfrentar el reto de duplicar cada 7 años la capacidad de generación de energía con su correspondiente ampliación de las redes de transmisión y distribución.

Además, se combinan los objetivos de ofrecer seguridad en el suministro de energía y el de diversificar las fuentes primarias.

La magnitud de la capacidad instalada y de la capacidad de generación disponible debe comprender márgenes de reserva suficientes para permitir a los sistemas eléctricos operar bajo condiciones críticas, tales como la falla de unidades generadoras, interrupciones en líneas, mantenimientos y regímenes hidrológicos escasos. Se utilizan modelos económicos para la planeación a largo plazo de las obras necesarias en el desarrollo de los sistemas eléctricos, considerando los costos de inversión, los costos de operación y mantenimiento y el costo de la energía no suministrada.

1.2 Alternativas de Generación Eléctrica

Una de las preocupaciones fundamentales en la generación de energía eléctrica, es el aprovechamiento óptimo de los recursos energéticos naturales que nuestro país posee, tratando de diversificar las formas de generación disminuyendo en lo posible la dependencia que se tiene con los hidrocarburos.

Desde el punto de vista nacional, analizando las diferentes alternativas de generación eléctrica se tiene lo siguiente:

Dado el elevado precio del petróleo crudo y gas natural en el mercado mundial, la energía hidráulica, geotérmica, carbonífera y nuclear son más económicas que la generada a base de combustibles, como el combustóleo y gas. Ver lámina 1.8 .

A pesar de los grandes esfuerzos que se han hecho para diversificar las fuentes de generación, las plantas termoeléctricas convencionales seguirán jugando un papel muy importante, ya que de acuerdo a los programas de inversiones en el período de 1983 a 1988 deberán entrar en servicio 13.8 millones de KW, con la que llegaremos en 1988 a una capacidad total de 32.8 millones de KW de los cuales el 58.4% será en plantas termoeléctricas convencionales, esto significa que en 6 años habrá que hacer un gran esfuerzo para casi duplicar la capacidad actual.

Al finalizar esta década, se estima que para fines de 1990 debemos contar con una capacidad instalada de 41.2 millones de KW, de los cuales el 57.7% será con unidades a base de hidrocarburos.

Continuando con los programas a largo plazo, observamos que para el año 2000, las plantas termoeléctricas convencionales, pese a la diversificación energética, seguirán teniendo un papel relevante, ya que se espera que para esas fechas todavía

Costos estimados de generación eléctrica para nuevas plantas (pesos por KWh)°

	GEOTERMICA	CARDO- ELECTRICA	HIDRO ELECTRICA	NUCLEO- ELECTRICA	TERMO- ELECTRICA A BASE DE COMBUSTO- LEO
TOTAL	0.37	0.47	0.48	0.52	0.69
Costo de inversión	0.25	0.18	0.44	0.32	0.12
Costo de explotación	0.12	0.07	0.04	0.05	0.04
Costo de combustible ^{oo}	-	0.22	-	0.15	0.53

° Precios de 1979

oo Comparación con base en precios internacionales de los combustibles

el 51% de toda la energía necesaria será procedente de los hidrocarburos. Esto representa que los programas de construcción para plantas de este tipo seguirá siendo prioritario.

El programa de inversiones en este tipo de plantas prevee en el período 1982-1990 la construcción de 350 000 KW.

HIDROELECTRICIDAD

Dado que a la fecha sólo se utiliza el 13% del potencial hidroeléctrico identificado en el territorio nacional y con objeto de llevar a cabo la política de diversificación de las fuentes energéticas, así como aprovechar el agua como recurso renovable, se analiza en forma continua y sistemática el potencial hidroeléctrico.

Estos análisis han determinado que en el país existen alrededor de 172,000 millones de KWH, que corresponden a unos 541 proyectos, incluyendo a los que están en construcción y operación.

Actualmente, se generan 24,000 millones de KWH con hidroeléctricas, lo que corresponde al 34% de la generación total del país.

La meta impuesta para el año 2000 es de 80,000 millones de KWH al año; o sea, que habrá que construir hidroeléctricas que generen 60,000 millones de KWH, es decir, el 260% de lo que

ahora se genera. Esto se logrará con la construcción de 85 -
centrales hidroeléctricas que generarían el 20% de la energía
requerida en ese año.

El Programa de Obras e Inversiones para el período 1981-1990, -
contempla la construcción de 14 proyectos hidroeléctricos, por
lo que en la década 1991-2000 se deberán construir unos 71 - -
aprovechamientos.

PROYECTOS NUCLEOELECTRICOS

Con la entrada en operación en 1983 y 1984 de los reactores de
Laguna Verde y con una unidad más a ponerse en marcha antes de
que termine el decenio, México contará en 1990 con capacidad -
nucleoeléctrica del orden de 2,5000 MW. Con estas plantas y
con otras más, cuya construcción se iniciará durante los años
80's, se preparan sus primeras generaciones de técnicos y obre
ros mexicanos en este campo.

Este esfuerzo en material nuclear obedece, entre otros casos,
al convencimiento de que la única forma efectiva de asimilar -
tecnología es mediante la aplicación práctica. Además de las
2 plantas que deberán estar en operación en 1990, se propone -
iniciar a partir de 1981 la selección de sitios y tecnologías
que empezarán a funcionar durante los años 90's. El objetivo
de dicho programa es que a fines del siglo se tengan instala--
dos 20,000 MW de capacidad nuclear, que será el 23% de la gene
ración eléctrica total.

Lo anterior significa que entre los años 1990 al 2000, se requerirá la operación comercial de aproximadamente 18 unidades.

Durante el presente decenio se contará con un plazo razonable - para precisar las dimensiones y las características técnicas de este programa, sin embargo, lograr sus propósitos requiere comenzar a instrumentarlo de inmediato.

Hay por el momento varias tareas a realizar. Las reservas probadas de uranio sólo alcanzarán para la vida útil de Laguna Verde, por su parte, la recuperación de este combustible como subproducto del procesamiento de la roca fosfórica con que cuenta el país, permitirá nutrir los reactores que se proyectan para finales de los años 80's.

PROYECTOS CARBOELECTRICOS

Se tiene la meta de que para el año 2000, se tenga una capacidad instalada suficiente para una generación media anual mínima de 40,000 millones de KWH. En la actualidad, se ha construido una primera planta con capacidad de 1,200 MW (esta planta es la de Río Escondido que consumirá 12,000 ton. diarias de carbón). Se prevé la construcción de dos plantas más de 1,400 MW cada una durante este decenio.

La zona de importancia de carbón económico se encuentra localizada en dos centros, uno al sur de Piedras Negras y el otro en las inmediaciones de Nuevo Laredo, en los Estados de Nuevo -

León y Tamaulipas. Hasta 1981 se habían cubicado casi 600 millones de toneladas, es decir, el 43% del tonelaje requerido.

Debido a que la exploración con barrenación sumamente concentrada para el diseño de minas puede tomar hasta 3 años y que el diseño de minas y su desarrollo para obtener producción industrial requiere hasta de seis, es necesario que las reservas sean elevadas al rango de positivas cuando menos 9 años antes de la entrada en operación de las plantas.

La importancia en descubrir los recursos de carbón necesarios para el Plan Carboeléctrico, radica en la oportunidad de sustituir tan sólo al año 2000, 780 millones de barriles de combustible, pero considerando una vida útil de 30 años de cada planta, la sustitución al final sería de 2,525 millones de barriles de combustible.

La construcción de siete plantas significa la creación a lo largo del desarrollo del Plan de más de 40,000 empleos de tipo directo, pero en este renglón su efecto amplificador sería mucho mayor en las industrias que concurrirán en el Plan Carboeléctrico.

Por otro lado, el reto minero es grande, ya que será necesario pasar de una producción de un millón de toneladas en 1981 para energía eléctrica a una capacidad productiva de 27 millones de toneladas en el año 2000, con grandes inversiones para tener cerca de 20 minas en operación.

PROYECTOS GEOTERMICOS

En el caso de la Geotermia, se ha fijado la meta de tener un - mínimo de 3 millones de KW instalados para el año 2000; lo ante- rior implica el construir una central de 150,000 KW por año, lo que a su vez requiere perforar 75 pozos geotérmicos anualmente, formar la infraestructura técnica y preparar los recursos huma- nos necesarios para las etapas de reconocimientos exploratorio, prefactibilidad y factibilidad de los campos conocidos y por - descubrir e intensificar las investigaciones para optimizar la explotación de los mismos.

A la fecha, los estudios e Investigaciones para la evaluación - de los recursos geotérmicos en México se realizan en dos regio- nes principales: en el Valle de Mexicali, al noroeste del país y en el Eje Neovolcánico en el centro de México.

La generación de energía geotermoeléctrica se inició en México - el 4 de abril de 1973, con la Central de Cerro Prieto I, locali- zada en el Valle de Mexicali, B.C., equipada originalmente con 2 turbogeneradores de 37,500 KW cada uno. La construcción de la segunda etapa se inició a principios de 1977, instalándose 2 unidades adicionales de idénticas características, las cuales comenzaron su operación en abril de 1979, contando a partir de aquella fecha con una capacidad total de 150,000 KW. En agos- to de 1981, se terminó la construcción de una quinta unidad con capacidad de 30,000 KW que utiliza el vapor de baja presión, - que anteriormente se desechaba, con la que la capacidad total en

Cerro Prieto se incrementó hasta 180,000 KW. Próximamente entrarán en operación 2 unidades geotérmicas con 220,000 KW y en 1984 otros 220,000 KW con lo que Cerro Prieto pasará a ser uno de los tres campos más importantes del mundo. En cuanto al Eje Neovolcánico se conocen unas 130 zonas con manifestaciones geotérmicas, de las que a través de reconocimientos generales se han localizado 12 "posibles", 3 "probables" y 1 que se ha identificado como "probada", en la que se está realizando el estudio de factibilidad para determinar la capacidad del reservorio. La zona "probada" de "Los Azufres", en el estado de Michoacán, ya con producción de vapor, se han perforado en ella 22 pozos exploratorios profundos, resultando productores 16 de los mismos. La capacidad promedio de producción de los pozos varía de 6,000 a 10,000 KW. Se ha estimado la capacidad del yacimiento de "Los Azufres" en 500,000 KW aproximadamente.

Por lo que respecta a la energía solar, los estudios que se han hecho en el país muestran que la insolación es de las más altas del mundo, ya que en el 95% del territorio se recibe un promedio de radiación global anual de más de $1,700 \text{ KWH/m}^2$. En cuanto a la energía eólica, en la zona de la Ventosa, se ha observado un potencial probable para su aprovechamiento en la generación eléctrica.

En el caso de la biomasa, es posible aprovechar esta fuente de energía en las áreas rurales, donde aún un pequeño incremento

en la disponibilidad de energía, resultaría en una mejora considerable en términos de salud, educación y economía.

1.3 La Cuenca Grijalva-Usumacinta

La cuenca Grijalva-Usumacinta se localiza en el Sureste de México. Su superficie de 131,157 m² cubre una importante porción de los Estados de Chiapas y Tabasco, una menor del Estado de Campeche y una parte de la República de Guatemala.

Abarca diversas provincias fisiográficas con características morfológicas y edafológicas diferentes en las que cambian las condiciones de precipitación y la temperatura, lo que origina que el paisaje y la vegetación de la cuenca sean muy variados.

Las características climatológicas de la porción de la cuenca que corresponde al Estado de Tabasco son semejantes a las de América Central, las Costas de Colombia, el Norte de Brasil, El Congo, además, esta región es una de las que registran mayor precipitación pluvial en América. La situación de las cordilleras que la limitan al sur, la concurrencia de los vientos monzones, nortes y alisios y la temperatura, han sido los factores meteorológicos ideales que, entre otros, han producido su alta precipitación. En algunos lugares del sure de la Región frecuentemente se presentan años con más de 5,000 mm de lluvia.

El parteaguas de la cuenca está bien definido en sus partes alta y media; sólo en la parte baja donde los ríos Grijalva y Usumacinta confunden sus conos de deyección.

A ello se debe a que en esta parte de la cuenca se le conozca como Complejo Grijalva-Usumacinta.

Los escurrimientos en la cuenca Grijalva-Usumacinta son:

- a) Cuenca del Grijalva hasta la estación hidrométrica de Peñitas, 25,000 millones de m³ por año.
- b) Cuenca del Usumacinta hasta la estación hidrométrica de Boca del Cerro, 56,000 millones de m³ por año.

OROGRAFIA DE LA CUENCA

Es la formación montañosa y está integrada por la Sierra Madre del Sur que atraviesa Chiapas, tomando el nombre de Sierra Madre del Soconusco.

La estribación sur forma laderas reducidas que sólo dejan una faja que va de 20 a 40 kilómetros de terreno plano colindantes con el Océano Pacífico.

En la Sierra Madre del Soconusco hacia la parte central nacen numerosas derivaciones formando valles y altiplanicies.

En los primeros se encuentran el de los Cuxtepeques, de Corzo, de Cintalapa, de San Cristóbal y el de Ocosingo.

En la parte norte se localizan las selvas tropicales exuberantes y amplias llanuras o planicies que se adentran en el Estado de Tabasco, marginadas en su límite fronterizo con Guatemala por la Sierra Lacandona.

Las partes planas de la cuenca no se encuentran a la misma altura, sino que unas son más bajas que otras, desde este punto de vista se pueden distinguir las mesetas del Estado de Chiapas (Comitán y la fraylesca, Ocozocuatla y San Cristóbal).

SIERRA MADRE DEL SUR

También conocida con el nombre de Sierra Madre de Chiapas, es una cadena de montañas de naturaleza ígnea que corre paralela a la costa del Pacífico y está orientada con un rumbo general NW 60° SE, que viene a ser una continuación por rocas cristalinas del Paleozoico.

El espinazo de esta cordillera sirve de parteaguas a los ríos de las vertientes del Golfo de México y del Océano Pacífico.

Las corrientes sobre el flanco norte descienden gradualmente hasta el valle o depresión central por donde corre el río Grijalva a una altura media de 500 m.s.n.m. El drenaje de este

flanco lo forman los ríos de alguna importancia que descienden de la sierra serpenteando entre valles centrales hasta desembocar al río Grande de Chiapa, nombre original del río Grijalva.

GRAN VALLE O DEPRESION CENTRAL DE CHIAPAS

Se trata de una faja de terreno con topografía muy suave y plana que se extiende desde la frontera con Guatemala hacia el noroeste y termina unos 80 km. antes de alcanzar el límite con el Estado de Oaxaca. En esta depresión afloran rocas sedimentarias que varían en edad del Paleozoico al Reciente y es aquí en donde el río Grijalva y sus afluentes han modelado un ancho valle en el que destacan grandes afloramientos de rocas más resistentes, lo cual indica un caso típico de erosión diferencial.

LLANURA COSTERA DEL GOLFO

Esta provincia se extiende desde el frente norte de las serranías anteriormente descritas hasta el Golfo de México.

Es por estas planicies por donde los ríos Grijalva, Usumacinta y sus numerosos afluentes, serpenteando a través de grandes meandros, ya juntos llegan a desembocar al Golfo de México. Toda esta región costera está constituida de aluviones que han venido depositando los ríos durante épocas recientes.

Utilización de la cuenca Grijalva-Usumacinta para generación de energía eléctrica.

El complejo Grijalva-Usumacinta constituye la fuente de energía hidroeléctrica más importante del país. Desde el año 1956 la Comisión Federal de Electricidad inició en la cuenca del río Grijalva los estudios encaminados a determinar su potencialidad hidroeléctrica y, con ello, lograr el aprovechamiento integral de sus recursos. Con base en estos estudios y en los desarrollados por la entonces Secretaría de Recursos Hidráulicos, ambas dependencias formularon el "Plan Integral del Río Grijalva".

La presa Netzahualcóyotl (Malpaso) de usos múltiples constituye el primero de los aprovechamientos construidos para el desarrollo del Grijalva.

Su construcción estuvo a cargo de la S.R.H. durante el período de 1959 a 1964. La C.F.E. construyó la Planta Hidroeléctrica Malpaso.

El segundo aprovechamiento construido sobre el río y primero de la cuenca, es la presa Bellisario Domínguez (La Angostura), realizado por la C.F.E. durante los años 1969 a 1977. El gran almacenamiento disponible de esta central hizo factible la construcción de Chicoasén situado a 105 km. aguas abajo de la misma, a la salida del Cañón del Sumidero, aguas arriba de Malpaso, la regulación de los caudales del río en el yato de la Angostura permite su aprovechamiento en Chicoasén, con un

vaso de capacidad reducida pero cuya carga hidráulica permite la instalación de una potencia considerable.

A 73 km. aguas abajo de Malpaso, C.F.E. construye, en la actualidad, el Proyecto Hidroeléctrico de Peñitas. Se encuentran en estudio otros dos proyectos sobre el cauce del Rfo Grijalva: Capainalá que aprovecha el desnivel entre Malpaso y Chicoasén y Acala, entre la Angostura y Chicoasén. Es decir, sobre el curso del Rfo Grijalva se tiene los siguientes Proyectos Hidroeléctricos con su capacidad instalada.

La Angostura	920 MW
Acala	(en estudio)
Chicoasén	2400 MW
Capainalá	(en estudio)
Malpaso	1080 MW
Peñitas	400 MW

En los afluentes del Rfo Grijalva se efectúan estudios de factibilidad para proyectos hidroeléctricos, destaca por su importancia el proyectos de utilización del Rfo Tacotalpa, que comprende la construcción de 2 presas (Itzantón y Cuitláhuac) existiendo la posibilidad de mediante la construcción de un sistema interconectado de 3 presas (Chacté, Altamirano, San Agustín) se transfiera agua de la cuenca del Rfo Usumacinta. Este sistema constaría de 2 plantas de generación (Cancuc y Chacté).

Actualmente se encuentra en estudios este Proyecto.

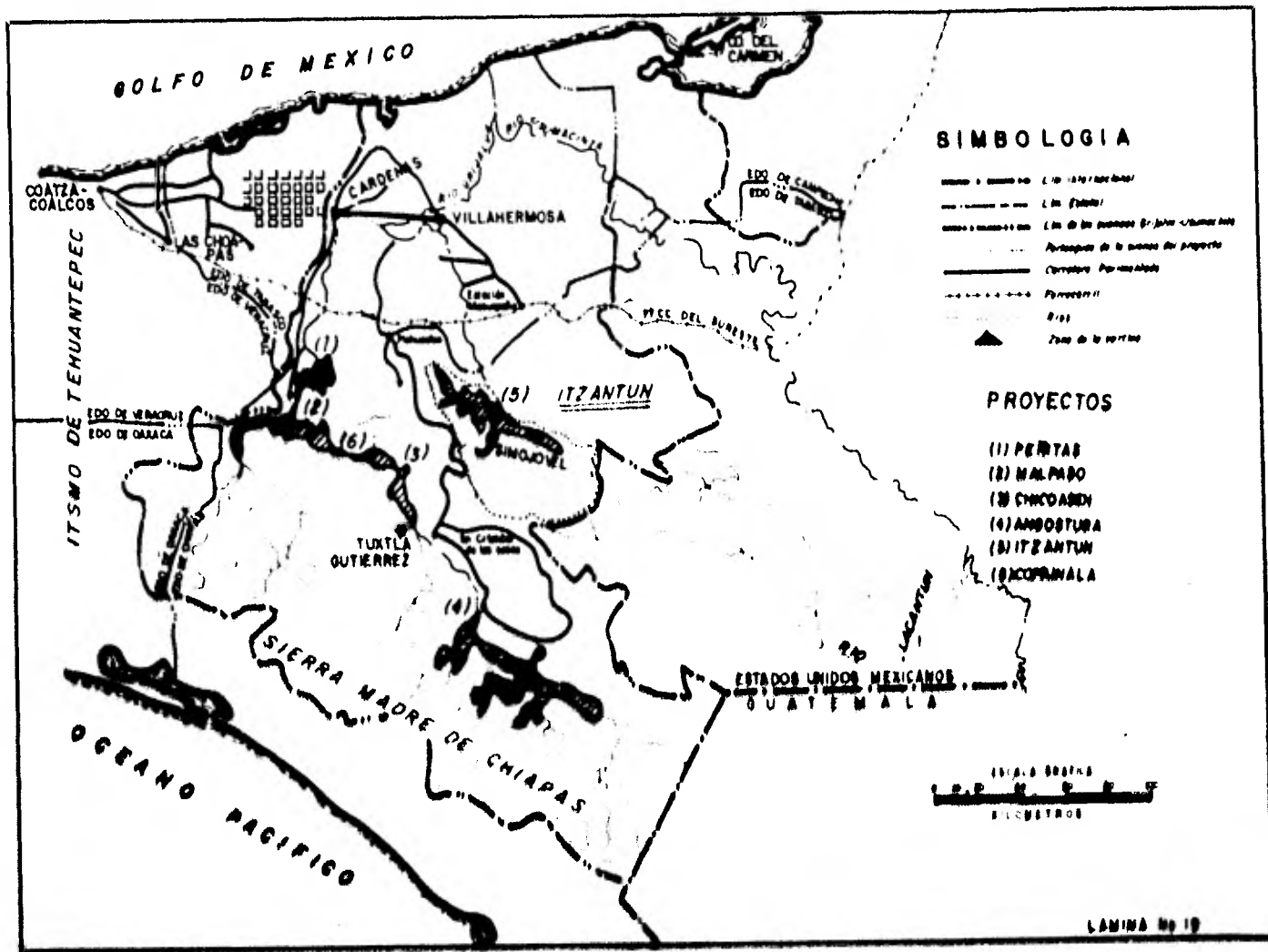
En la cuenca del Río Usumacinta se empiezan a localizar proyectos que serán puestos en estudios, actualmente, se encuentra en estudio el Proyecto Hidroeléctrico de Boca del Cerro, en el Estado de Tabasco, este proyecto se construirá de común acuerdo con la República de Guatemala, ya que parte del embalse afectará su territorio.

1.4 El Proyecto Hidroeléctrico Itzantún y sus Alternativas

El proyecto Itzantún se encuentra localizado en el Estado de Chiapas, al Noroeste de la Ciudad de Tuxtla Gutiérrez. Dentro del municipio de Huixtlan y a 8 km. de la Ciudad de Simojovel en la zona de la Sierra Frontal del Norte de Chiapas, con pendientes, fuertes, valles estrechos y clima húmedo, con abundante vegetación. Sus coordenadas geográficas son 17°12' latitud norte y 92°41' al oeste del meridiano de Greenwich, (ver lámina 1.9).

El proyecto cumplirá la función de aprovechar las aguas del río Tacotalpa para generar energía eléctrica y la de controlar avenidas ordinarias y extraordinarias, beneficiando por este último motivo a la Ciudad de Villahermosa, Tabasco y a zonas agrícolas situadas aguas abajo del proyecto.

Bajo esta consigna se estudiaron cinco alternativas de aprovechamiento en el sitio. A continuación se describen éstas y se pueden ver esquemáticamente en la lámina 1.10.



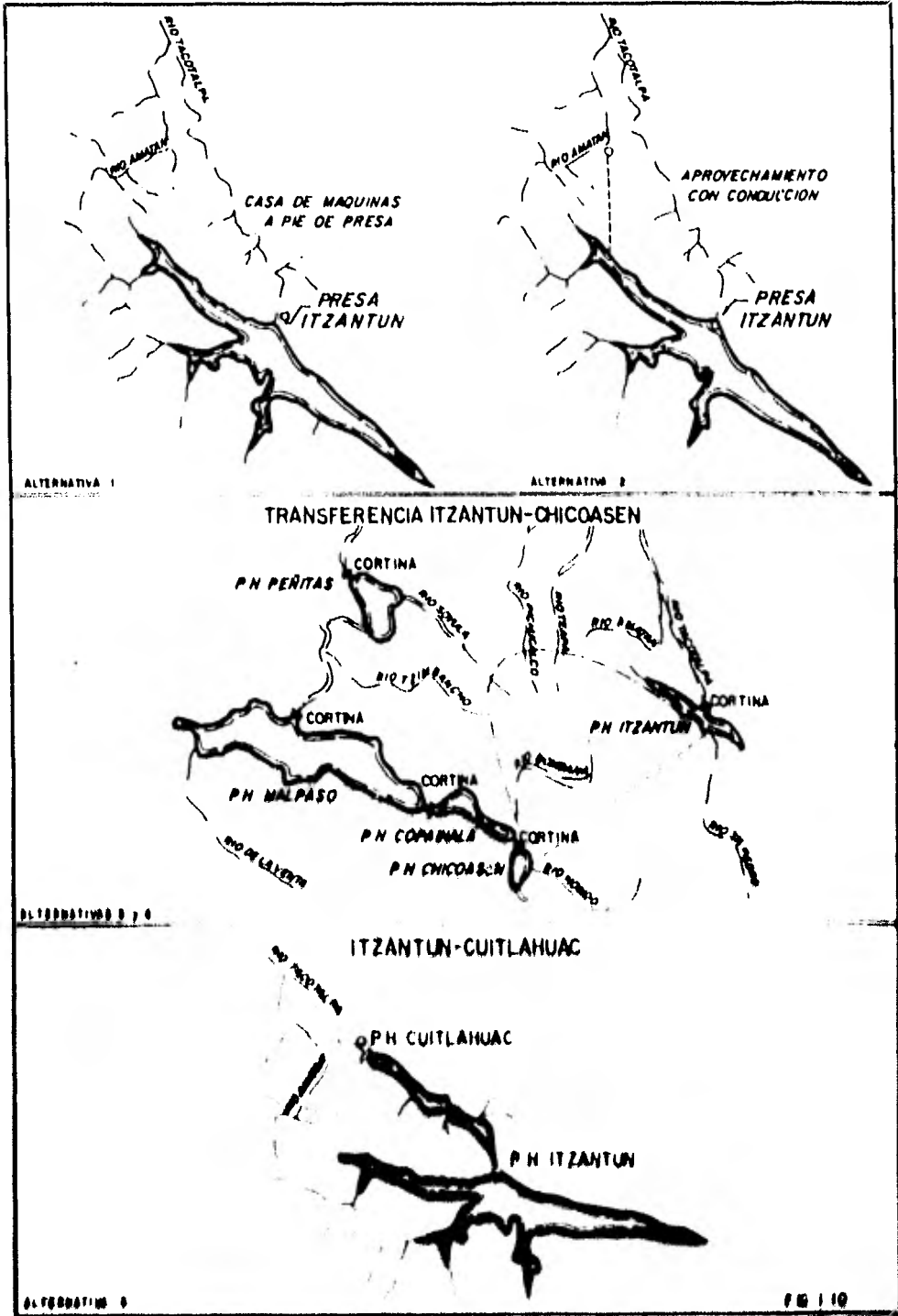
ALTERNATIVA I.- Consta de una cortina en Itzantún (Arco-Bóveda) con elevación posible de corona entre las cotas 400 y 460 msnm y casa de máquinas a pie de presa. Se estudiaron tres alturas de cortina 400, 430 y 460 msnm, con el fin de cubrir la posibilidad de una cortina baja, una intermedia y una alta.

ALTERNATIVA II.- Consta de la misma cortina previéndose un túnel de conducción de 10 a 19 km de longitud que parte de la margen izquierda aproximadamente a 12 km de la boquilla y que descargaba sobre el arroyo "El Retiro", con lo cual se ganaba del orden de 135 m de carga respecto a la alternativa I.

ALTERNATIVA III.- En este esquema se contemplaba la posibilidad de la transferencia de agua del Río Tacotalpa al Río Grijalva para lo cual se requería una conducción (túnel) de aproximadamente 40 km de longitud entre el vaso de Itzantún y el de Chilcoasén, de tal suerte que, la cortina de Itzantún necesitaba llegar a la elevación 460 msnm.

Esta alternativa presentaba la opción de que la generación de energía eléctrica se llevara a cabo en Chilcoasén, Copainalá, Malpaso y Peñitas, plantas que estarían en operación para la fecha en que Itzantún estuviese terminado.

ALTERNATIVA IV.- Esta alternativa es similar a la anterior, pero haciendo la transferencia mediante una conducción mixta (canal y túnel) que permitía captar agua, en su desarrollo, de



algunos tributarios del Rfo Grijalva. Con lo cual se ganaba aproximadamente $15 \text{ m}^3/\text{seg.}$ de gasto con respecto a la Alternativa III, pero con un incremento de 30 km. en la longitud de la conducción. También se generaría en Chicoasén, Copainalá, Malpaso y Peñitas.

ALTERNATIVA V.- Este esquema se encuentra formado básicamente por la alternativa I y por un aprovechamiento localizado aguas abajo de Itzantún en el cañón denominado Cutiláhuac, donde también se generaría energía eléctrica.

La generación media anual estimada para cada alternativa se presenta en el cuadro 1.1 .

Además de las alternativas antes mencionadas, se estudió la repercusión que tendría en ellas la posibilidad a futuro de transferir agua de la cuenca del alto Usumacinta al Rfo Tacotalpa, con lo cual se ganaría un gasto medio de aproximadamente $37 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (Adicionales a cualquier alternativa).

Como este gasto adicional sería regularizado, no resultaba necesario modificar las dimensiones de ninguna alternativa, únicamente se requería de sobre equipamiento en alguna planta o en su defecto se reduciría el factor de planta.

Para implementar este esquema se construirían las presas de Altamirano y San Agustín, en la cuenca del Usumacinta y la presa

ALTERNATIVA		GENERACION MEDIA ANUAL (GWH)	COSTO TOTAL (MILLONES DE PESOS)
I	Cortina 400 msnm	1111	2800
	Cortina 430 msnm	1294	3200
	Cortina 460 msnm	1489	3700
II	Cortina 400 msnm	1941	4800
	Cortina 430 msnm	2124	5000
	Cortina 460 msnm	2320	5400
III	GENERACION MEDIA ANUAL (GWH)		
	Chicoasén	1130	
	Copalnalá	210	
	Malpaso	531	
	Peñitas	201	
	TOTAL	2072	5300
IV	GENERACION MEDIA ANUAL (GWH)		
	Chicoasén	1328	
	Copalnalá	247	
	Malpaso	625	
	Peñitas	237	
	TOTAL	2437	6400
V	Itzantún	400	4800
	Itzantún	430	5200
	Itzantún	460	5700
	(GENERACION EN CUITLAHUAC 770 GWH)		

CUADRO 1.1

de Chacté en la cuenca del Tacotalpa, además, de un sistema de conducción mixta (parte canal y parte túnel) y plantas generadoras en los sitios denominados Cancuc y Chacté (ver figura -- 1.11).

1.4.1 Análisis de las Alternativas y Selección del Sistema de Aprovechamiento.

Con el fin de tener elementos de juicio para la selección del esquema de aprovechamiento, en esta etapa del estudio, se evaluaron económicamente las distintas alternativas. Para tal efecto, se calcularon los costos aproximados para cada una, obteniéndose los resultados que se indican en el cuadro 1.2 .

Con estos costos y con las generaciones medias anuales, citadas anteriormente, se calcularon los costos y beneficios actualizados al año del inicio de la operación, las relaciones beneficio-costos y la diferencia entre beneficios y costos. El resumen de los resultados se muestra en el cuadro 1.2, de estos resultados se desprende lo siguiente:

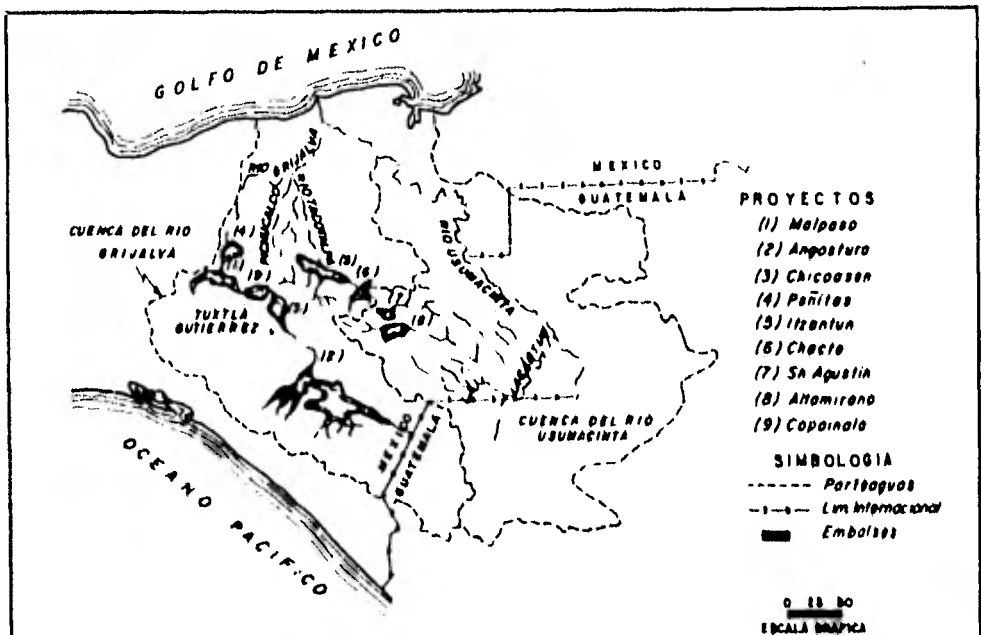
1o. La posible transferencia, Alto Usumacinta-Tacotalpa presenta buenas condiciones económicas, por lo que deberá tenerse en consideración, no obstante, dado que los estudios de campo y gabinete de esta opción se encuentran apenas en nivel de estudios de gran visión, se

ALTERNATIVA	MILLONES DE PESOS			
	COSTOS ACTUALIZADOS	BENEFICIOS ACTUALIZADOS	(a) B/C	(b) B-C
I -Cortina 400 msnm	4412	8530	1.933	4118
-Cortina 430 msnm	4985	9931	1.992	4946
-Cortina 460 msnm	5775	11425	1.978	5649
II -Cortina 400 msnm	7459	15106	2.025	7646
-Cortina 430 msnm	7779	16178	2.080	8399
-Cortina 460 msnm	8416	17327	2.059	8911
III	8502	10910	1.283	2408
IV	10206	12832	1.257	2826
V -Cortina 400 msnm	7490	14386	1.920	6896
-Cortina 430 msnm	8114	15786	1.945	7672
-Cortina 460 msnm	8894	17277	1.942	8383

(a) Relación Beneficio/Costo

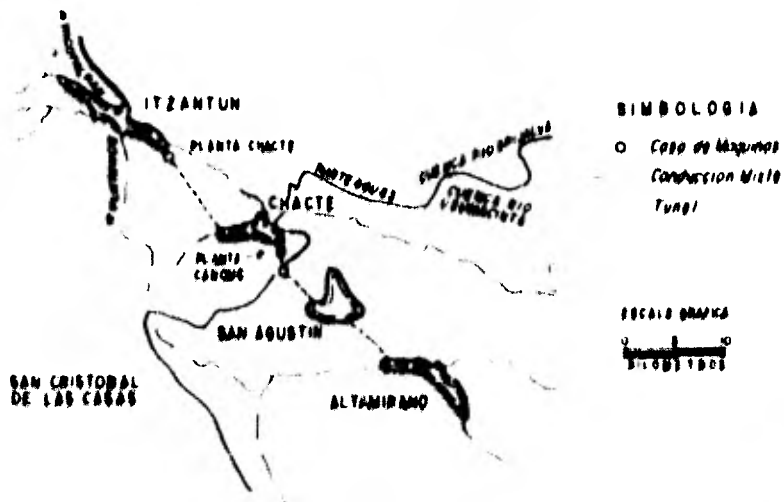
(b) Beneficio-Costo en millones de pesos

CUADRO 1.2



LOCALIZACION

**TRANSFERENCIA CUENCA USUMACINTA
CUENCA GRIJALVA**



excluye de los estudios de prefactibilidad de Itzantún, siempre se tuvo presente que de llevarse a cabo no modificarían sustancialmente cualquier alternativa.

2o. Para las alternativas III y IV (transferencia - - Itzantún-Chicoasén), los indicadores económicos utilizados también las hacían aparecer como atractivas, pero se tuvo que tener en cuenta que requerían de obras de conducción muy grandes, de estudios extensos en tiempo y en espacio y en conjunto las obras presentaban un grado de incertidumbre mayor al de las otras alternativas.

3o. En base a lo anterior y sustentándose en los resultados obtenidos en este nivel de estudio, de las alternativas I, II y V (Itzantún a pie de presa, Itzantún con túnel de conducción e Itzantún-Cuitláhuac), se seleccionaron para estudiarse a nivel de prefactibilidad las alternativas II y V, ya que presentaban las mejores condiciones económicas y que la diferencia entre ellas era en términos económicos y a este nivel, pequeña.

4o. Del análisis de las distintas alternativas de altura de cortina en Itzantún, se concluyó que la altura óptima se encontró alrededor de la elevación 430. Aunque alturas mayores presentaban buenas condiciones económicas, se tomaron en cuenta los problemas que trae -

consigo la construcción de una cortina de 260 m. de altura o más. Las condiciones geomorfológicas correspondientes a esos niveles implican cantidades de obra, tratamiento de cimentaciones y criterios de operación, aunque factibles al límite de la posible realización.

Por otro lado, cortinas de menor altura, siempre factibles, hacen que la generación de energía disminuya y el costo asociado al túnel derivador se incrementaba considerablemente para la alternativa II.

Por estas razones, se seleccionó una cortina con la corona a la elevación 436 msnm, elevación a la que el incremento en el costo de la cortina se encuentra cercano al mínimo para un incremento en la generación dada.

Para probar la bondad económica de las dos alternativas en estudio y tener elementos de juicio para su comparación en términos económicos, se efectuó una evaluación económica. Haciendo, primeramente, un análisis de costo de obra para cada alternativa y comparándose después.

El cálculo de los costos de obra y de adquisición de equipos se realizó en base a precios unitarios de obras en construcción en México.

Información que fue complementada con precios de licitaciones recientes en otros países, todo esto con el obje

to de establecer un criterio uniforme y realista. (Ver cuadros 1.3 y 1.4).

Los resultados de la evaluación económica se muestran en el Capítulo II.

De la evaluación económica, se concluyó que la alternativa V (Itzantún a pie de presa con Chinín o Cuicláhuac) - es la más favorable.

COSTOS DE CONSTRUCCION Y TOTAL

C O N C E P T O (Cada rubro tiene su equipo)	IMPORTE (Millones de pesos)	
	ITZANTUN CON CONDUCCION	ITZANTUN A PIE DE PRESA
1.- Estudios de licitación y diseño.	150	150
2.- Caminos de acceso	86	74
3.- Energía eléctrica para la construcción	73	72
4.- Caminos internos y campamentos	62	33
5.- Obras de desvfo	302	302
6.- Cortina	2014	2014
7.- Obra de excedencias	502	502
8.- Obra para el control de llenado	85	85
9.- Obra de toma	217	222
10.- Túnel de conducción	1983	
11.- Pozo de oscilación	145	242
12.- Tuberías a presión y casa de válvulas	1392	275
13.- Casa de máquinas y canal de desfogue	1230	1267
14.- Subestación elevadora	128	127
15.- Líneas de transmisión y ampliación de la subestación receptora	196	189
16.- Indemnizaciones	200	200
17.- Puesta en marcha	50	50
COSTOS DIRECTOS	8815	5804
Obras civiles	5897	3653
Equipo	2297	1572
Indemnizaciones, estudios y obras preparativas.	621	579
COSTOS DE CONSTRUCCION	8815	5804
ADMINISTRACION E INGENIERIA (15%)	1322	871
COSTO DIRECTO TOTAL	10137	6675

CUADRO 1.3

COSTOS DE CONSTRUCCION Y TOTAL

C O N C E P T O	C O S T O T O T A L (Millones de pesos)	
	CHINIL.	CUITLAHUAC
1.- Estudios de licitación y diseño	70	70
2.- Caminos de acceso	60	60
3.- Suministro de energía eléctrica para la construcción.	35	35
4.- Caminos internos y campamentos	62	62
5.- Obras de desvío	158	245
6.- Cortina	1058	1060
7.- Obra de excedencias		400
8.- Obra de toma	119	140
9.- Túnel de conducción	842	191
10.- Pozo de oscilación	208	157
11.- Tubería a presión y casa de válvulas	458	493
12.- Casa de máquinas y canal de desfogue	698	608
13.- Subestación elevadora	110	140
14.- Líneas de transmisión	63	63
15.- Indemnizaciones	20	20
16.- Puesta en marcha	50	50
COSTOS DIRECTOS	4011	3794
Obras civiles	2851	2643
Equipo	1020	1011
Indemnizaciones y estudios	140	140
COSTOS DE CONSTRUCCION	4011	3794
ADMINISTRACION E INGENIERIA (15 %)	602	569
COSTO DIRECTO TOTAL	4613	4363

CAPITULO II

ASPECTOS SOCIO-ECONOMICOS DEL PROYECTO

En este capítulo, se da una visión general del criterio económico de evaluación del proyecto que determinó la alternativa más adecuada, - asimismo, se incluye una metodología que servirá como base para la - elaboración de un estudio socio-económico que aún no se elabora. De igual forma, aún no existe un estudio sobre el alcance regional - que tendrá la obra.

También, sería bueno recalcar que en México aún no se efectúan estudios de impacto ecológico que en este tipo de obras tiene mucha importancia, por las consecuencias que trae consigo un cambio en el medio ambiente donde se desarrollan numerosas especies, tanto de fauna como de flora. Este cambio se presenta de diferentes formas: alterando el clima, la desaparición de una gran área de selva virgen. A esto, habría que agregar que no se ha previsto el cuidar la calidad del agua durante el llenado del embalse, que podría repercutir en las formas de vida acuática.

2.1 Criterio de Evaluación

En la comparación económica entre las dos alternativas: Itzantón con conducción versus. Itzantón-Cuixtlahuac (o Chinín), se procedió a distribuir las inversiones, la distribución anual para cada alternativa se indica en el cuadro 2.1, considerando estas anualidades, se procedió a actualizarlas al año de inicio de la operación considerándose una tasa del 12% (ver cuadro 2.2).

		ITZANTUN CON CONDUCCION	ITZANTUN A PIE DE PRESA	CHINIL	CUITLAHUAC	ITZANTUN A PIE DE PRESA CON - CHINIL	ITZANTUN A PIE A PIE DE PRESA CUITLAHUAC
DISTRIBUCION - ANUAL DE LA IN- VERSION M \$	1	1033.65	961.11	189.64	354.35	1150.75	1315.76
	2	850.70	1148.98	332.58	645.98	1481.56	1794.96
	3	2129.21	1767.67	490.89	1182.37	2258.57	2949.99
	4	2574.31	1683.69	1328.37	782.77	3012.06	2466.46
	5	1568.31	242.60	1669.52	828.23	1912.12	1070.83
	6	658.82					
INTERESES DURANTE LA CONSTRUCCION M \$		4396.71	2564.86	1072.37	1418.15	3637.23	3983.01
COSTO TOTAL ACTUALIZADO ** M \$		14092.8	8924.7	5377.7	5510.5	14302.4	14435.2

NOTA: M \$ = MILLONES DE PESOS

** ACTUALIZADO AL AÑO DE INICIO DE OPERACION DE LA PLANTA
CON TASA DE INTERES DEL 12% ANUAL.

CUADRO 2,1

	ITZANTUN CON CONDUCCION	ITZANTUN A PIE DE PRESA	CHINIL	CUITLAHUAC	ITZANTUN A PIE DE PRESA CON - CHINIL	ITZANTUN A PIE DE PRESA CON - CUITLAHUAC
COSTO DEL KM INSTALADO \$/KW	27633	27890	32791	33196	29550	29702
COSTO DEL KWH GENERADO \$/KWH	0.699	0.711	0.801	0.822	0.743	0.750
COSTO DE LA PLANTA HIDROELECTRICA M \$	14092.8	8924.7	5377.7	5510.5	14302.4	14435.2
COSTO DE LA PLANTA TERMICA EQUIVALENTE M \$	18924.7	12391.3	6648.9	6648.9	19040.2	19040.2
COSTO TERMICA MENOS COSTO HIDROELECTRICA M \$	4831.9	3466.6	1271.2	1138.4	4737.8	4605
RELACION COSTOS TERMICA HIDROELECTRICA	1.343	1.388	1.236	1.207	1.331	1.319
CAPACIDAD INSTALADA M W	510	320	164	166	484	486
GENERACION MEDIA ANUAL G W H	2160	1344	719	718	2063	2062
GENERACION BASE G W H/AÑO	1994	1177	633	631	1810	1808
GENERACION PICO GW H/AÑO	266	167	86	87	253	254

NOTA:

M \$ - MILLONES DE PESOS

ACTUALIZADO AL AÑO DE INICIO DE OPERACION DE LA PLANTA
CON TASA DE INTERES DEL 12% ANUAL

CUADRO 2.7

Teniendo en cuenta las características de ambas alternativas - (potencia instalada-generación), se calcularon los costos para la planta térmica equivalente, correspondiente para cada opción. Los resultados obtenidos se pueden ver en el cuadro 2.2. En ese mismo cuadro se muestran algunas relaciones obtenidas con el fin de que sirvan como indicadores económicos.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

De los resultados obtenidos se hicieron las siguientes observaciones:

- I) Las dos alternativas eran atractivas: la diferencia entre la térmica equivalente e Itzantún, era siempre a favor - de ésta última y superior a los 4600 millones de pesos.
- II) La diferencia entre las dos alternativas de Itzantún sólo radicaba en que Itzantún-Cuicláhuac (o Chinin) al tener un año menos de construcción le correspondía un año adicional en generación (2063 GWH).
- III) De lo anterior, se desprende que con base a consideraciones puramente económicas no era posible efectuar una selección determinante.

Con los resultados obtenidos se puede declarar física, técnica y económicamente factible el proyecto para las dos alternativas estudiadas. Debido a que la decisión sobre el esquema de aprovechamiento no se pudo tomar únicamente en base al estudio económico se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones para cada alternativa:

Itzantún con Conducción

- a) La factibilidad de esta alternativa estaba totalmente estudiada.
- b) El tiempo de construcción previsto era de 6 años, constituyendo la ejecución del túnel la ruta crítica de las actividades de este esquema. Cabe hacer notar que el tiempo de conclusión del túnel se había estimado en 5.5 años.

Aunque se habían llevado a cabo estudios básicos geotécnicos para conocer la factibilidad de construcción en el tiempo y costos programados del túnel derivador, podían existir imprevistos que constituirían probables atrasos y sobre costos importantes en la fase de construcción (tendría techos hasta de 1300 m.).

- c) En esta alternativa, sería necesario tener dos frentes de trabajo simultáneos e independientes.
- d) La capacidad muerta del almacenamiento era de 4369 millones de m³, la capacidad útil de 2427 millones de m³ y la capacidad para control de avenidas de 522 millones de m³.
- e) La potencia instalada para factor de planta de 0.5 era de 510 MW y la generación media anual de 2160 millones de KWH/año.

Itzantún a Pie de Presa - Chinin

- a) La factibilidad de esta alternativa estaba totalmente estudiada.

- b) Como se ha mencionado, existen dos opciones de aprovechamiento de aguas abajo de Itzantún; la primera, es construir una presa justo a la entrada del cañón de Cuitláhuac (Proyecto Chinín) y la segunda, a la salida del mismo estrechamiento, (Proyecto Cuitláhuac). Los estudios realizados a esa fecha hacían ver que existe inestabilidad potencial de taludes en dicho cañón, por lo que, se consideraba que el aprovechamiento de aguas abajo (Proyecto Cuitláhuac) no se podía declarar técnicamente factible, dado que era necesario realizar estudios que permitieran tener el conocimiento necesario para decidir su construcción.

En el proyecto Chinín no se habían identificado problemas que pusieran en duda su factibilidad, ya que por su ubicación, ni el embalse ni sus estructuras están ligadas a los problemas potenciales de inestabilidad citados.

- c) El tiempo de construcción previsto para Itzantún a ple de presa es de 5 años, uno menos que Itzantún con conducción y para Chinín (Cuitláhuac) se ha estimado en 4 años. Quedando un año de holgura para concluir los estudios de factibilidad que permitieran seleccionar la mejor opción entre Cuitláhuac y Chinín.

La ruta crítica de las actividades de esta alternativa, la constituye la construcción de la cortina y el llenado del embalse de Itzantún.

- d) En esta alternativa, son necesarios dos frentes de trabajo, laborando simultánea e independientemente.
- e) La capacidad muerta del proyecto Itzantún a pie de presa sería de 1324 millones de m³, la capacidad útil de 5453 millones de m³ (El 225% de la obra alternativa) y la capacidad de control de 552 millones de m³.
- f) La potencia instalada para factor de planta 0.5 en el proyecto Itzantún a pie de presa es de 330 MW y la generación media anual de 1344 millones de KWH/año. Cabe hacer notar que en esta alternativa es mucho más fácil sobre-equipar la planta que en el caso anterior.

La potencia instalada del proyecto Chinín (Cuitláhuac) 165 MW y su generación media anual de 719 GWH, de tal suerte que la suma de potencias instaladas de Itzantún y Chinín asciende a 485 MW y sus generaciones medias anuales a 2063 GWH, considerando en ambos un factor de planta de 0.5, igual que en la otra alternativa.

Sustentándose en los argumentos anteriores y en los resultados de la evaluación económica, se pudo decir que:

- I) La alternativa formada por Itzantún-Chinín tiene asociado un riesgo menor en su construcción que la primera alternativa, ya que los imprevistos del túnel de conducción de ésta última pueden ser importantes.
- II) La ventaja económica que representaba la opción Itzantún-Chinín, radica en la posibilidad de generar energía un año antes que la otra alternativa, la cual puede representar un

beneficio del orden de los 2000 millones de pesos.

- III) Los aspectos sociales relativos a ambas alternativas, se consideran iguales.

De acuerdo con lo anterior, se eligió la alternativa formada por Itzantún-Cuitláhuac, intensificándose los estudios relativos a Cuitláhuac.

2.2 Estudio Socio-Económico

El estudio socio-económico constituye un conjunto de documentos que permiten contar con la información necesaria para orientar el proceso de decisiones a tomar a diversos niveles, en relación a la constante comunicación con las organizaciones y pobladores de las áreas afectadas por las obras de la CFE.

Con ello, se espera prevenir conflictos y proceder a un proceso de reacomodo que evite mayores dificultades, tanto a quienes están encargados de preparar las condiciones del traslado y reacomodo como a quienes deban ser trasladados.

Por su carácter dinámico, el estudio socio-económico permite contar con informes coyunturales que sirven también durante el proceso de construcción, en función de los posibles problemas que normalmente ocurren al incrementarse el empleo, apareciendo situaciones en diversas áreas; abastecimiento, precios, vivienda, etc.

Los trabajos se iniciaron en una situación avanzada de información heterogénea y distorsionada sobre los objetivos y resultados de los trabajos preliminares de la CFE.

Esto representó la necesidad de una etapa de adaptación a los canales institucionales reconocidos, a fin de poder emprender sin mayores conflictos las tareas de recolección de información.

Actualmente, la situación no ha sido superada y aún no se cuenta con buenos interlocutores a todos los niveles.

Sin embargo, y para el futuro, es bueno recalcar la recomendación de que trabajos de esta naturaleza deban iniciarse con mayor anticipación en relación a las actividades que den inicio a las primeras obras y estudios.

Actualmente, se está en la etapa de recopilación y análisis de información básica que completan los datos del diagnóstico.

El estudio socio-económico abarca no sólo los aspectos socio-económicos sino también los culturales, educativos, orgánicos y subjetivos, todos relacionados con los mecanismos que establecen las bases del arraigo de los pobladores en su medio ambiente natural y social.

Las características de las comunidades en relación a su integración étnica implica el análisis de los elementos culturales propios de su origen, ya que ellos pueden influir sustancial-

mente sobre las características del arraigo y la posterior reorganización social y económica del reacomodo.

La evaluación de experiencias anteriores de reacomodo ha permitido concluir que han existido algunas dificultades que se debieron a la falta de información y dificultades en el proceso de comunicación a nivel interinstitucional y con los pobladores de las zonas afectadas.

La información contenida en el estudio socio-económico, es la base para que todos quienes estén involucrados en las tareas de las áreas afectadas puedan anticipar conflictos y lograr mayor eficiencia social y económica en el reacomodo de los pobladores afectados y el personal incorporado a las actividades de la CFE.

El contenido del estudio socio-económico se utilizará como antecedente del proyecto de reacomodo, su vinculación es sumamente importante para quienes deban definir y diseñar las condiciones ambientales urbanas, así como al equipo que se encargue de plantear las nuevas formas productivas y organizativas.

Actualmente, se están realizando un conjunto de entrevistas, cuyos objetivos y mecanismos de recolección se detallan a continuación:

ENTREVISTA FAMILIAR-PRODUCTIVA

Se aplicará a familias del área afectada. Se seleccionarán familias de los distintos estratos pre-identificados, de acuer-

do a una tipología basada en varios atributos: tenencia de tierra, actividades productivas, tamaño total de las familias que integran el grupo, status legal dentro del ejido.

Tiene por objetivo obtener información básica sobre la composición familiar, atributos educativos, parentesco, división familiar del trabajo, actividades desarrolladas, ingresos reales, recursos productivos, tecnología utilizada, etc.

Se aplicará a una muestra semi-dirigida (basada en la pre-identificación de pertenencia a los tipos definidos)

ENTREVISTA A ORGANIZACIONES

Se aplicará a los miembros de las direcciones de las diversas organizaciones de la comunidad.

Tiene por objeto reconocer el grado de afiliación, los programas, las actividades previas y sus resultados, el nivel de participación y democratización, la capacidad de negociación frente a otras organizaciones y frente al Estado y sus instituciones. Al mismo tiempo, se identificará a cada organización dentro de la estructura de poder.

ENTREVISTAS A PERSONALIDADES

Se aplicará a distintas personas que ocupan un lugar distinguido dentro de las comunidades, ya sea por su puesto como por el reconocimiento social.

Su objetivo es, por una parte, contar con antecedentes sobre el proceso histórico de las comunidades y, por otra, conocer el nivel de negociación que se podría establecer con tales personas para evitar conflictos futuros.

ENTREVISTAS A ORGANIZACIONES EDUCATIVAS

El estudio de la Institución escolar tendrá dos objetivos básicos: el primero, es el reconocimiento del papel de la escuela dentro de la institucionalidad. Esto en función de que la profesión docente tiene un alto prestigio entre la población de las comunidades de la región, siendo personajes de opinión y consulta.

El segundo pretende analizar la escuela como instrumento de transmisión de información y de formación ideológica y científica del niño y del joven. En ese sentido, se describirá la actual situación académica en sus realizaciones y carencias y los criterios docentes en relación a los requerimientos de la comunidad.

Se utilizarán entrevistas formales a directores y maestros de los diversos niveles y tipos de escuelas existentes.

ENTREVISTAS SOBRE ANALISIS DEL SUJETO

Se propone el estudio de las estructuras simbólicas primarias de las que depende el sentido que el sujeto reconoce en sí mismo en el otro y en lo real. Este reconocimiento vivido determina el arraigo del sujeto a la vida comunitaria.

Se trata de identificar los mecanismos subjetivos que dan base al arraigo.

Las entrevistas para lograr los elementos que permitan tal identificación se harán a sujetos de distintos sexos, edades, condición social, cultural, etc.

CAPITULO III

ANTECEDENTES Y DESCRIPCION DEL PROYECTO

3.1 Generalidades del Proyecto

A continuación se presenta una tabla que contiene los datos generales del proyecto:

HIDROLOGIA

Area de la cuenca	2,590 km ²
Escurrimiento medio anual	2,643 millones m ³
Gasto medio	84 m ³ /seg.
Precipitación media anual	1,812 mm
Avenida máxima registrada (20-IX-74)	2,666 m ³ /seg.

CORTINA

De Arco-Bóveda en concreto, con altura de 236 m ancho, de corona, 4.60, 120 m de longitud y la base tiene un ancho de 21.80 m y un tapón de confinamiento con ancho de 130 m.

Elevación corona	436 msnm
Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME)	435.5 msnm
Nivel de aguas mínimo de operación (NAMINO)	400 msnm
Nivel de carga de diseño	418.5 msnm
Capacidad de NAME	7229 mill. m ³
Capacidad Útil	5453 mill. m ³
Capacidad para control de avenidas	552 mill. m ³
Volúmen de concreto proyectado en la cortina	700 000 m ³

VERTEDOR

Un túnel en la margen derecha revestido de concreto de 11.20 m de diámetro y 339 m de longitud, con transición de rectangular a circular, 3 compuertas radiales de 7 X 11 m.

Nivel de la cresta	421.4 msnm
Avenida de diseño	11700 m ³ /seg
Gasto máximo túnel	4444 m ³ /seg

CASA DE MAQUINAS

Subterránea en la margen izquierda.

4 unidades (2 en la primera etapa y 2 en la segunda etapa)

4 turbinas tipo Francis de 165 KW c/u	660 MW
Generación media anual	1334 GWH
Factor de planta	0.5
Nivel turbinas	197.5 m
Nivel desfogues	190 m

OBRA DE TOMA

En la margen izquierda, con entrada para dos tomas, con dos compuertas deslizantes de servicio de 6.20 X 2.30 m y 2 compuertas auxiliares de 6.20 X 2.30 m, elevación de la toma a 320 msnm.

Los dos conductos a presión son revestidos con camisa de acero de 6.50 m de diámetro y 195 m de longitud, cada conducto se bifurca quedando tramos finales de 3.50 m de diámetro con válvulas esféricas.

3.2 Estudio Hidrológico

Con el fin de conocer los principales aspectos hidrológicos para el Proyecto Hidroeléctrico Itzantún, se realizó un profundo estudio hidrológico que consta de las siguientes partes:

- I. Información Hidrométrica y Climatológica
- II. Determinación de la avenida máxima probable para la obra de excedencias
- III. Determinación de niveles del embalse con simulación de funcionamiento de vaso
- IV. Estudio del bordo libre

El estudio hidrológico de la obra de desvfo se incluye en el Capítulo IV.

I. INFORMACION HIDROMETRICA Y CLIMATOLOGICA

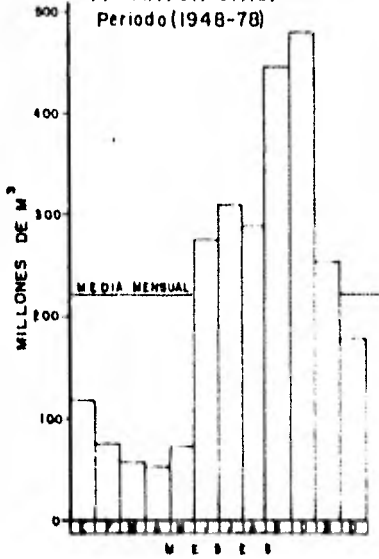
Descripción

La cuenca propia del aprovechamiento tiene un área de 2,590 km² hasta el sitio de la boquilla. Los principales afluentes que constituyen el río Tacotalpa son: El río San Pedro, Almandro (Chacté), Coculo y Plátanos, ver figura 3.1 .

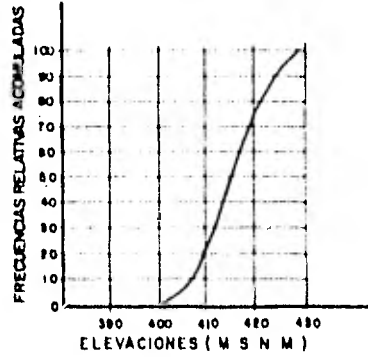
La precipitación media anual es mayor a los 1,700 mm, debido a que la zona constituye un frente orográfico.

El gasto medio anual del río Tacotalpa en la boquilla de Itzantún es de 2,643 millones de metros cúbicos.

**ESCURRIMIENTOS
MEDIOS EN
ITZANTUN CHIS.
Periodo (1948-78)**



FUNCIONAMIENTO DEL VASO



POLITICA DE EXTRACCION	
ELEV ENTRE	EXTRACCION MENSUAL (M³)
390 y 400	180 00
400 y 410	191 60
410 y 420	223 00
420 y 430	200 00

RESULTADOS DE LA SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO CONSIDERANDO COMBINACIONES ALEATORIAS DEL REGISTRO HISTORICO

**CUENCA DEL RIO TACOTALPA
(HASTA ESTACION PUEBLO NUEVO)**

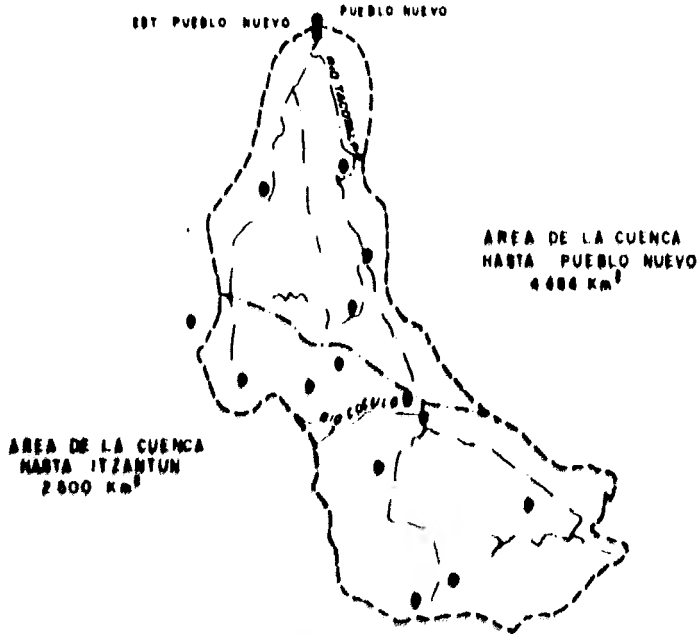


Fig 3-1

Dada la gran capacidad del vaso, se considera que es posible - extraer con fines de generación, el gasto medio mensual que corresponde a 220 millones de metros cúbicos, o sea $84 \text{ m}^3/\text{seg.}$, logrando con ésto, una generación constante garantizada del orden de los 2344 GWH/año.

Coefficiente de Escurrimiento

La precipitación media anual en la cuenca del aprovechamiento es de 1,812 mm con el área total de $2,590 \text{ km}^2$, tenemos que el coeficiente de escurrimiento es de:

$$\text{C.E.} = \frac{2643 \times 10^6 \text{ m}^3}{1.812 \text{ m} \times 2590 \times 10^6 \text{ m}^2} = 0.56$$

Para el diseño de la obra de excedencias se realizó el estudio de la avenida máxima probable mostrado más adelante.

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de la información hidrológica y de los niveles de Itzantún.

AREA DE LA CUENCA	2590 km ²
PRECIPITACION MEDIA ANUAL	1812 mm
EVAPORACION NETA MEDIA ANUAL	-704 mm
ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL	2643 mill. m ³
GASTO MEDIO	84 m ³ /seg
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	0.57
No. DE ESTACIONES HIDROMETRICAS	2
No. DE ESTACIONES CLIMATOLOGICAS	9
NIVEL DE AGUAS MAXIMAS ORDINARIAS (NAMO) (MSNM)	430
NIVEL DE CARGA DE DISEÑO (MSNM)	418.5
NIVEL MEDIO DE DESFOGUE (MSNM)	195
NIVEL DE AGUAS MAXIMAS EXTRAORDINARIAS (NAME) (MSNM)	435.5
NIVEL DE AGUAS MINIMO DE OPERACION (NAMINO) (MSNM)	400
NIVEL DE AGUAS MINIMO EXTRAORDINARIO (NAMINE) (MSNM)	340
CAPACIDAD AL NAMO (MILL. M ³)	6777
CAPACIDAD AL NAMINO (MILL. M ³)	4349
CAPACIDAD AL NAMINE (MILL. M ³)	1324
CAPACIDAD AL NAME (MILL. M ³)	7329
CAPACIDAD UTIL (MILL. M ³)	5453
CAPACIDAD PARA CONTROL DE AVENIDAS (MILL. M ³)	552

a) Estaciones Hidrométricas y Climatológicas.

En la cuenca propia del aprovechamiento se localizan dos esta-ciones hidrométricas (Almandro y San Pedro) y seis esta-ciones climatológicas (Almandro, Simojovel, Chenalho, Los - Arcos, Guaquitepec y Rayón).

b) Hidrometría

Los escurrimientos registrados en las estaciones Almandro y San Pedro se muestran en las tablas 1 y 2.

En la tabla 3, se encuentran los volúmenes mensuales y anuales producto de la suma de estas dos estaciones y que co---responde al volumen total de que se dispone para el proyecto.

Se utilizó la estación hidrométrica Pueblo Nuevo como refe-rencia para ampliar los registros (de 11 a 31 años) de las estaciones Almandro y San Pedro. Para ésto, se correla-cionaron los datos que se tenían de la estación Pueblo Nuevo con los de la suma de las otras dos estaciones.

Las correlaciones se efectuaron mes a mes, efectuándose un ajuste por el método de mínimos cuadrados. Una vez deter-minadas las rectas de ajuste, se realizó la regresión con las ecuaciones obtenidas y con los datos de la estación Pueblo Nuevo, ampliando así el registro a 31 años.

En la tabla 4, se muestran los resultados.

INFORMACION ESTADISTICA
 ESTACION ALMANDRO, RIO TACOTALPA, CHIAPAS
 (1966-1972 y 1975-1978)

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
\bar{X}	108.54	71.85	57.32	45.72	62.99	212.84	243.39	264.33	394.47	403.47	230.59	148.92	2240.15
MIN	71.30	42.00	37.10	33.20	41.20	118.20	77.20	125.70	223.40	171.60	113.20	97.50	1528.10
MAX	151.40	115.30	78.50	63.60	107.20	348.40	369.80	601.40	669.20	648.00	384.90	256.00	2892.20
S	29.48	23.02	14.25	9.86	23.82	71.47	107.57	158.09	142.01	146.05	93.82	43.37	446.06
$\frac{S}{\bar{X}}$ (%)	27.16	32.04	24.86	21.57	37.82	33.58	44.20	59.81	36.00	36.17	40.69	29.12	19.91

* Volumen en millones de m³

TABLA 1.

INFORMACION ESTADISTICA
 ESTACION SAN PEDRO, RIO SAN PEDRO, CHIAPAS
 (1966-1972 y 1975-1978)*

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
\bar{x}	24.15	13.99	9.51	5.11	7.04	21.60	40.04	34.02	50.59	60.85	45.23	32.36	340.12
MIN	6.80	5.60	4.00	2.20	2.00	8.30	14.70	16.60	27.60	32.60	13.10	12.20	256.80
MAX	42.50	27.40	17.70	12.20	16.90	54.00	81.90	59.04	89.50	127.80	90.60	65.70	417.00
$\frac{S}{\bar{x}}$ (%)	48.24	46.96	46.90	50.88	67.19	58.70	43.53	37.89	35.20	44.08	48.93	53.46	16.81

* Volúmenes en millones de m³

TABLA 2.

INFORMACION ESTADISTICA
 SUMA DE ALMANDRO (RIO TACOTALPA) Y SAN PEDRO (RIO SAN PEDRO)
 (1966-1972 y 1975-1978)

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
\bar{X}	132.73	85.85	66.78	50.83	70.25	234.44	278.87	298.35	445.06	464.59	275.82	181.28	2584.85
MIN	78.10	49.60	41.40	35.40	43.20	131.10	97.50	153.80	265.20	107.10	126.30	109.70	1803.50
MAX	191.70	142.70	91.60	69.00	124.10	402.40	416.20	660.80	758.70	775.80	455.90	294.30	3290.70
S	38.76	28.91	16.67	11.04	28.00	83.23	117.04	169.06	155.14	168.74	111.06	51.70	480.56
$\frac{S}{\bar{X}}$ (%)	29.20	33.68	24.96	21.72	39.86	35.50	41.97	56.66	34.86	36.32	40.27	28.52	18.59

* Volumen en millones de m³

TABLA 3

INFORMACION ESTADISTICA
ESTACIONES ALMANDRO MAS SAN PEDRO, CHIAPAS
(1948-1978)

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
\bar{X}	122.5	79.04	68.25	57.09	75.68	267.62	305.74	291.94	445.45	479.62	265.91	182.90	2643.40
MIN	78.10	47.00	40.30	35.40	43.20	97.20	97.50	89.10	165.10	207.10	63.00	105.20	1767.80
MAX	191.70	142.70	152.40	179.90	216.90	640.00	553.60	678.60	758.70	775.80	540.90	294.30	3290.70
S	30.23	25.52	25.18	28.13	34.90	137.12	109.45	150.33	136.42	133.96	128.21	48.94	411.22
$\frac{S}{\bar{X}}$													
(2)	24.68	32.29	36.89	49.27	46.12	51.24	35.80	163.51	30.63	27.93	48.22	26.75	15.56

* Volúmenes en millones de m³

También, se realizó una correlación anual de los registros de Pueblo Nuevo y los de Almandro más San Pedro, encontrándose la recta de ajuste mostrada en la figura 3.2. Dichos volúmenes mensuales generados a partir de la correlación anual, tiene una diferencia muy pequeña del orden del 10%.

Gastos Máximos Anuales Registrados

Para el cálculo de los gastos máximos anuales se procedió bajo dos consideraciones:

- a) Se sumaron los gastos instantáneos (máximos anuales) de las estaciones de Almandro y San Pedro, sin considerar su decaimiento en el tiempo.
- b) Se sumaron los gastos instantáneos máximos de la estación Almandro, con los correspondientes más cercanos en el tiempo de la estación San Pedro.

En la tabla 5, se muestran los resultados.

Avenidas Máximas Registradas

Las avenidas máximas registradas que se han presentado desde que operan las estaciones hidrométricas son:

FECHA	GASTO MAXIMO	VOLUMEN
9 al 11 nov/71	1485 m ³ /seg.	111.54 x 10 ⁶ m ³
18 al 23 sep/74 (máxima registrada)	2666 m ³ /seg.	393.78 x 10 ⁶ m ³

GASTOS MAXIMOS REGISTRADOS

ALMANDRO - SAN PEDRO (m³/seg.)

CONSIDERACION

	a	b
1965	826	826
1966	1 438	1 438
1967	1 859	1 730
1968	1 162	1 046
1969	1 443	1 443
1970	1 132	1 028
1971	1 485	1 485
1972	646	646
1973		
1974	2 666	2 666
1975	1 904	1 904
1976	1 006	791

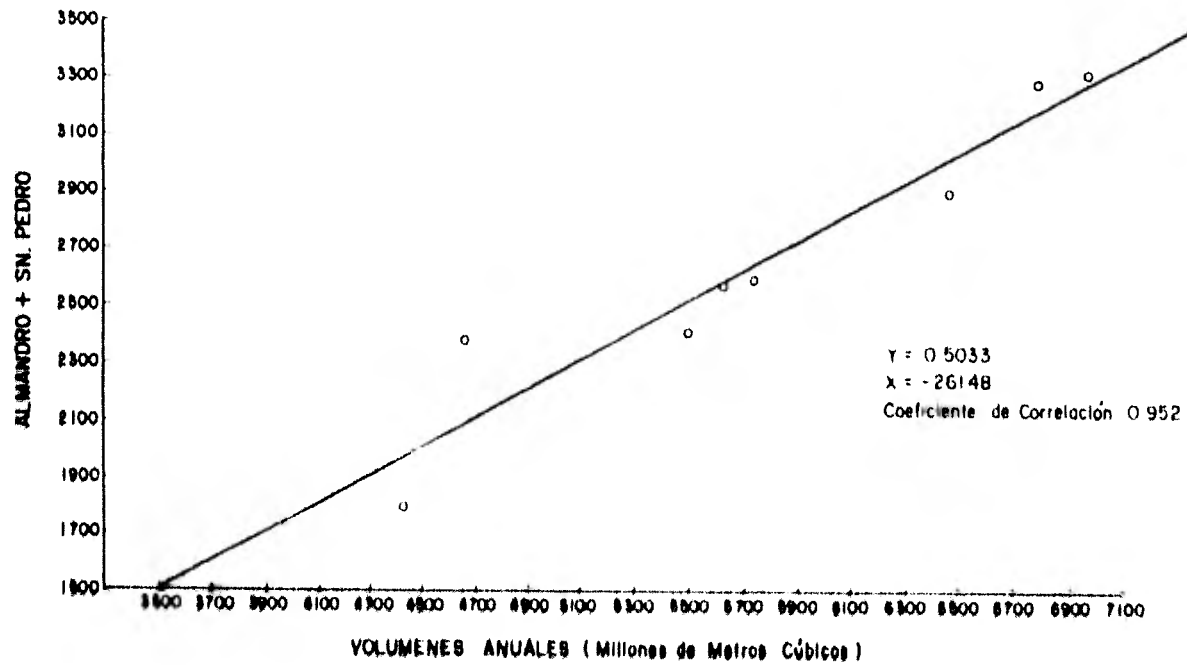
- a) Sin considerar el defasamiento en el tiempo
b) Gastos máximos coincidentes.

TABLA 5.

P.H. ITZANTUN

CORRELACION ANUAL

ALMANDRO + SAN PEDRO - PUEBLO NUEVO



PUEBLO NUEVO

Fig 3 2

a) Climatología

En la cuenca propio del aprovechamiento se cuenta con seis estaciones climatológicas.

Con el método de los polígonos de Thiessen se calculó la precipitación media anual en la cuenca de Itzantún.

Se tomaron como referencia para tal efecto las siguientes estaciones:

Simojovel (3), Almandro (2), Rayón (1), Guaquitepec (6), Chenalhe (5) y Los Arcos (4), correspondiendo las áreas de influencia para cada estación las mostradas en la figura 3.3, obteniéndose la precipitación media anual = 1,812 mm.

Con el mismo método se calculó la precipitación media anual para la cuenca del río Tacotalpa hasta la estación Pueblo Nuevo, tomando en cuenta a las estaciones:

Pueblo Nuevo (1), Tapilulapa (2), Teapa(3), Chapultenango (4), Simojovel (5), Almandro (6), Guaquitepec (7), Chenalhe (8) y Los Arcos (9).

Las áreas de influencia para cada estación se presenta en la figura 3.4, obteniéndose la precipitación media anual = 2,541 mm.



POLIGONOS DE THIESSEN

AREAS EN Km²

A1 = 4450

A2 = 2950

A3 = 5040

A4 = 2530

A5 = 3670

A6 = 7160

2 5900

CUENCA RIO TACOTALPA

(Hasta Boquilla Itzantun)

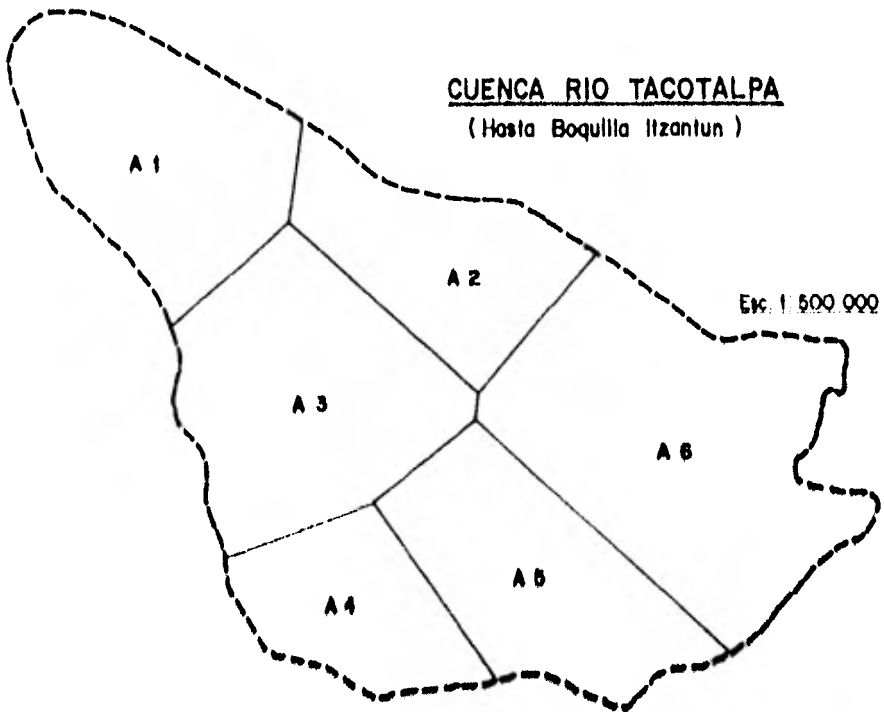
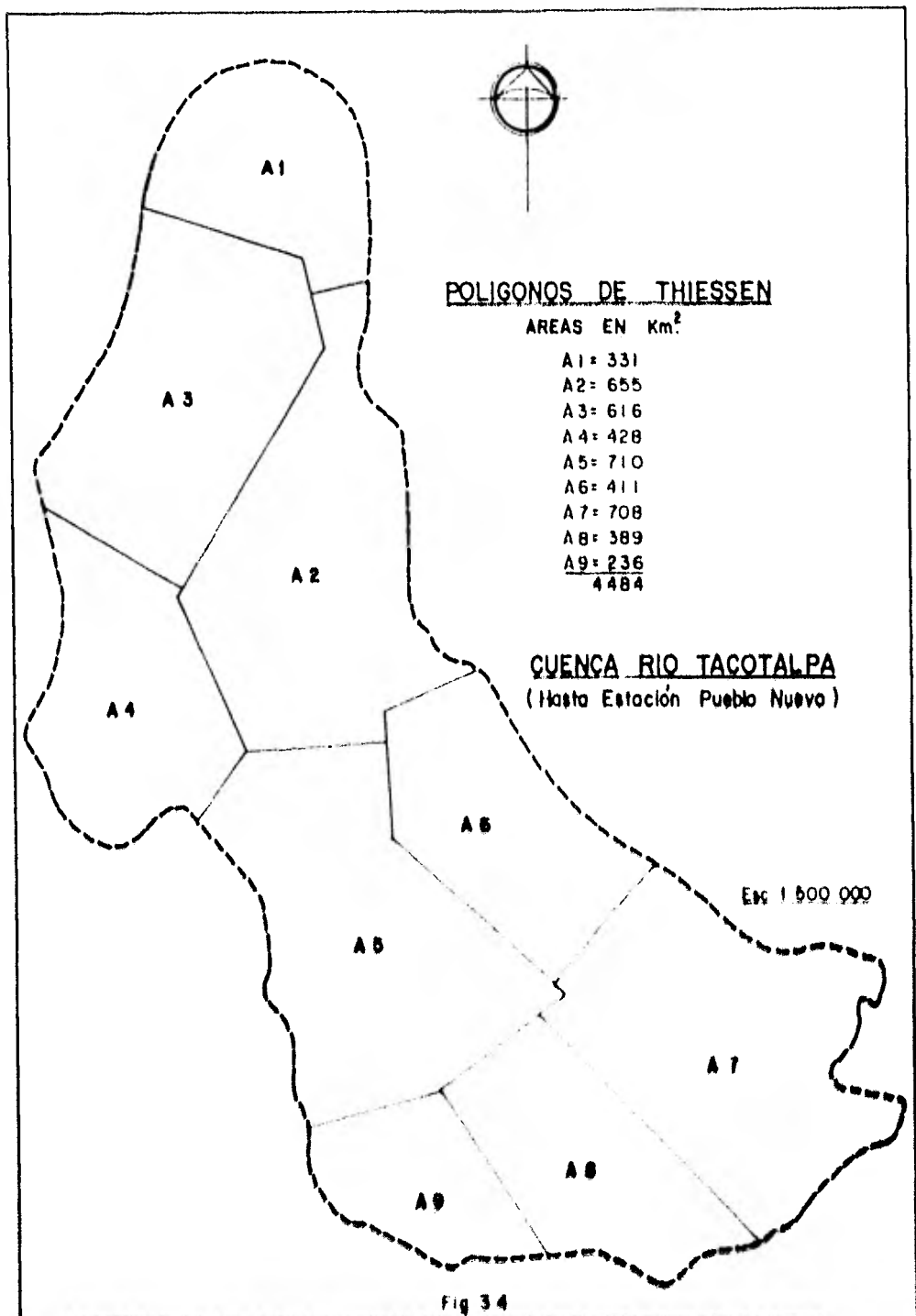


Fig 3.3

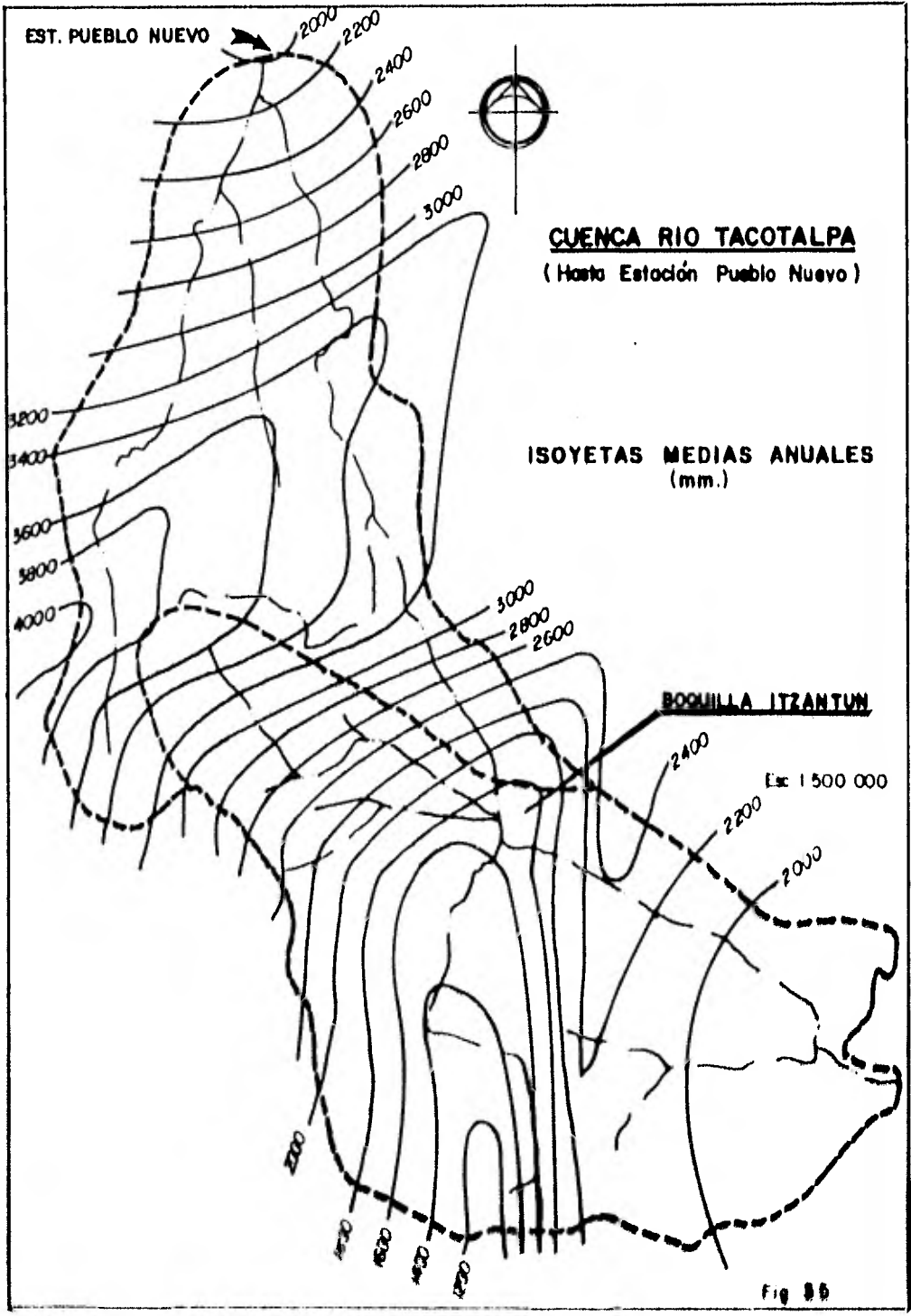


Además, se calcularon las precipitaciones medias anuales en base al método de las isoyetas, considerando únicamente la precipitación media anual en cada estación, obteniéndose:

Precipitación media anual ITZANTUN = 1780 mm

Precipitación media anual hasta Pueblo Nuevo = 2537 mm.

Resulta que son congruentes con el procedimiento de polígonos de Thiessen. En la figura 3.5 se presentan las isoyetas calculadas.



	CUENCA ITZANTUN	CUENCA PUEBLO NUEVO
PRECIPITACION MEDIA ANUAL	1,812 mm.	2,541 mm.
AREA DE LA CUENCA	2,590 km ²	4,484 km ²
ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL	2,669.9 x 10 ⁶ m ³	5,579.0 x 10 ⁶ m ³
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	0.56	0.49
ESCURRIMIENTO UNITARIO	1.03 x 10 ⁶ m ³ /km ²	1.25 x 10 ⁶ m ³ /km ²

EVAPORACION NETA MEDIA (MM)

ENERO	32.67
FEBRERO	51.97
MARZO	91.86
ABRIL	92.08
MAYO	66.37
JUNIO	10.47
JULIO	10.00
AGOSTO	20.12
SEPTIEMBRE	42.99
OCTUBRE	28.31
NOVIEMBRE	8.72
DICIEMBRE	28.01
ANUAL	259.77

Calculada como: $EN = 0.7 (EV) - (1-CE) LL$

DONDE EN = Evaporación Neta
 EV = Evaporación Media Anual
 CE = Coeficiente de Escurrimiento
 LL = Precipitación

II. DETERMINACION DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE PARA LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

El vertedor del Proyecto Hidroeléctrico Itzantún será controlado y constará de dos canales en túnel en la margen derecha de 10.50 de diámetro. El cimacio estará a la elevación 421.40 msnm y tendrá una longitud de cresta de 21 m cada uno (42 en total).

El estudio de la avenida máxima probable contiene:

- a) Selección de tormentas
- b) Esguerramiento directo
- c) Histograma de precipitación efectiva
- d) Hidrograma unitario instantáneo (HUI)
- e) Avenida de diseño

a) Selección de Tormentas

La selección de tormentas se llevó a cabo tomando en consideración las fechas de las tormentas máximas ocurridas en la cuenca y teniendo como base los hidrogramas registrados en las estaciones de aforo San Pedro y Almandro. Se hizo un análisis procurando que los picos de los hidrogramas coincidieran en las estaciones de aforos, seleccionando las siguientes fechas.

9 al 11 de noviembre de 1971

18 al 23 de noviembre de 1974

Esta última tormenta es la máxima ocurrida en la zona, teniendo el día 19 de noviembre su precipitación mayor.

b) Escorrentamiento Directo

Con base en los hidrogramas producidos por las tormentas máximas, se separaron los escorrentamientos directo y base con el siguiente criterio:

- Se traza una línea horizontal en el punto en donde la curva empieza a ascender, hasta el pico de la misma.
- Para determinar el número de días después del pico, se utiliza la siguiente expresión:

$$A^{0.2}$$

donde: A = Area de la cuenca en millas.

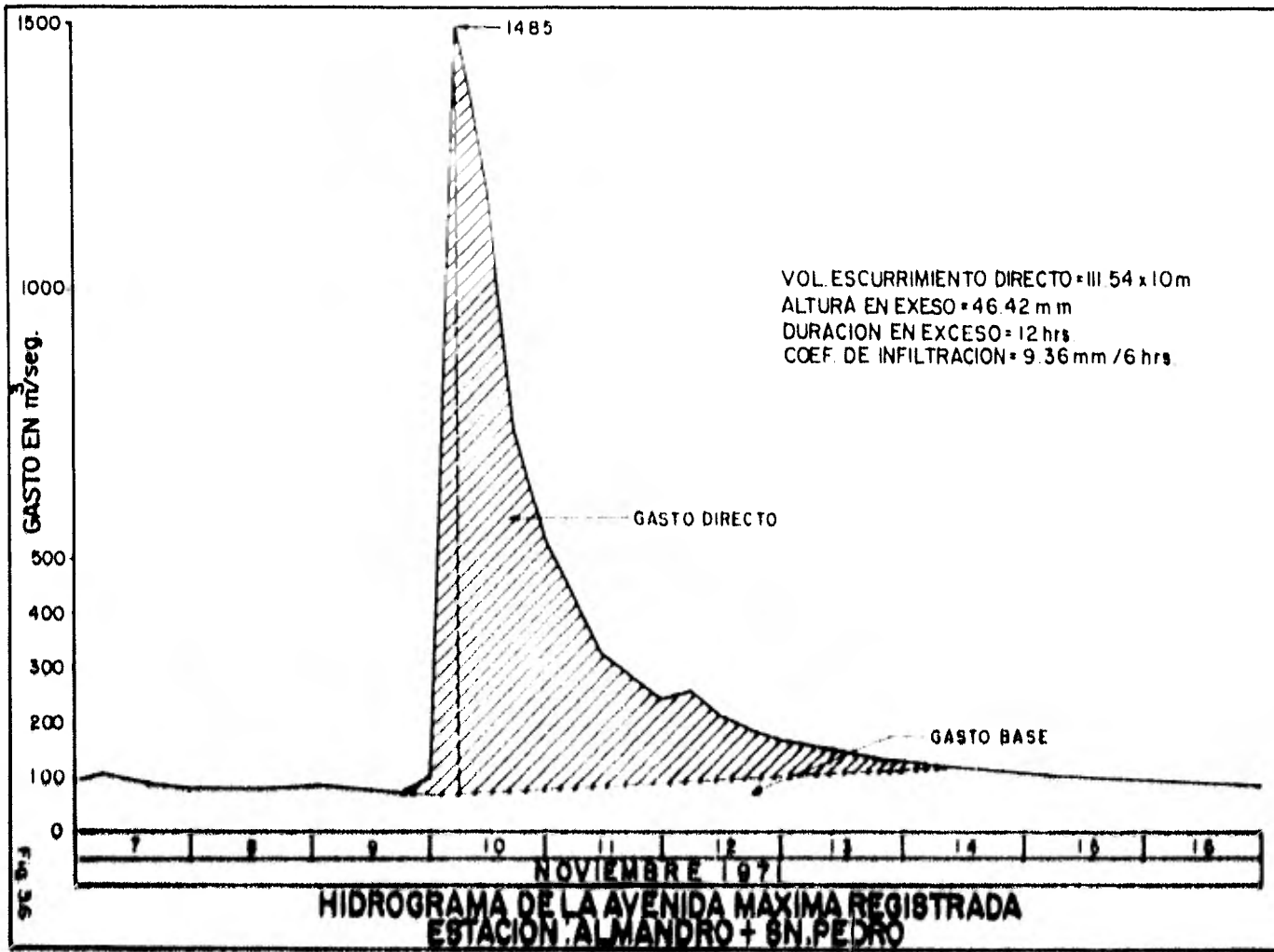
A partir del pico se cuentan los días dados con la expresión anterior y se prolonga la línea, teniéndose el escorrentamiento directo total. En las figuras 3.6 y 3.7 se muestran los resultados.

c) Hietograma de Precipitación Efectiva

En la estación climatológica Cuaquitepec, es donde se han registrado las precipitaciones más intensas y por consiguiente los centros de las tormentas máximas registradas.

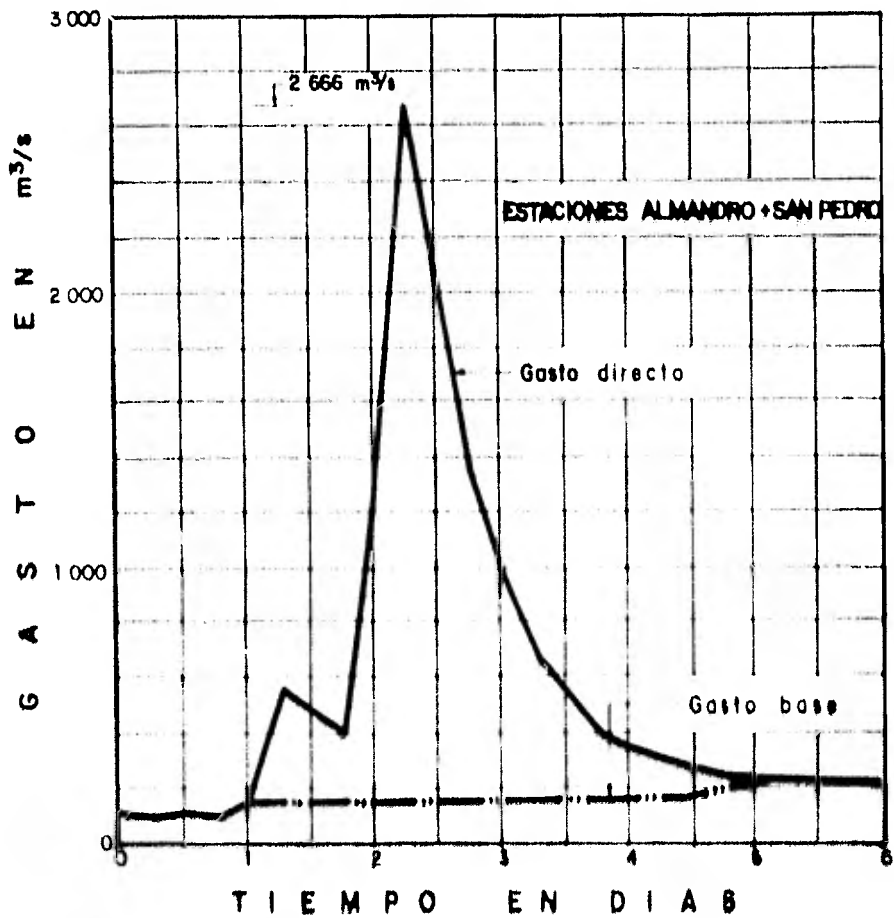
Se determinaron con base en los datos de pluviómetro, isoyetas medias diarias para todos los días considerados en el estudio.

En las estaciones consideradas, ninguna cuenta con pluviógrafo, lo cual originó que se analizaran las estaciones -



AVENIDA MAXIMA REGISTRADA

(Septiembre 1974)



Volumen de escurrimiento directo	222 35 x 10 ⁶ m ³
Allura en exceso	92 53 mm
Duración en exceso	42 hrs
Coefficiente de filtración	3 56 mm / 6 hrs

Fig. 37

cercanas a la cuenca, seleccionándose la estación "Peñitas", localizada aproximadamente a 90 km medidos en línea recta - del sitio.

En el P.H. Itzantún se procedió a determinar la curva masa para las tormentas en estudio, se distribuyó la precipitación cada 6 horas y se obtuvieron los porcentajes respecto a su peso.

El índice de infiltración ϕ se supuso constante durante la duración de la tormenta, en las figuras 3.8 y 3.9 se muestran los hietogramas resultantes.

d) Hidrograma Unitario Instantáneo

El cálculo del hidrograma unitario instantáneo se realizó de acuerdo con el método propuesto por Eagleson, que asegura el mínimo error cuadrático entre los hidrogramas observados y los estimados por medio de H.U.I.

Las ecuaciones utilizadas son las siguientes:

$$\phi P_G (J-1) = \sum_{k=1}^J h(k) \phi pp (J-k), J = 1$$

en donde:

$$\phi pp (J) = \sum_{M=1}^J p(M) P(M+J), J \text{ entera}$$

es la autocorrelación de las lluvias y

$$\phi P_G (V) = \sum_{k=1}^V P(k) G(k+V), V \text{ entera}$$

es la correlación cruzada entre las lluvias y los escurrimientos.

HIETOGRAMA DE LA TORMENTA DEL 9 al 11 NOVIEMBRE 1971

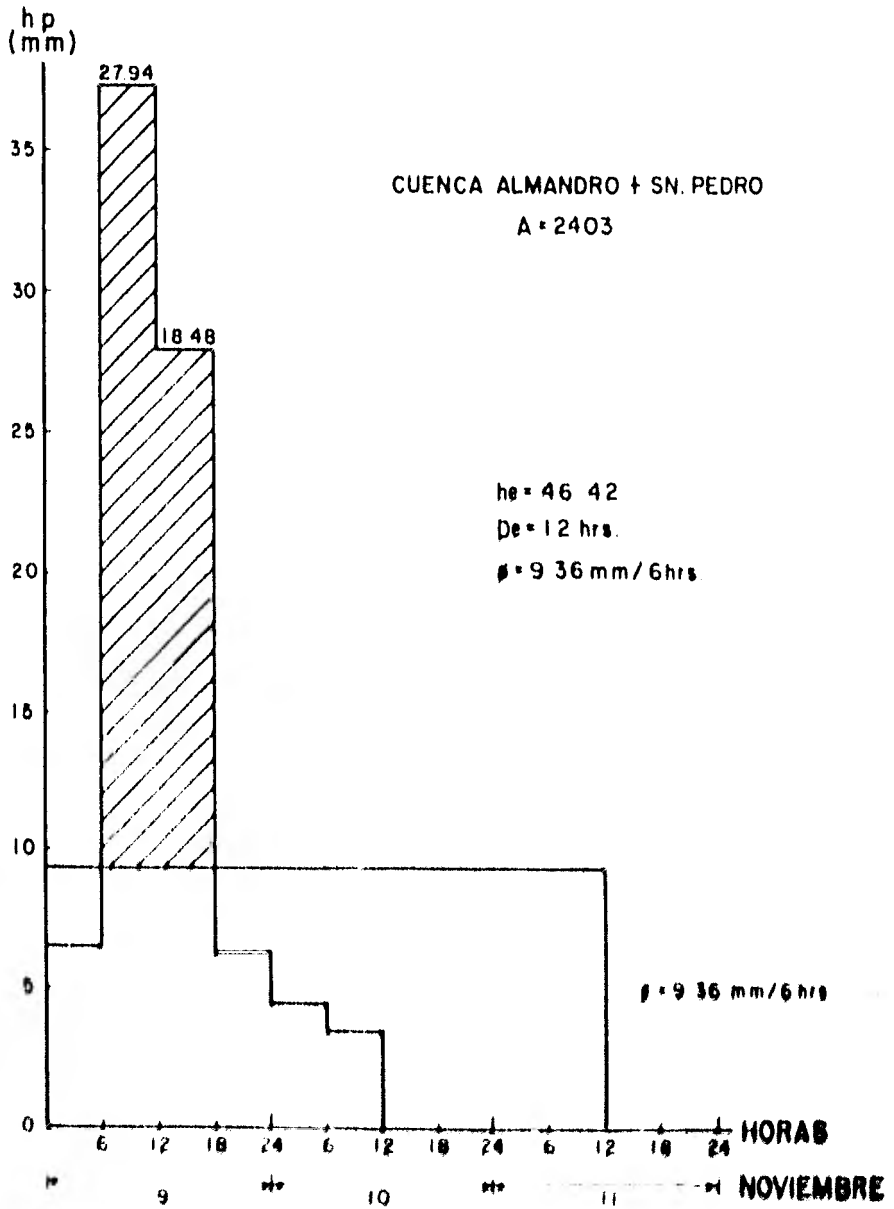


Fig 38

HIETOGRAMA DE LA CUENCA (ALMANDRO + SN. PEDRO)

A = 2403 K.m.² SEPTIEMBRE 1974

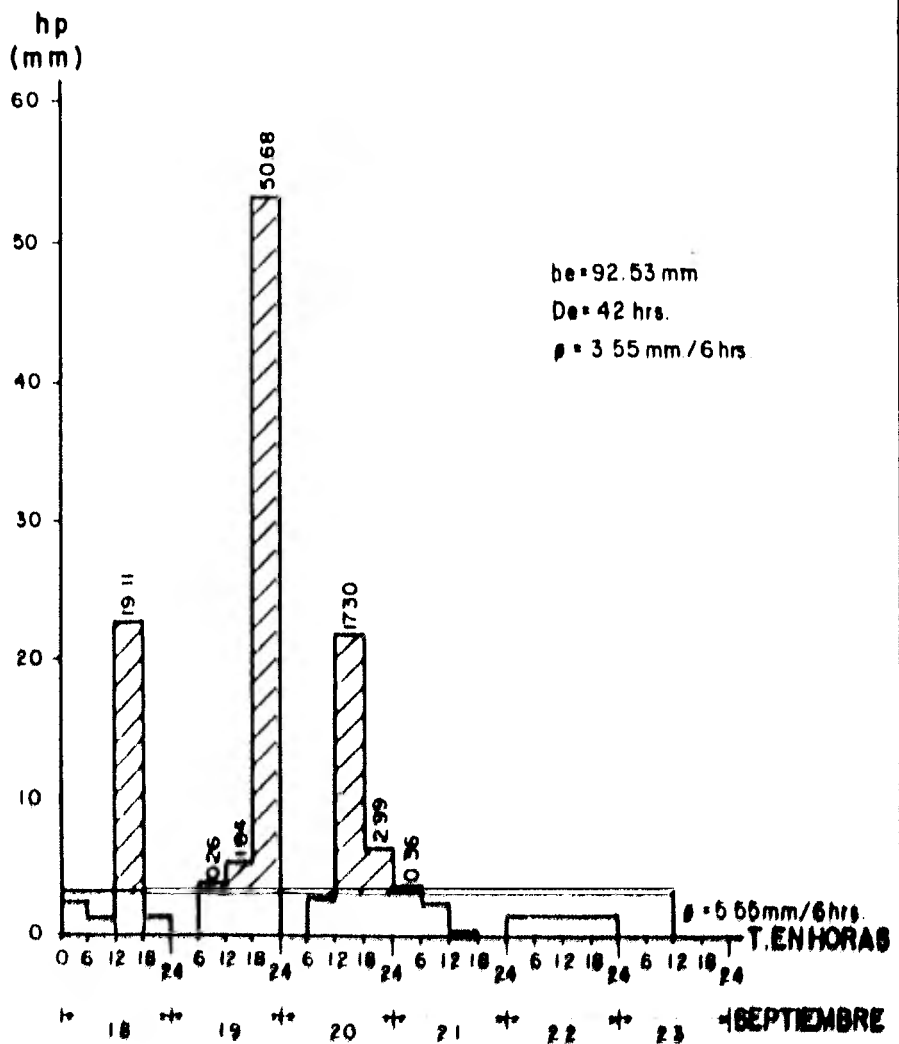


Fig 39

El Instituto de Ingeniería de la UNAM, elaboró un programa de computadora que resuelve el sistema de ecuaciones anteriores, el que fue proporcionado para determinar el H.U.I. en Itzantún.

Al aplicar las ecuaciones anteriores, se obtuvieron para cada tormenta los H.U.I. que aparecen en las figuras 3.10 y 3.11 .

Los hidrogramas unitarios presentan inestabilidad, pero tienen una tendencia definida. Apoyándose en dicha tendencia, se estimó el H.U.I. definitivo, (se escogió el que se obtiene con la tormenta de 1971) y se muestra en la figura 3.12.

Para comprobar la correlación del H.U.I. definitivo, se simuló el hidrograma de escurrimiento directo que genera el unitario, al aplicarse a las lluvias de las tormentas consideradas y se comparó con el hidrograma de escurrimiento directo estimado de las mediciones citadas. Para la tormenta que produce el hidrograma de noviembre de 1971, el error es nulo y en la de septiembre de 1974, los resultados se muestran en la figura 8.

e) Avenida de Diseño

Para obtener la avenida máxima probable en la cuenca de Itzantún, se requiere alimentar al H.U.I. con la precipita

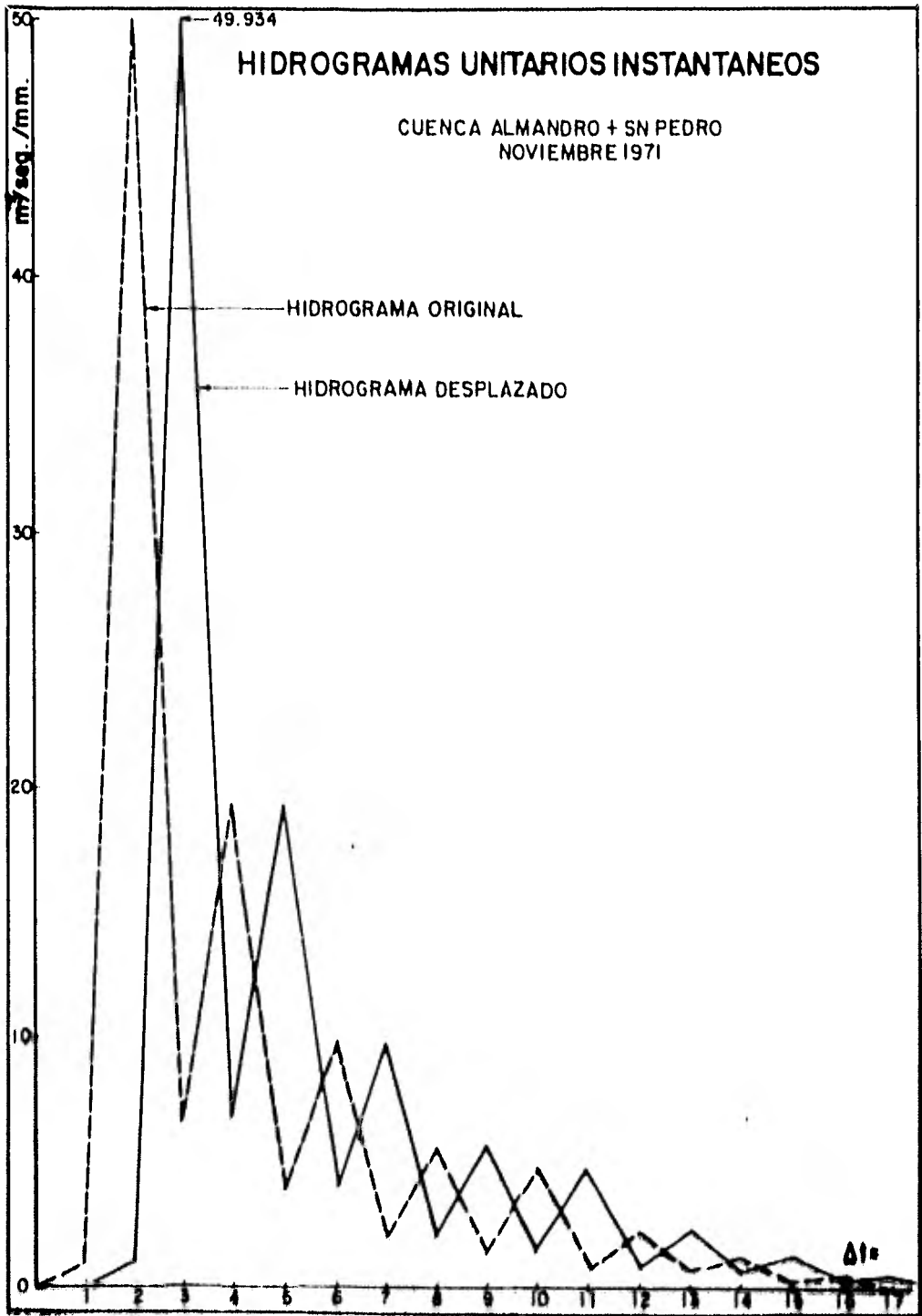


Fig 3 10

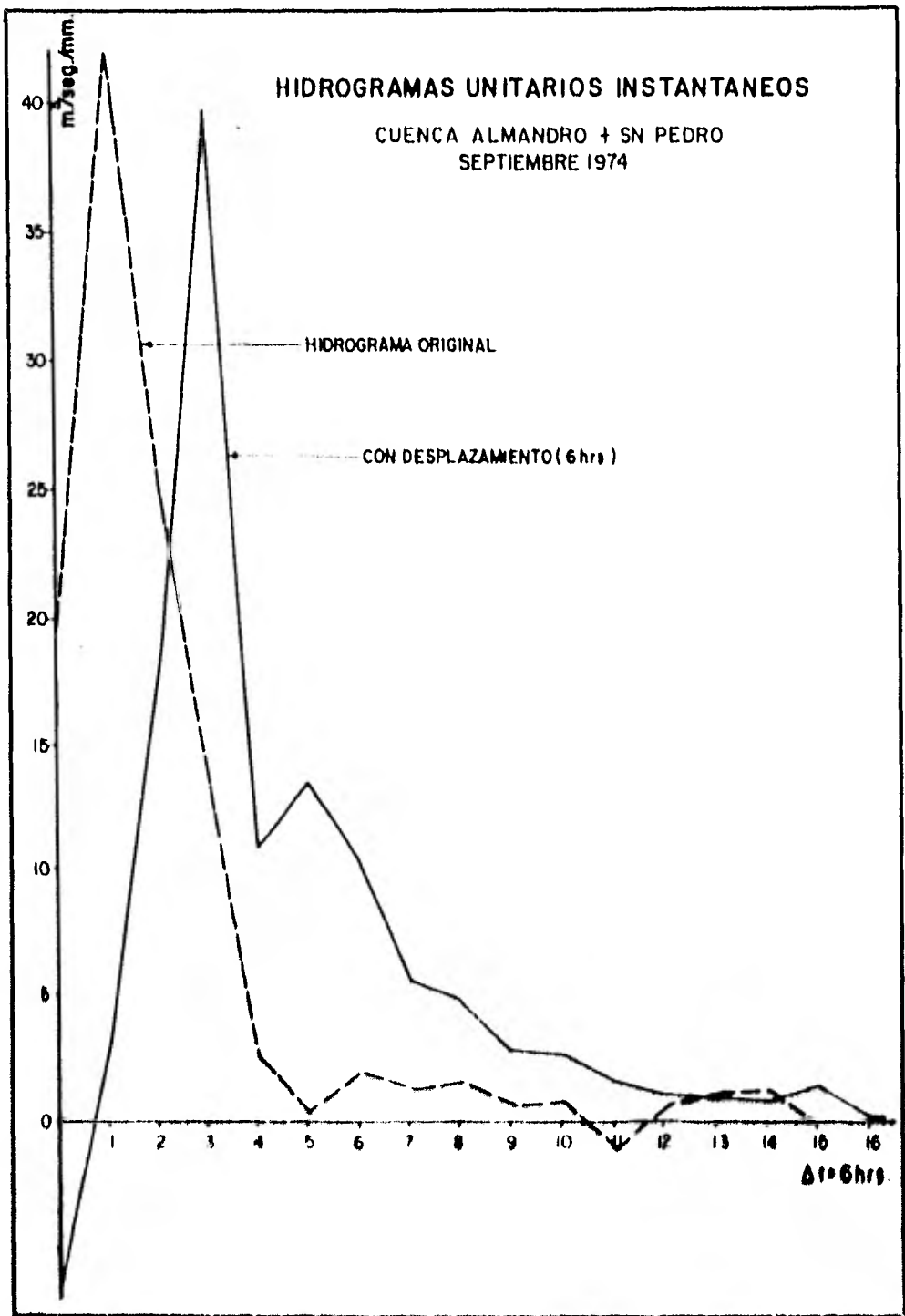


Fig 8.11

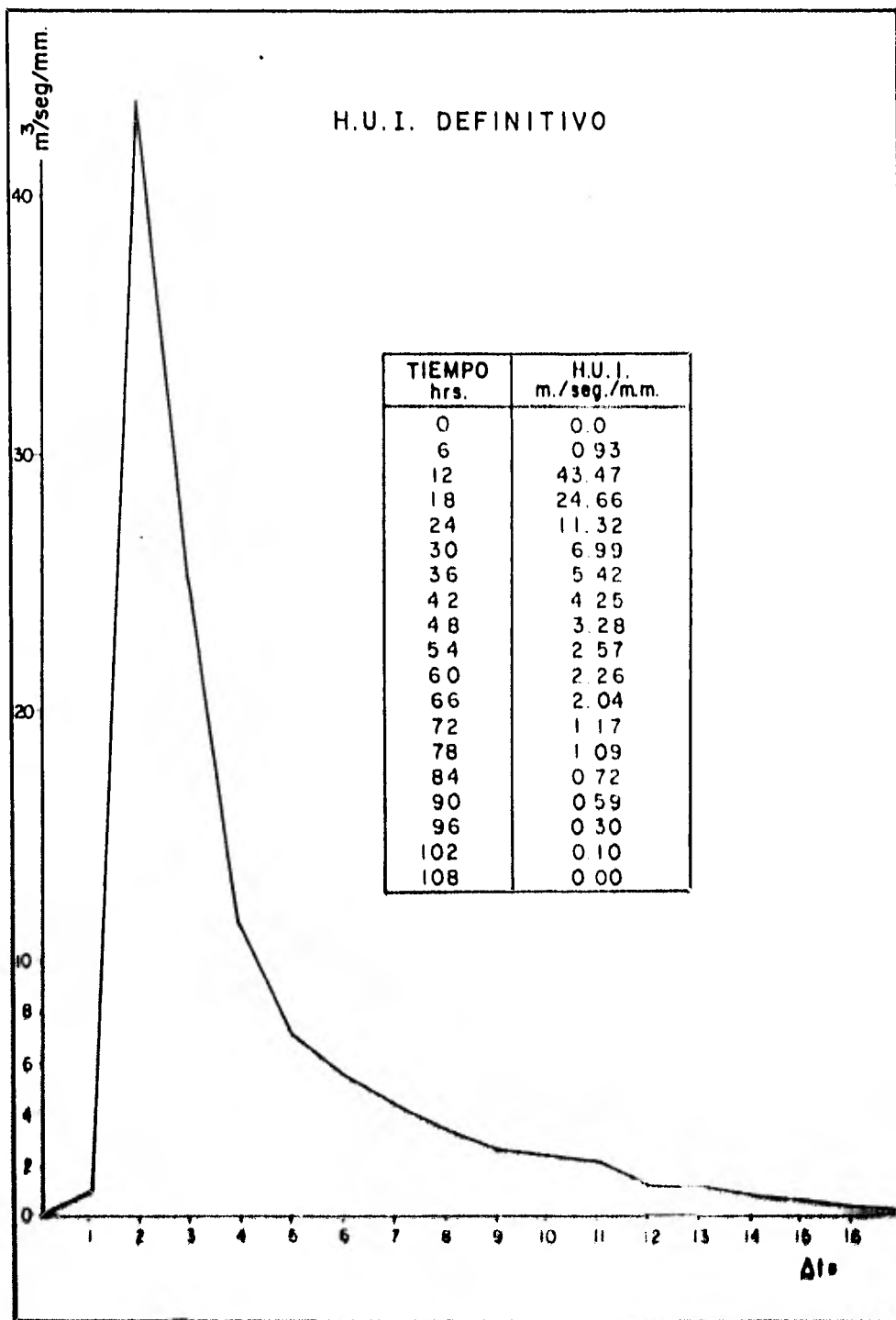


Fig 3 12

ción máxima probable, lo cual producirá la avenida de diseño que puede ocurrir en el sitio estudiado.

Para determinar la tormenta de diseño, se analizaron diversos fenómenos meteorológicos.

Con el asesoramiento del Instituto de Ingeniería se analizaron diversos ciclones ocurridos en los Estados Unidos, con el objeto de transponerlos a la cuenca y determinar si es razonable suponer que ciclones semejantes ocurrieran en la cuenca.

Se determinó que el ciclón "Bebé" ocurrido en junio de 1936, por ser de corta duración, se aplicará a la cuenca de Itzantún y 4 días después el ciclón "Beulah", ocurrido en septiembre de 1967.

En la precipitación acumulada obtenida de las curvas h_p-A-d de los ciclones se tiene que para el ciclón "Bebé" los intervalos de tiempo son cada 6 horas, mientras que para el ciclón "Beulah" cada 24 horas, lo cual originó que se distribuyeran cada 6 horas con base a la suma de porcentaje de lluvia, multiplicadas por la precipitación total y así obtenerla en el intervalo requerido. De las diversas combinaciones resultantes de los dos ciclones, se obtuvieron los siguientes datos:

Si llegara a ocurrir el ciclón "Beulah".

Duración (hrs)	6	12	18	24	30	36	42	48	54
Hietograma (mm)	42	43.2	57.5	66	71.3	74	124	74.4	49.6

Si ocurriera el ciclón "Bebé".

Duración (hrs)	6	12	18	24	30	36	42
Hietograma (mm)	14	29	29	39	49	54	214

El índice de infiltración \emptyset se determinó de acuerdo con las recomendaciones del Instituto de Ingeniería, el cual propuso que se adoptara una retención constante durante la tormenta, llegándose a la conclusión que debería utilizarse un coeficiente de infiltración $\emptyset = 1$ mm/hora.

Considerando el hidrograma unitario instantáneo (figura 7) y la altura de precipitación efectiva, se calcularon los hidrogramas producidos con diferentes arreglos de precipitación, teniendo en cuenta primero para un ciclón y a continuación uno después de otro. En este último caso, se observa que los hidrogramas resultantes son independientes, esto es que no se cambian, los hidrogramas se muestran en las figuras 11 a 13.

Un resumen de los gastos de pico y volumen de las avenidas máximas probables se presenta en la siguiente tabla.

	Gasto Máximo (m ³ /seg.)	Volumen (10 ⁶ m ³)
CICLON "BEBE"	11,800	1,028.19
CICLON "BELAUCH"	9,200	1,446.35
SEMENVOLVENTE "BELAUCH" Y "BEBE"	11,800	2,474.54

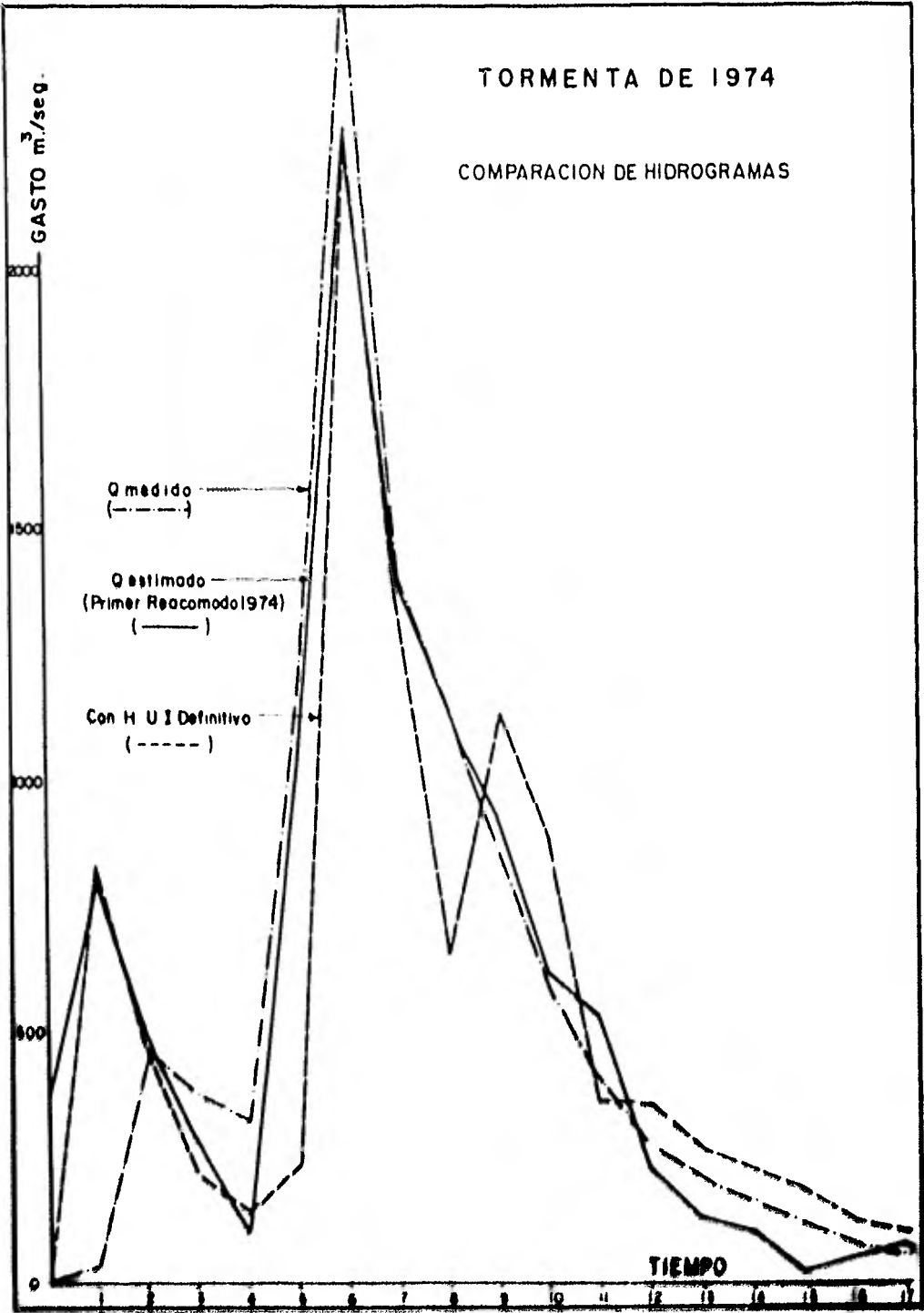
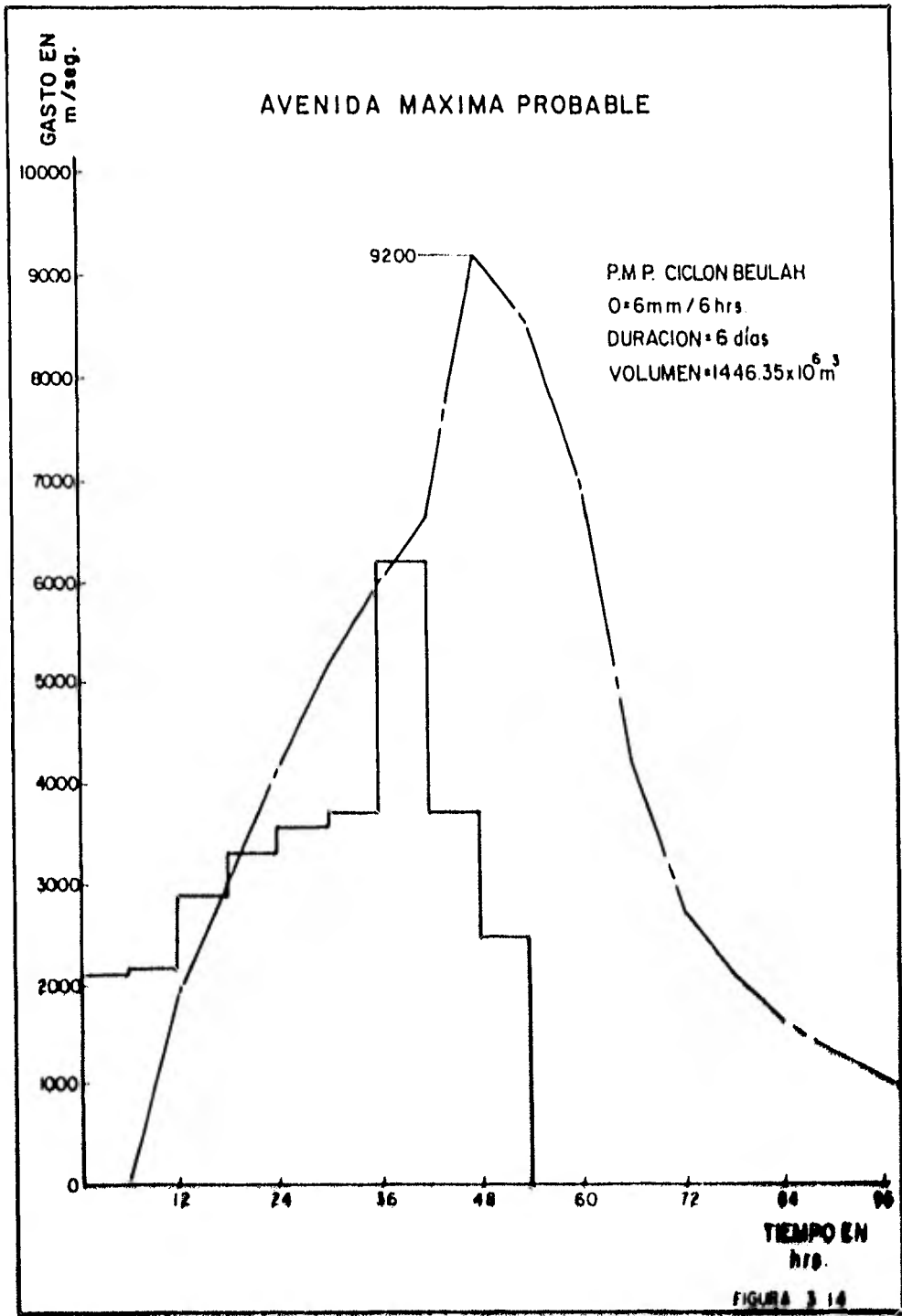


Fig 9.19



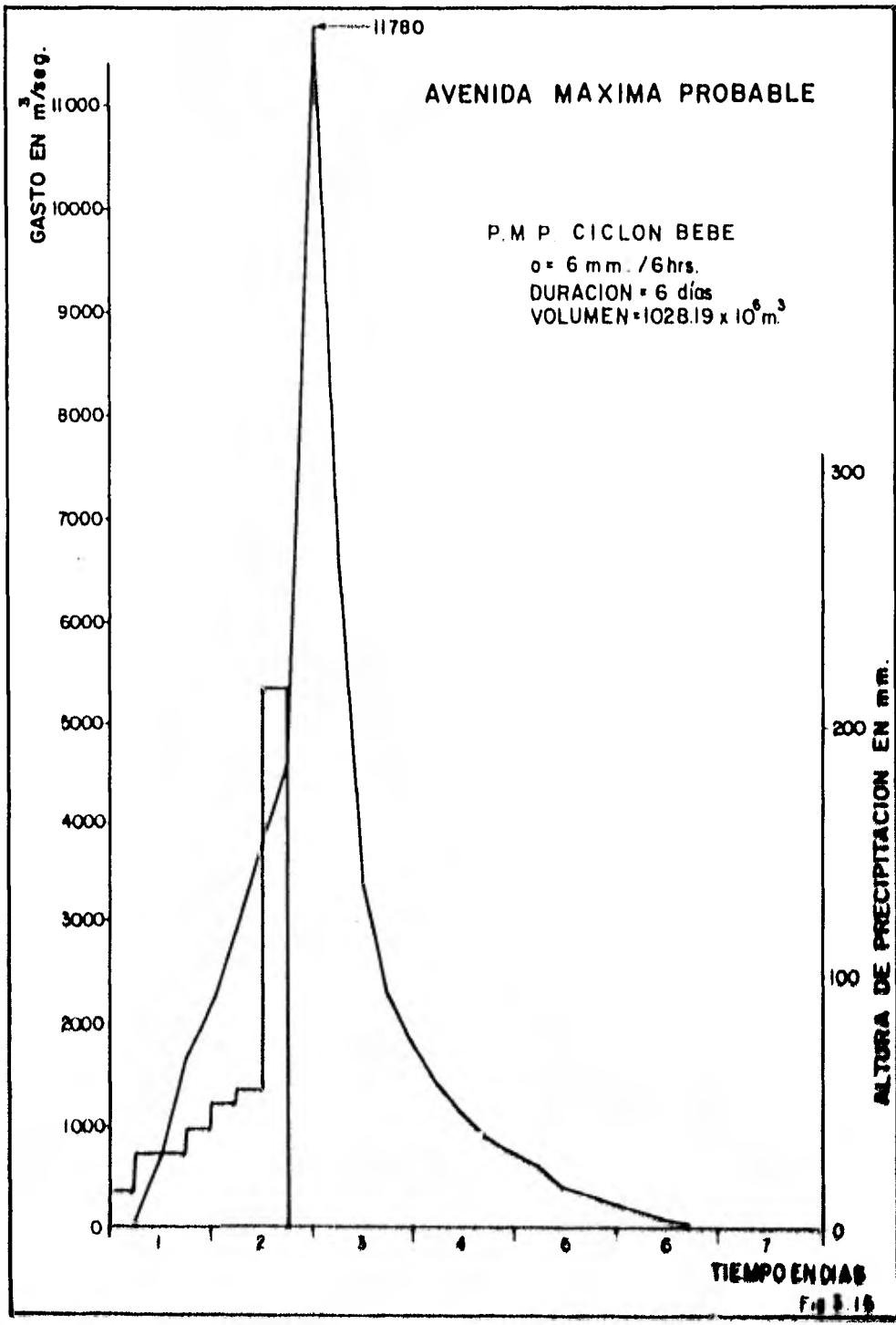


Fig. 3.19

AVENIDA MAXIMA PROBABLE (PMF)

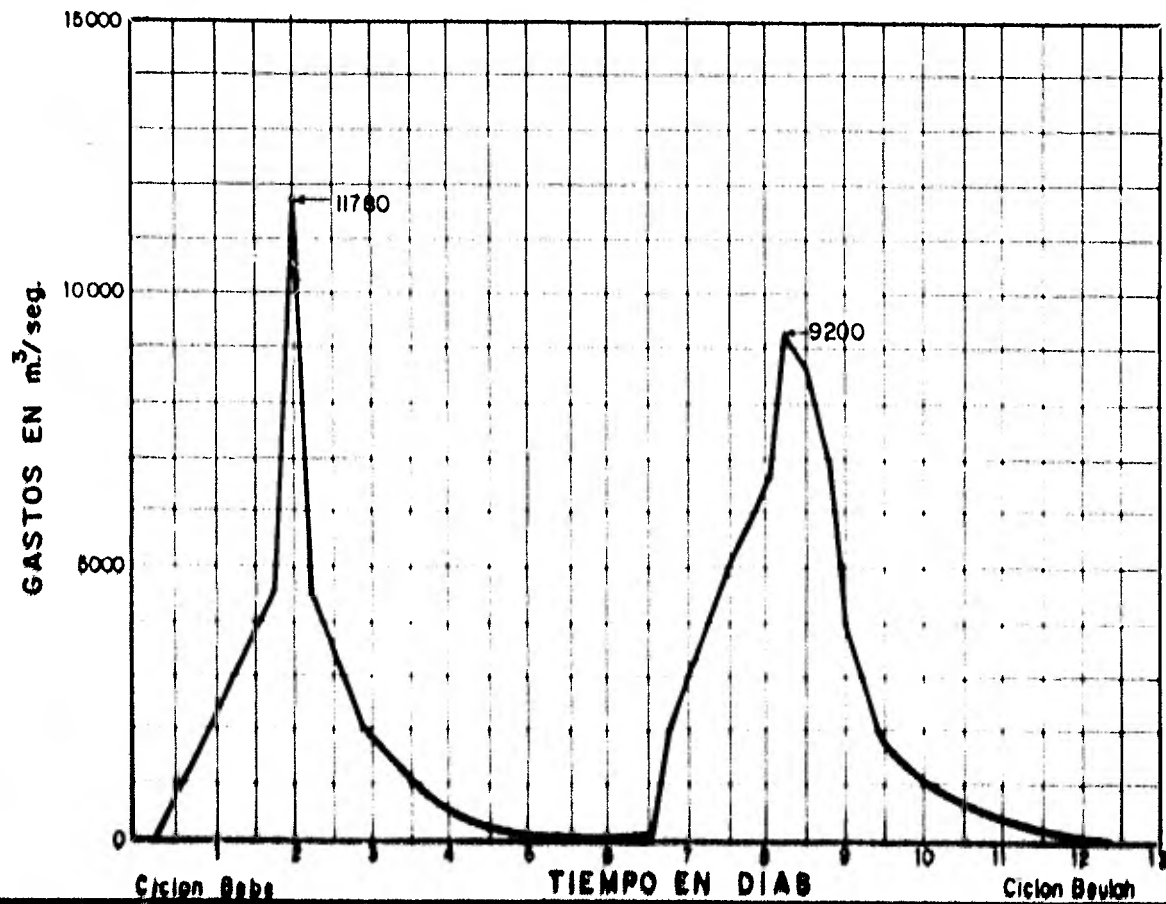


Fig 3 18

Después de discutir los resultados con el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se decidió adoptar como gasto máximo de diseño el valor de $11\ 800\ \text{m}^3/\text{seg}$, correspondiente a la semi-envolvente "BEBE" y "BELAUH".

III. DETERMINACION DE NIVELES DE EMBALSE

Simulación del Funcionamiento del Vaso con el Registro Histórico

Con el objeto de determinar los niveles de operación del vaso de Itzantún, se realizaron simulaciones de su funcionamiento.

Características del funcionamiento:

- 1) Como el embalse de Itzantún es capaz de almacenar a la elevación 430 msnm, casi tres veces el escurrimiento medio anual, es necesario dejar un lapso de aproximadamente 3 años para llenarlo, de tal suerte que si se intenta efectuar la extracción para generación de energía eléctrica antes de ese tiempo, es difícil que el vaso se recupere y llegue a elevaciones superiores, perdiendo con esto beneficios en años subsiguientes, ya sea efectuar extracciones menores o por perder carga hidráulica.
- 2) Las extracciones se han para dos consideraciones:
 - a) simulación con una extracción variable para las siguientes condiciones:

<u>Elevación entre</u>	<u>Extracción Mensual $\text{m}^3 \times 10^6$</u>
390 y 400	158.33
400 y 410	191.66
410 y 425	223.08
425 o mayor	258.33

- b) La simulación se efectúa mensualmente, extrayendo un volumen mensual constante de 220 millones de metros cúbicos que corresponden al volumen medio anual de 2,643 millones de metros cúbicos aproximadamente.
- 3) La simulación se realizó con los 31 años de registro.
- 4) El nivel medio de desfogue se encuentra a la cota 195 msnm para la alternativa a pie de presa.

Los resultados completos de esta simulación se presentan en las figuras y en ellas se muestran las curvas de frecuencias relativas acumuladas contra elevaciones.

De los resultados se puede concluir lo siguiente:

- El nivel más frecuente se presenta a la elevación 418.50 para ambas condiciones.
- El nivel mínimo alcanzado es 406 para la condición de extracción variable y 405 para la extracción constante.
- La generación media anual es de 1338 GHW para la condición I y 1324 para II.

Simulación del Funcionamiento del Vaso en Base a un Arreglo Aleatorio de los 31 Años del Registro Histórico.

Como las simulaciones con el registro histórico se limitan a considerar una secuencia única de escurrimiento anuales los re-

sultados obtenidos con ese procedimiento no se consideran representativos, pues cabe la posibilidad de que se presenten períodos de secuencias de años más secos o más húmedos. Con el fin de cubrir estos riesgos, se procedió a utilizar un método que permitiera garantizar el correcto funcionamiento del vaso de Itzantún en condiciones desfavorables.

Para efectuar esta simulación del vaso, se partió de las siguientes consideraciones:

- Se realizó para la alternativa de NAMO 430 msnm.
- Se tomaron en cuenta años hidrológicos (de junio de un año a mayo del siguiente, según cuadro 1).
- Se utilizó una subrutina generadora de número aleatorios, mediante la cual se seleccionaron secuencias de 50 años de registro (para el funcionamiento) resultado del arreglo aleatorio de los 31 años del registro histórico.
- Información inicial:
 - a) Se efectuó la simulación para las dos condiciones de extracción que se consideraron para la simulación con el Registro Histórico.
 - b) Nivel medio de desfogue a la cota 61 msnm y 195 msnm.

Con 50 corridas del programa de 50 años cada una, se obtuvieron un total de 2,500 años de funcionamiento.

En las figuras 3.22, 3.23 y 3.24, se muestran las curvas de fre

CURVA DE ELEVACIONES - AREAS - CAPACIDADES

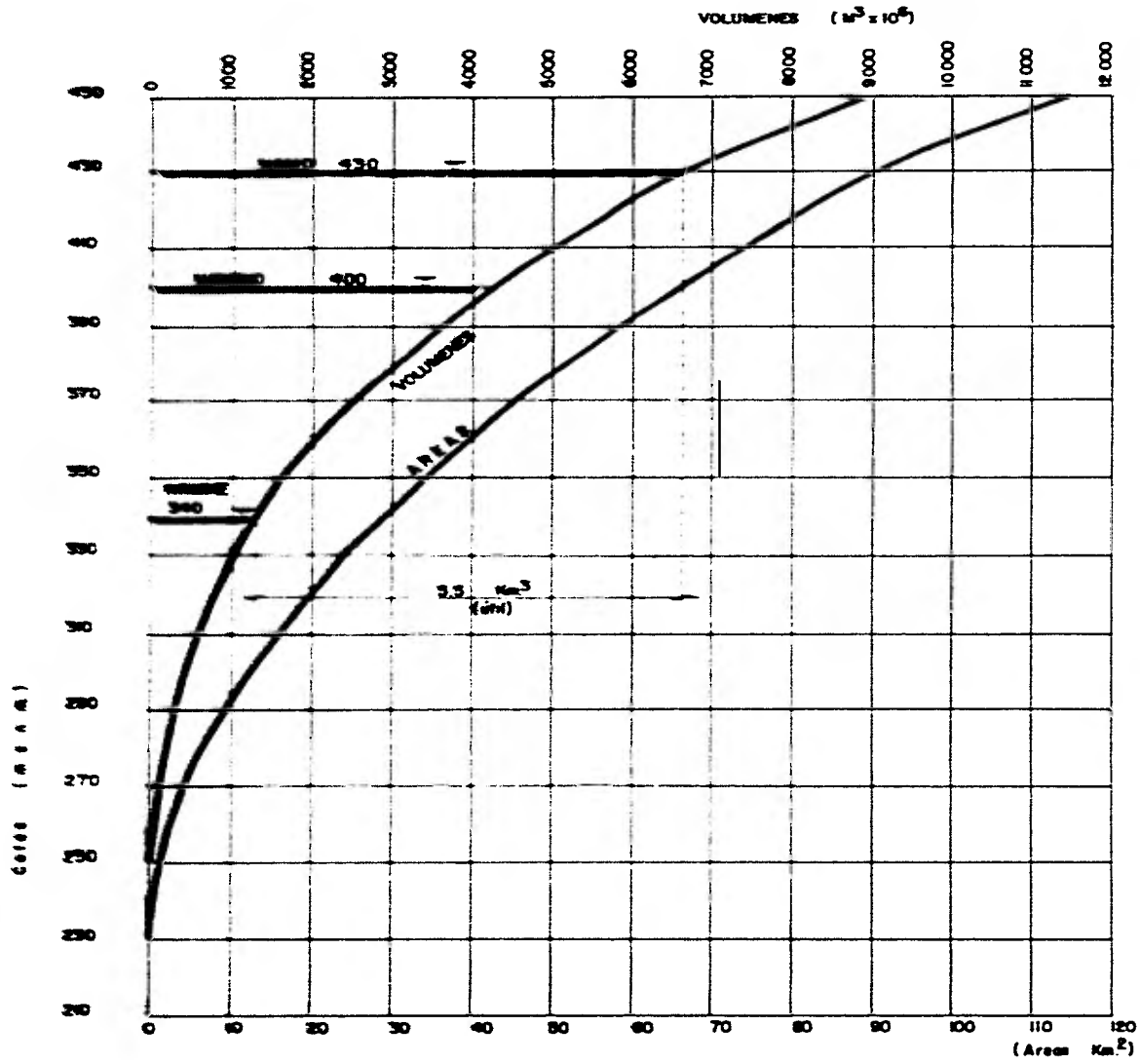


Fig. 3.17

CURVA DE ELEVACIONES - AREAS - CAPACIDADES

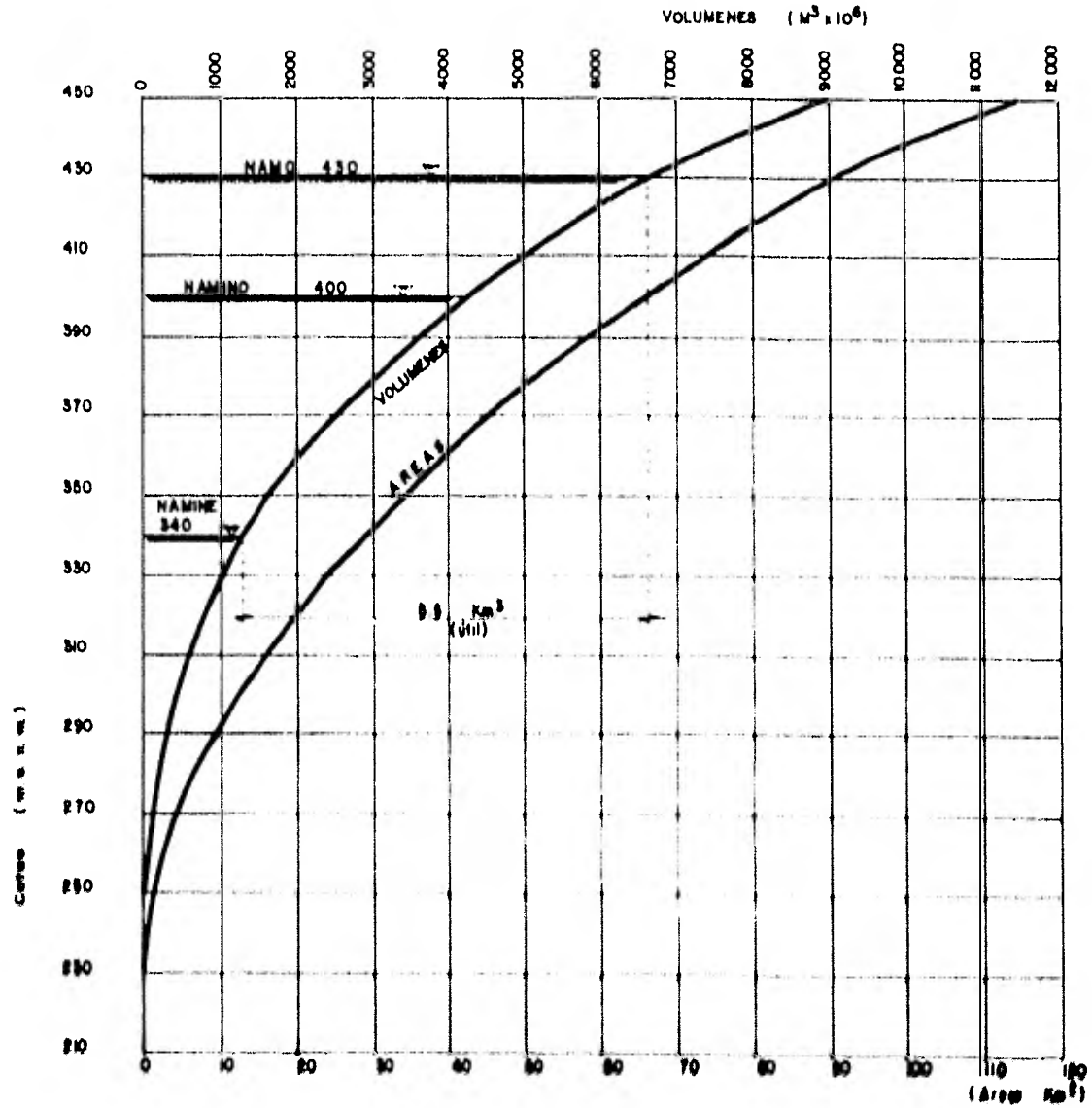


Fig 3 17

CURVA DE ELEVACIONES - AREAS - CAPACIDADES

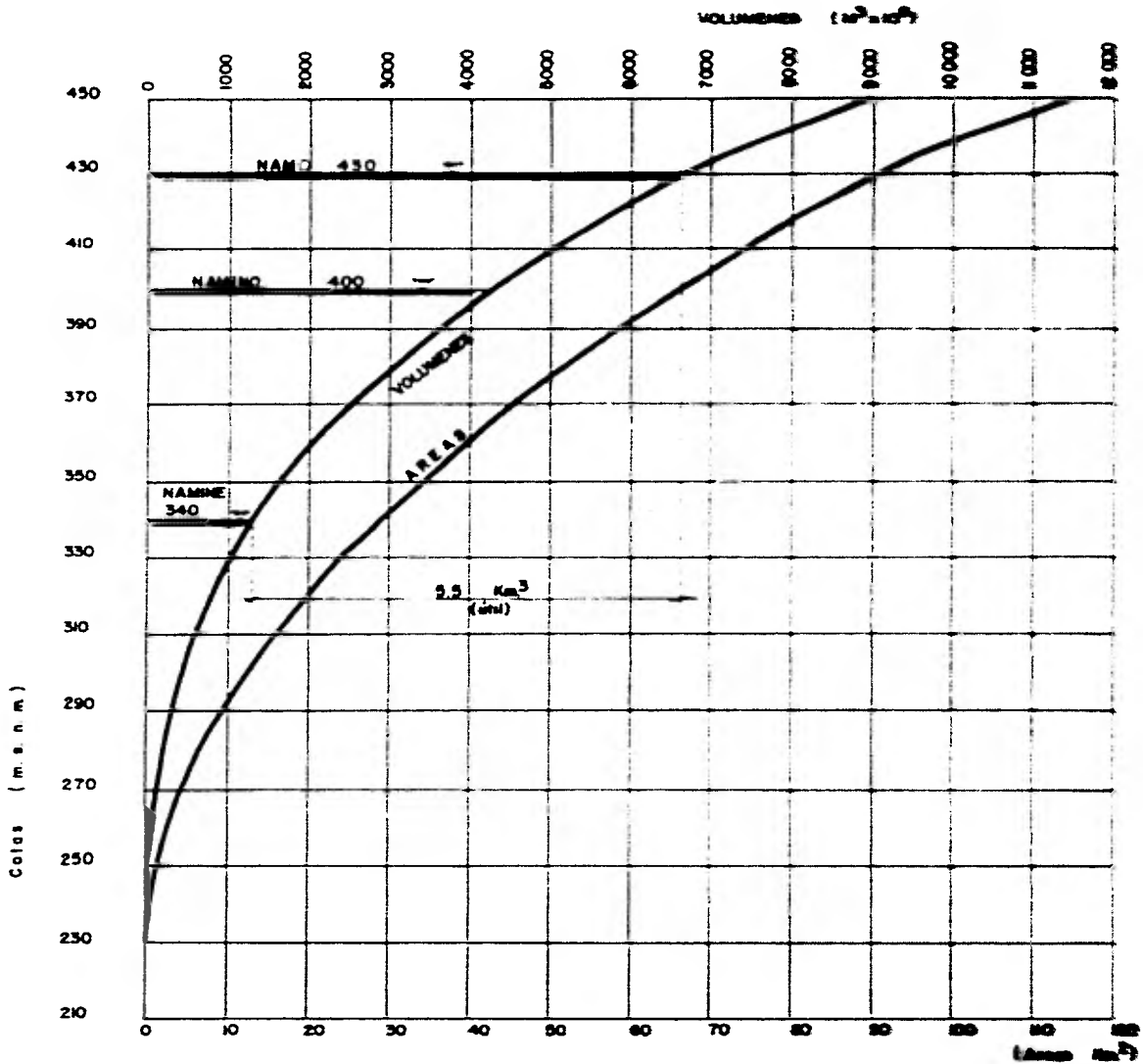


Fig. 317

NAMO 430

NIVEL MAS FRECUENTE 420 m.s.n.m.

ELEVACIONES EN TODO EL FUNCIONAMIENTO

SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO

COMBINACION ALEATORIA DEL REGISTRO HISTORICO

EXTRACCION CONSTANTE

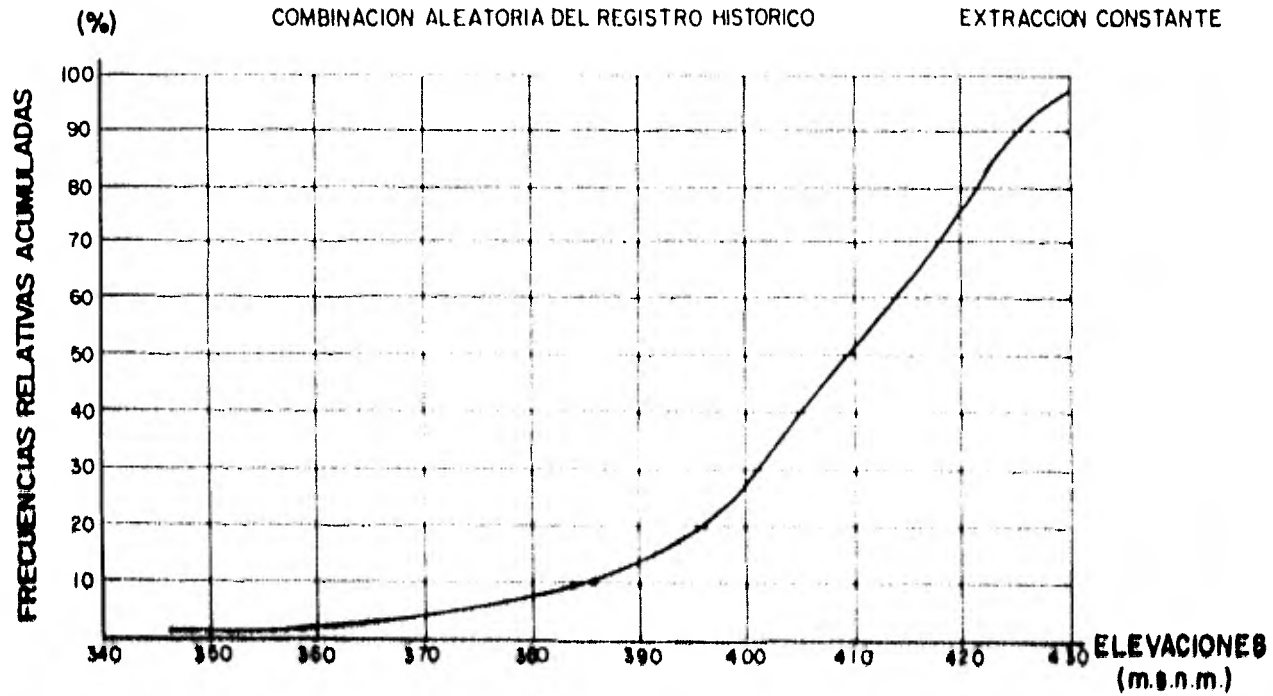
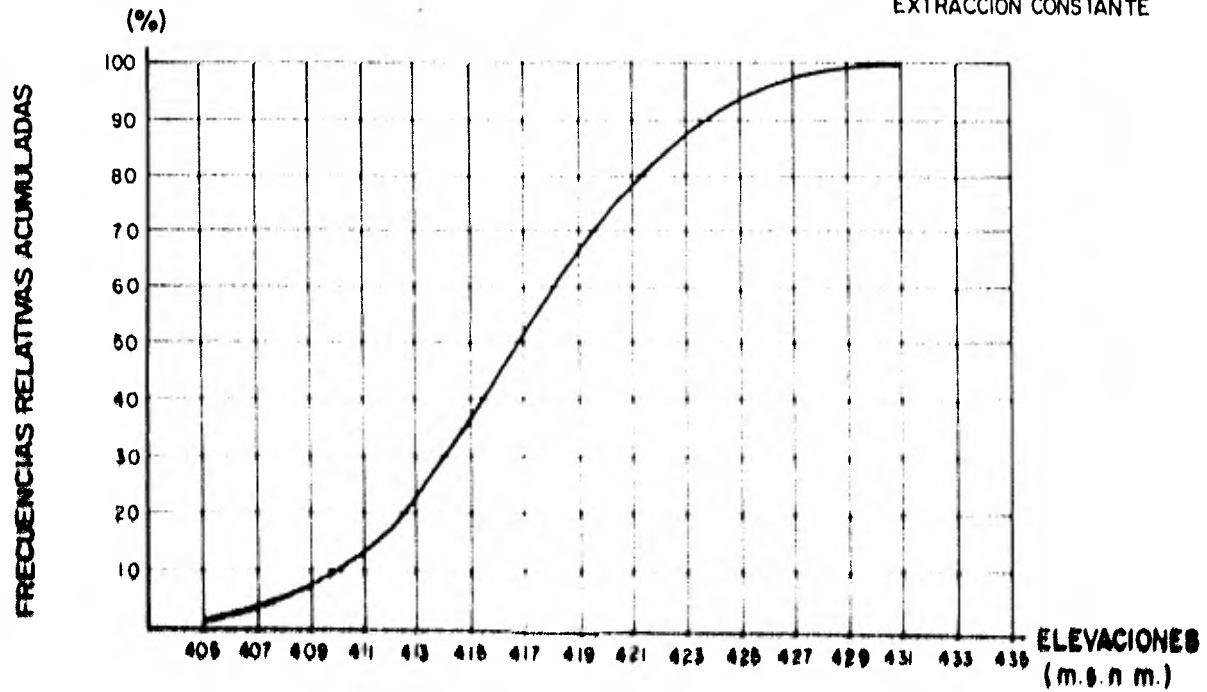


Fig 3 20

NAMO 430

ELEVACIONES EN TODO EL FUNCIONAMIENTO
SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO
CON EL REGISTRO HISTORICO

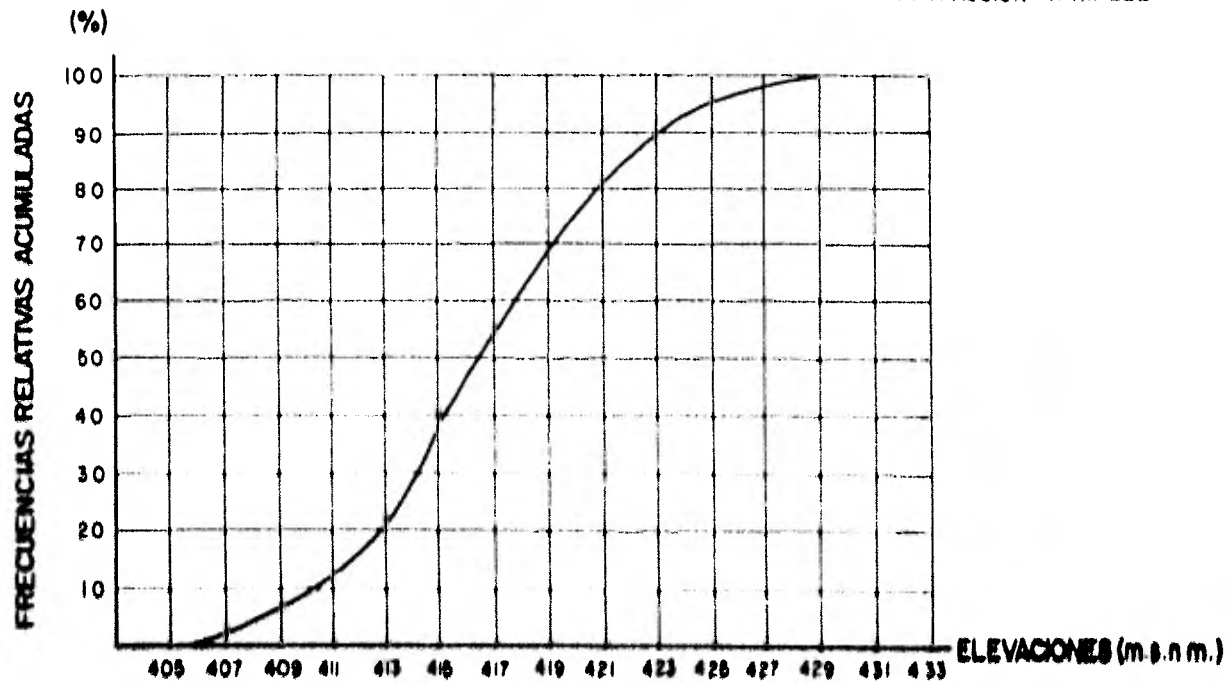
EXTRACCION CONSTANTE



NAMO 430

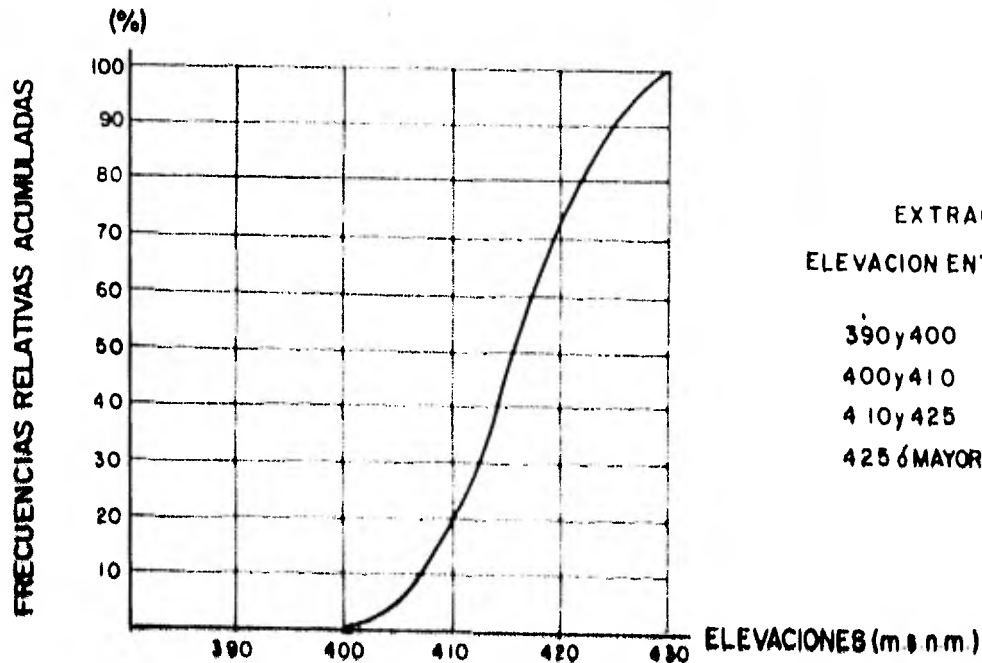
ELEVACIONES EN TODO EL FUNCIONAMIENTO
SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO
CON EL REGISTRO HISTORICO

EXTRACCION VARIABLE



NAMO 430

ELEVACIONES EN TODO EL FUNCIONAMIENTO
SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DEL VASO
COMBINACION ALEATORIA DEL REGISTRO HISTORICO



EXTRACCION VARIABLE

ELEVACION ENTRE	EXTRACCION MENSUAL m x 10
390 y 400	158 33
400 y 410	191 66
410 y 425	223 08
425 ó MAYOR	258 33

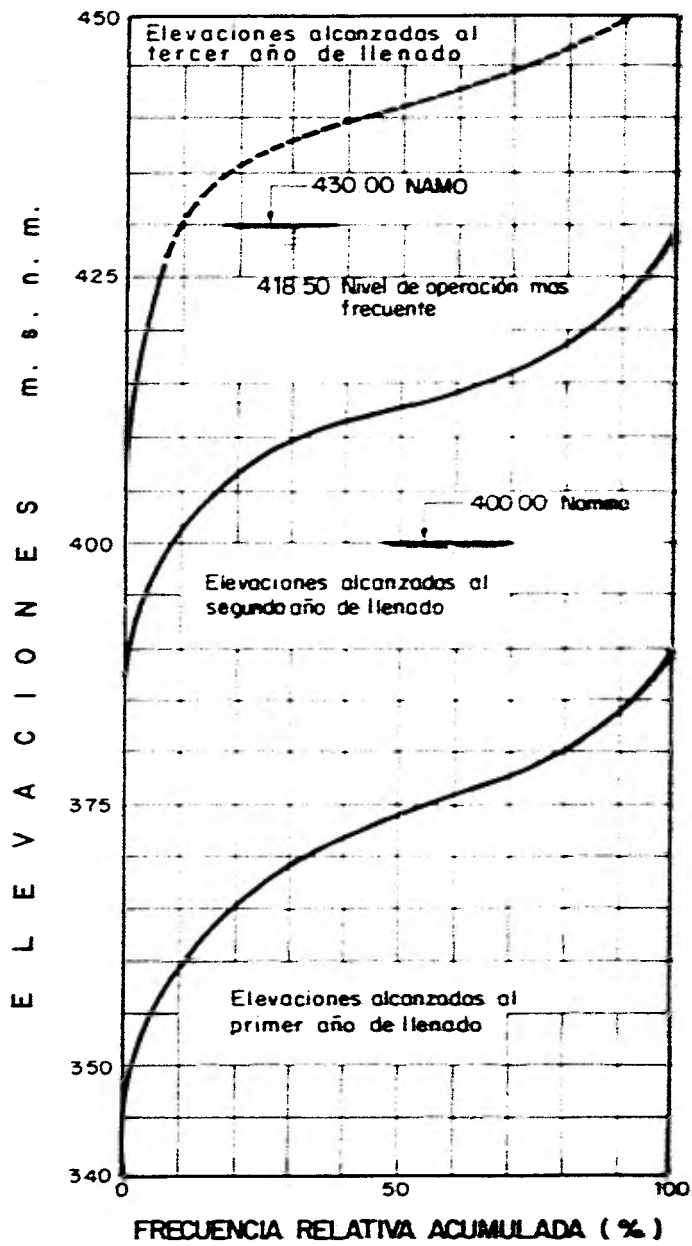
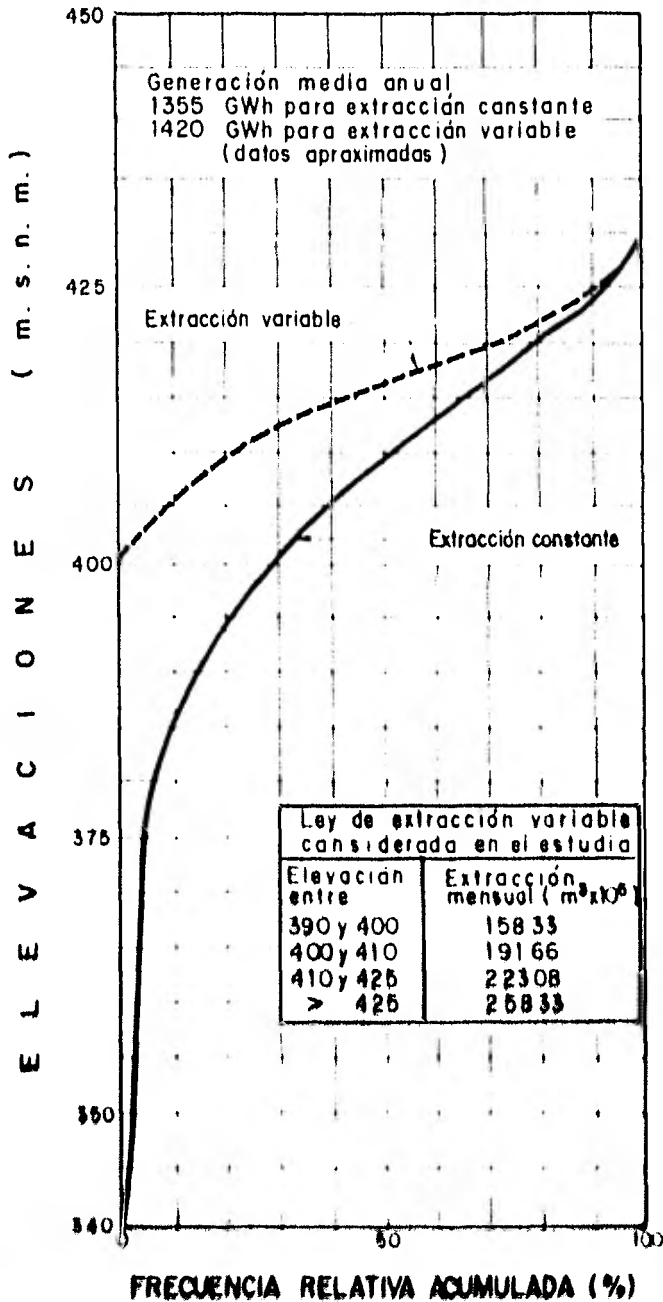
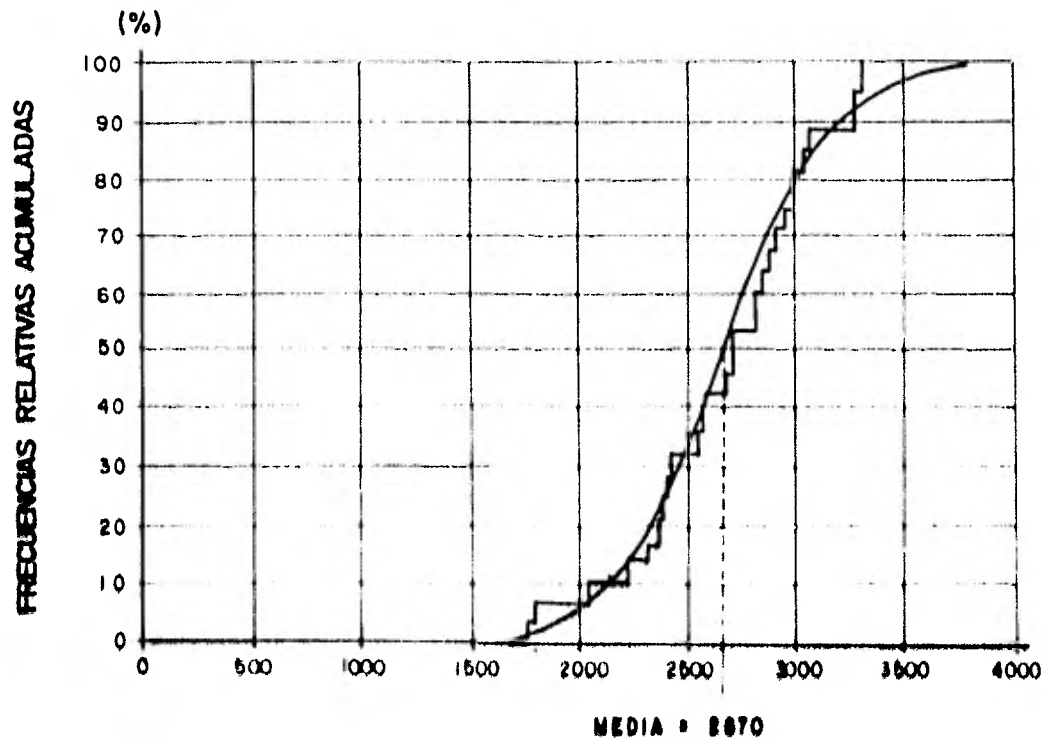


Fig. 3.22



SIMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DEL EMBALSE



VOLUMENES ANUALES EN MILLONES DE METROS CUBICOS

Fig 3 24

cuencia relativas acumuladas contra elevaciones. De estas gráficas se obtienen los siguientes resultados:

- El nivel que se presentó con mayor frecuencia fue a la elevación 420 msnm para la extracción constante y que corresponde a una carga bruta de diseño de 456 m y 418.50 para la extracción variable para una carga bruta de diseño de 354.5 m.
- El nivel mínimo alcanzado con una probabilidad del 90% fue 385 msnm para la extracción constante y de 400 msnm para probabilidad del 99% con la extracción variable la cual se le considera como Nivel de Aguas Mínimo de Operación.

La generación media anual 1282 y 1344 GHW, respectivamente.

Los derrames por el vertedor son pequeños y poco frecuentes para la condición de extracción constante, pero los de la otra consideración son menores.

Tomando en cuenta que no se pierde generación y que es posible elevar el NAMINO hasta la cota 400 msnm, se recomienda que la política de extracción sea variable y semejante a la propuesta.

Un resumen de la generación media anual se muestra en el siguiente cuadro:

FUNCIONAMIENTO CON	POLITICA DE EXTRACCION	GENERACION MEDIA ANUAL (GWH)
Registro	Constante	1324
Histórico	Variable	1338
Arreglo	Constante	1282
Aleatorio	Variable	1344

Para comprobar que el método utilizado para generar secuencias aleatorias - conserva las características de los datos históricos (media, - desviación estándar, etc.), así como su distribución probabilística, se hicieron varias pruebas de bondad de ajuste.

Primeramente, se ordenaron de menor a mayor los volúmenes anuales (Junio-mayo) y se calculó su probabilidad acumulada, además, se estimaron sus principales características.

En el cuadro 1, se presentan estos resultados:

- a) Con el fin de determinar el tipo de distribución de los registros históricos, se hizo la prueba χ^2 cuadrada. A continuación se presenta un análisis de frecuencias y probabilidades.

<u>Marcas de Clase</u>	<u>Frecuencia</u>	<u>Probabilidad</u>	<u>Probabilidad Acumulada</u>
2000	5	0.166	0.166
2400	8	0.266	0.433
2800	10	0.333	0.766
3200	7	0.233	1.000
	30		

b) Tomando en cuenta que la distribución de los datos históricos es normal, ya podemos verificar si las secuencias de 50 años generados aleatoriamente conservan esa distribución. Para comprobarlo se utilizó el método de SMIRNOV-KOLMOCOROV. Se analizaron 10 secuencias de 50 años cada una, es decir, 500 años. Además, se toma como hipótesis que la muestra tiene una distribución normal.

En vista de que $D = \max F(x) - S_n(x) = 0.058$ y el valor D máximo permisible para un nivel de significancia del 5% es igual a 0.061 ($D > D$), entonces se dice que la hipótesis no puede ser rechazada para ese nivel de significancia.

IV. ESTUDIO DEL BORDO LIBRE

Conocer las características del oleaje en la zona de la cortina permite determinar la altura del bordo libre.

Entre la atmósfera y una superficie líquida grande existe una relación recíproca debido a su contacto directo.

Por una diferencia de presión atmosférica, ocasionada por la desigual temperatura entre la tierra y la atmósfera, se generan los vientos, los cuales crean esfuerzos tangenciales en la interfase, es decir, transmite una cantidad de energía a una superficie extensa de agua, dando lugar a la formación de olas.

El Fetch es el área de la superficie de agua donde el oleaje es formado por la acción del viento. Es una distancia sobre la cual el viento sopla sin cambiar su dirección.

Cálculo del Fetch Efectivo.

Para el estudio de la altura necesaria para el efecto del oleaje en la zona de la cortina, se calculó el fetch efectivo para tal efecto se consideró la siguiente expresión:

$$F = \frac{X_i \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i}$$

donde:

F = longitud del fetch efectivo en km.

X_i = longitud efectiva de cada radial en km.

= ángulo de cada radial con respecto a la radial central en grados. El ángulo entre dos radiales contiguas es de 6°.

En la figura 1 se muestra el cálculo, de donde:

$$F = \frac{47.6886}{8.6269} = 5.5276$$

Cálculo de la altura de la ola significativa y del período sig-
nificante.

El cálculo de la altura de la ola significativa se efectuó mediante el método Swedrap-Munk-Bretschneider (S-M-B):

$$\frac{g H_{1/3}}{U^2} = 0.283 \tanh \left(0.0125 \frac{gF}{U^2} \right)^{0.42}$$

donde:

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

U = velocidad del viento (m/seg.)

H_{1/3} = altura de la ola significativa (m)

F = Fetch (m)

Y para el período significativo:

$$\frac{gT}{U^2} = 1.20 \tanh \left(0.077 \frac{gF}{U^2} \right)^{0.25}$$

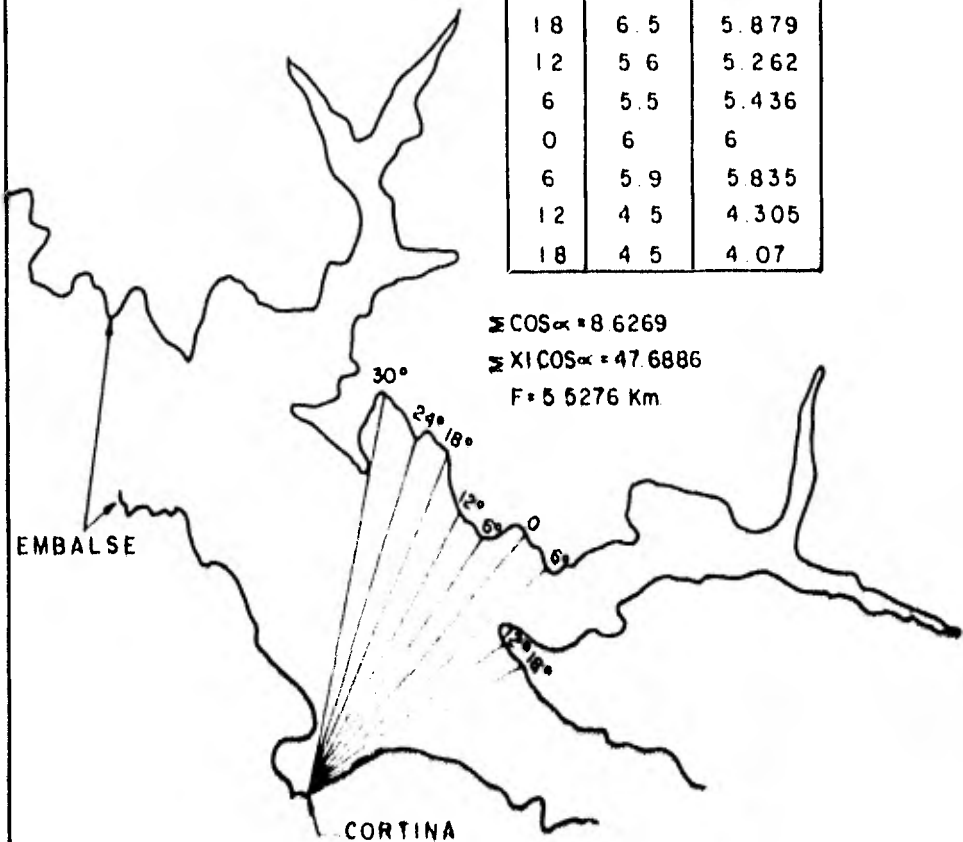
donde:

T = período significativo en segundos

El cálculo de H_{1/3} y T se efectuó para velocidades de viento de 20, 50 y 100 km/hr y se obtuvo.

CALCULO FETCH EFECTIVO

X	L _i (Kms)	Xi COS α
30	7.3	5.475
24	6.5	5.424
18	6.5	5.879
12	5.6	5.262
6	5.5	5.436
0	6	6
6	5.9	5.835
12	4.5	4.305
18	4.5	4.07



$\sum \text{COS } \alpha = 8.6269$
 $\sum \text{Xi COS } \alpha = 47.6886$
 $F = 5.5276 \text{ Km}$

Fig 120

U (Km/hr)	H _{1/3} (m)	T (seg)
100	1.66	4.68
50	0.74	3.26
20	0.25	1.97

Como método S-M-B es para aguas profundas se revisó que:

$$L_o \leq d$$

donde:

L_o = longitud del oleaje de aguas profundas

d = profundidad en el embalse

Y sabiendo que $L_o = 1.56 T^2$, se encontró que para U= 100 km/hr, T = 4.68, L_o = 34 m que es menor a la profundidad media en el embalse en la zona considerada.

Considerando que la cortina de arco-bóveda presenta hacia el embalse una superficie prácticamente vertical, se tendrá reflexión pura del oleaje y la altura que sobre el NAME provocará la ola será igual a la altura de la ola significativa, o sea equivalente al bordo libre, de esta manera:

U (km/hr)	H _{1/3} (m)	Bordo Libre (metros sobre el NAME)
100	1.66	1.66
50	0.74	0.74
20	0.25	0.25

Tomando en cuenta que es poco probable tener el nivel del agua en el NAME y que se presente una velocidad $U = 100$ km/hr, además, de que el oleaje no producirá daños cuando se presenten estas condiciones en una cortina de concreto, se propone dejar un bordo libre de un metro que es suficiente para controlar velocidades un poco mayores a 50 km/hr.

3.3 Geología

En este inciso se presentan en resumen los estudios relativos a: GEOLOGIA, MECANICA DE ROCAS, SISMICIDAD Y GEOFISICA que en torno al proyecto Itzantún se realizaron.

1. GEOLOGIA

Los estudios geológicos en la zona del proyecto son el producto de las exploraciones realizadas desde el año 1963, siendo la intensidad de las mismas variada en el tiempo.

Además de los reconocimientos de tipo superficial, a la fecha se perforaron en total 28 socavones (para una longitud total aproximada de 5000 m), tres contrapozos, 80 barrenos (76 con recuperación, con una longitud total de 9000 m aproximadamente). Se efectuaron también pruebas de permeabilidad y se han instalado piezómetros para la medición de niveles freáticos.

Geología Regional

La región donde se ubica el proyecto pertenece fisiográficamente a la provincia denominada "Sierras del Norte de Chiapas", en

donde afloran exclusivamente rocas de origen sedimentario, de las cuales, tienen interés para el proyecto las correspondientes al Terciario (formaciones: Mopuyil, Simojovel y Jolhó) (ver plano No. 1). Estas rocas estuvieron sujetas a plegamientos y fallamientos debido a la diferencia mecánica existente entre las calizas y las rocas de alto contenido arcilloso más recientes. Los esfuerzos de compresión que dieron origen a este plegamiento-fallamiento generaron anticlinales, sinclinales y otras estructuras con dirección general NORESTE-SURESTE.

En uno de estos anticlinales (Anticlinal el Azufrito) se encuentra el sitio de la boquilla y en el sinclinal San Pedro se alojará el vaso. En el centro del anticlinal aflora un paquete homogéneo de calizas (Horst de Itzantún) a través del cual se abrió camino el río Tacotalpa para formar en épocas geológicas recientes, el cañón Itzantún; estrechamiento donde se alojará la cortina. El cañón en la zona de la boquilla tiene en el cauce una amplitud de 10 m y de 100 a 120 m en la parte superior. El sinclinal San Pedro es una estructura compuesta principalmente por rocas sedimentarias de tipo arcillo-arenoso que garantizan la impermeabilidad en la zona del vaso.

En la región que circunda al proyecto están presentes dos sistemas de fallas y fracturas, teniendo el más notable una dirección preferencial ESTE-OESTE. Las fallas más importantes y extensas son: Falla Itzantún, Pliegue-falla el Azufrito, Afallamiento Jitotol-Copainalá y Falla Bochil.

Geología de la Boquilla

Para fines prácticos, el paquete que componen las rocas de la boquilla ha sido dividido en tres unidades (U1, U2 y U3).

Este macizo rocoso se encuentra limitado aguas arriba por la unidad 4 (U4) y aguas abajo por las unidades 5 y 6 (U5 y U6). El contacto entre el macizo que forma la boquilla y la unidad 4 es una falla de tipo inverso (Falla Itzantún), en tanto que el contacto con las unidades de aguas abajo es una falla de tipo normal, relacionada con la anterior (ver figura 3.26).

Las principales características de estas rocas son las siguientes:

UNIDAD 1 Aflora en la parte alta de la margen izquierda, es estratificada (0.30 a 1.50 m de espesor) dura, densa y competente, presenta efectos de disolución únicamente a través de las fracturas. La roca es en conjunto homogénea y no incluye materiales arcillosos entre los planos de estratificación.

UNIDAD 2 Aflora en ambas márgenes de la boquilla, es una caliza dura, densa y competente. Es una secuencia que tiende a ser masiva, presentando fracturas generalmente rellenas de calcita; esta roca presenta efectos de disolución. El espesor aproximado de esta unidad es de 180 m.

UNIDAD 3 Constituye la parte inferior de la boquilla y el cauce del río, es una caliza arenosa (calcarenita) muy dura, densa y compacta. Se caracteriza por presentar planos de estratificación bien definidos, originando capas de 1.20 a 6.00 m de espesor. No presenta efectos de disolución y las fracturas se encuentran generalmente selladas por calcita. Esta unidad tiene aproximadamente 250 m de espesor.

Las tres unidades descritas se disponen con un rumbo NW 50° SE busando 24° al NE, inclinándose de margen izquierda a margen de recha y de aguas arriba hacia aguas abajo.

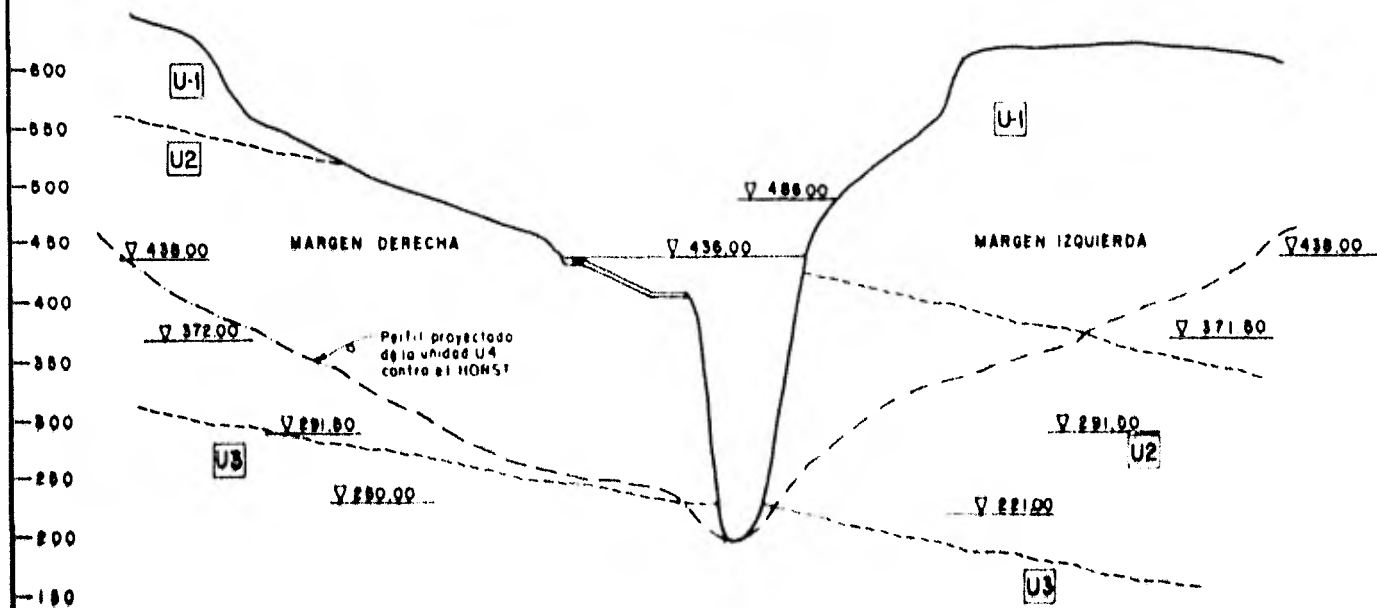
El contacto entre las unidades 1 y 2 es cerrado, roca con roca, lo que hace pensar que no provocará problemas de estabilidad, en tanto el contacto U2-U3 presenta aberturas que fluctúan desde unos cuantos milímetros hasta 2 cm, este contacto cuando se encuentra abierto está relleno de arcilla carbonosa plástica.

El macizo rocoso que constituye la boquilla se encuentra afectado por cuatro familias de fracturas:

- familia α , con dirección NE 30° SW
- familia β , con dirección N-S
- familia γ , con dirección NW-SE
- familia δ , con dirección E-W

Las dos primeras (α y β) son más visibles y dieron origen al curso del río en el cañón.

GEOLOGIA DE LA BOQUILLA



0 100 200 300 400
ESCALA GRAFICA

El fracturamiento es más claro y notorio en la margen izquierda.

En la zona de la boquilla se han efectuado pruebas de permeabilidad; en todos los barrenos, la U2 presente valores entre 5 y 10 unidades Lug., mientras que la U3 tiene valores inferiores a 5.

Las unidades que presentan las mayores posibilidades de carso - son la 1 y la 2, pero se piensa que no se tendrán problemas con el sellado de embalse en esta zona.

Como se mencionó anteriormente, el macizo rocoso que forma el Horst de Itzantún hace contacto, aguas arriba, con la unidad 4 en la falla de Itzantún, que es la discontinuidad geomorfológica de mayor importancia en la zona del proyecto.

Las investigaciones efectuadas permiten concluir que esta falla es de tipo compuesto, inverso y finalmente normal; es prácticamente impermeable, no es una falla de transcurrencia, probablemente no sea activa y dada su localización (ver plano No. 1), no interfiere mecánicamente con el sistema estático de las obras en la zona de la boquilla.

En las zonas de obra de toma y casa de máquinas, no se prevén dificultades durante su construcción, no obstante, se requieren de investigaciones adicionales.

Para el conjunto de obras, es posible pensar que no representan mayores problemas, pues en su totalidad, quedan situadas dentro del macizo formado por el Horst de Itzantún, en margen izquierda y principalmente en la unidad 2.

11. MECANICA DE ROCAS

Los trabajos de mecánica de rocas elaborados de octubre de 1977 hasta la fecha, tienen como objetivo, conocer las características del macizo rocoso que conforma la boquilla de Itzantún, en cuanto a sus propiedades geomecánicas y en relación al establecimiento de la factibilidad técnica de la construcción de una cortina tipo Arco-Bóveda.

En términos generales los estudios estuvieron abocados a determinar:

- a) propiedades geomecánicas de la roca intacta
- b) deformabilidad de la roca
- c) estado natural de esfuerzos
- d) resistencia al esfuerzo cortante en los planos más débiles (contacto unidad 2 - unidad 3)
- e) estabilidad de taludes en la zona de la boquilla

Con este objeto, se formuló un programa de ensayos "In situ" y en laboratorio, cuyo avance permite hacer las siguientes consideraciones:

En relación a la deformabilidad del macizo rocoso puede decirse que se trata de un macizo rocoso constituido por roca caliza sana competente, que presenta algunas discontinuidades a través de fracturas y/o planos de estratificación, pero todo el conjunto mantiene un comportamiento elástico con un valor del módulo de deformabilidad entre 180 y 400 ton/cm², el cual es suficiente para que no haya problemas de estabilidad elástica en la cortina de concreto proyectada.

La resistencia a la compresión en estado natural de muestras no confinadas, varía de 600 a 1200 kg/cm² en la unidad 2 y de 300 a 600 kg/cm² en la unidad 3.

En relación a la estabilidad de la margen izquierda puede decirse:

- a) No hay peligro de inestabilidad general
- b) Existe únicamente inestabilidad potencial de bloques de roca delgados, inmediatamente aguas abajo del arco, delimitados por fracturas paralelas al cañón, fundamentalmente bajo el efecto de presión hidrostática lateral.
- c) Se ha observado que existe una frontera que delimita una zona de roca fuertemente decomprimida aguas arriba del arco constituida por bloques potencialmente inestables, cuya estabilidad no fue analizada numéricamente, sin embargo, se considera conveniente asegurar la estabilidad de esta zona mediante algún sistema de soporte.

- d) Lo anterior, pone de manifiesto la necesidad de la implementación de un sistema de drenaje eficaz para eliminar esas presiones hidroestáticas aguas abajo del arco y de la construcción de un tapón de concreto que sirva de apoyo en la base de estos bloques para restringir su libertad de desplazamiento hacia el río, así como de algún soporte de la parte superior constituido por anclas del tipo postensado.

Tomando en cuenta la actitud de la estructura rocosa de la margen derecha y desde un punto de vista cualitativo, acerca de su estabilidad puede decirse:

- a) No hay peligro de inestabilidad general
- b) Puede existir, potencialmente, inestabilidad local en un bloque de roca delimitado por fracturas más o menos paralelas al cañón.
- c) El riesgo indicado se elimina con la construcción del tapón arriba mencionado, así como mediante un sistema de drenaje y soporte que será estudiado posteriormente.

Para fines de dimensionamiento del tapón se consideraron los siguientes aspectos:

- a) La extensión horizontal hacia aguas arriba deberá quedar próxima al paramento aguas abajo de la atagufa (aproximadamente 35 m) con objeto de proporcionar soporte a la zona potencialmente inestable de ambas márgenes.

- b) La extensión horizontal hacia aguas abajo desde el intradós del arco, conviene que sea de unos 60 m para soportar adecuadamente los bloques delgados de margen izquierda.
- c) La longitud total del tapón así estimada resulta de aproximadamente 115 m.
- d) La altura del tapón aguas arriba y aguas abajo del arco debe tener por lo menos 15 m por arriba del contacto U2-U3.

III. GEOFISICA

Para ampliar el conocimiento de las características geomorfológicas y geomecánicas del terreno en la zona de la boquilla, se efectuó un estudio geofísico.

Los resultados sirvieron para corroborar la existencia de las fallas que delimitan la boquilla, además, de que proporcionaron información sobre la permeabilidad del terreno en esta zona.

En la zona de la boquilla se utilizaron los métodos: sísmico y microsísmico.

IV. SISMICIDAD

Los trabajos realizados para el estudio de la sismicidad en la zona del proyecto, estuvieron a cargo de especialistas del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

La zona de Chiapas donde se ubica el proyecto se ve afectada principalmente por temblores generados en la interfase de la

placa continental y la placa de subducción de cocos. Es una región de alta sismicidad de foco intermedio. A unos 40 km del sitio de la presa se han registrado epicentros de sismos de profundidad intermedia.

Además de estos aspectos, en los estudios de sismicidad se tienen en consideración: la posible reactivación de la falla Itzantún y los posibles problemas de sismicidad inducida que podrían provocar la cortina o el embalse.

Para el estudio tanto de la sismicidad a nivel regional y local, como para los efectos de sismicidad inducida, se elaboró un programa de trabajo (en parte concluido) que incluye:

- a) Instrumentación sísmica
- b) Análisis numéricos y análisis experimentales estáticos y dinámicos de la cortina
- c) Estudio para determinar solicitaciones de diseño

A la fecha, se han instalado y operado cinco sismógrafos y dentro del periodo de operación (27 de enero de 1979 a la fecha), el sismo registrado de mayor magnitud (6.7 Richter) ocurrió el 21 de junio de 1979. Se cuenta ya con la metodología para efectuar el Análisis Dinámico de la cortina y se tienen las bases para implementar su Análisis Experimental Estático.

En el estudio para definir las solicitaciones sísmicas para fines de diseño, se señala que el periodo de recurrencia adecua-

do para adoptarse en Itzantún es del orden de 200 años, pudiéndose considerar un factor de reducción por ductilidad $Q = 1.5$ y admitiendo que el amortiguamiento en cortinas de arco es del orden del 5%.

3.4 Descripción del Proyecto

3.4.1. Cortina

Las características del cañón donde se localiza la boquilla de Itzantún, hicieron pensar desde un principio en que el tipo de cortina más adecuado para el aprovechamiento, es el arco-bóveda.

Estas características se pueden resumir en los siguientes tres puntos:

- a) El cañón es bastante estrecho. Tiene de 10 a 15 m de ancho en el nivel del cauce (200 msnm) y a la cota 400 msnm, sólo tiene de 100 a 120 m.
- b) El cañón es corto. Tiene 500 m de longitud.
- c) Las investigaciones geológicas, geofísicas y de mecánica de rocas indican que las características geomecánicas de la roca que conforma las laderas es de una calidad tal que permite apoyar el arco sobre ella sin problemas.

Por otro lado, se tomaron en consideración otras posibilidades, por ejemplo, una cortina de enrocamiento, la cual además de que su comportamiento estático, dadas las características de la boquilla, presenta algunas incógnitas, su costo y tiempo de

ejecución no la hacen competitiva contra el arco-bóveda.

También se pensó en una cortina de concreto tipo gravedad (tapón) o arco-gravedad y aún con la posibilidad de incluir el vertedor en el cuerpo de la cortina no presenta ventajas sobre la solución propuesta.

La solución a que se llegó en esta fase del estudio, aún perfectible, consta de:

- a) tapón de concreto masivo
- b) cortina arco-bóveda cimentada sobre tapón
- c) espolón en margen izquierda
- d) dique en margen izquierda
- e) pantalla de inyecciones y drenaje

El tapón tiene una altura máxima de 60 m y se localiza en la parte baja del cañón. Su función es la de garantizar la estabilidad de las laderas alrededor del contacto U2-U3, como se indica en el estudio de Mecánica de Rocas (Cap. 3.2.3 - II).

La cortina arco-bóveda queda cimentada sobre el tapón de la cota 250 msnm. Y tiene la corona a la elevación 436 msnm.

Con la finalidad de proporcionar apoyo a los arcos superiores, (400-436 msnm) se prevé la construcción de un espolón en margen izquierda.

El dique lateral de gravedad en margen izquierda tiene como objetivo cerrar el embalse entre el espolón y la ladera izquierda.

Para asegurar el cierre del embalse en la zona de la cortina, controlar las filtraciones y la subpresión que puede actuar, tanto arriba como a los lados de la cortina, se ha previsto una pantalla de inyecciones y drenaje.

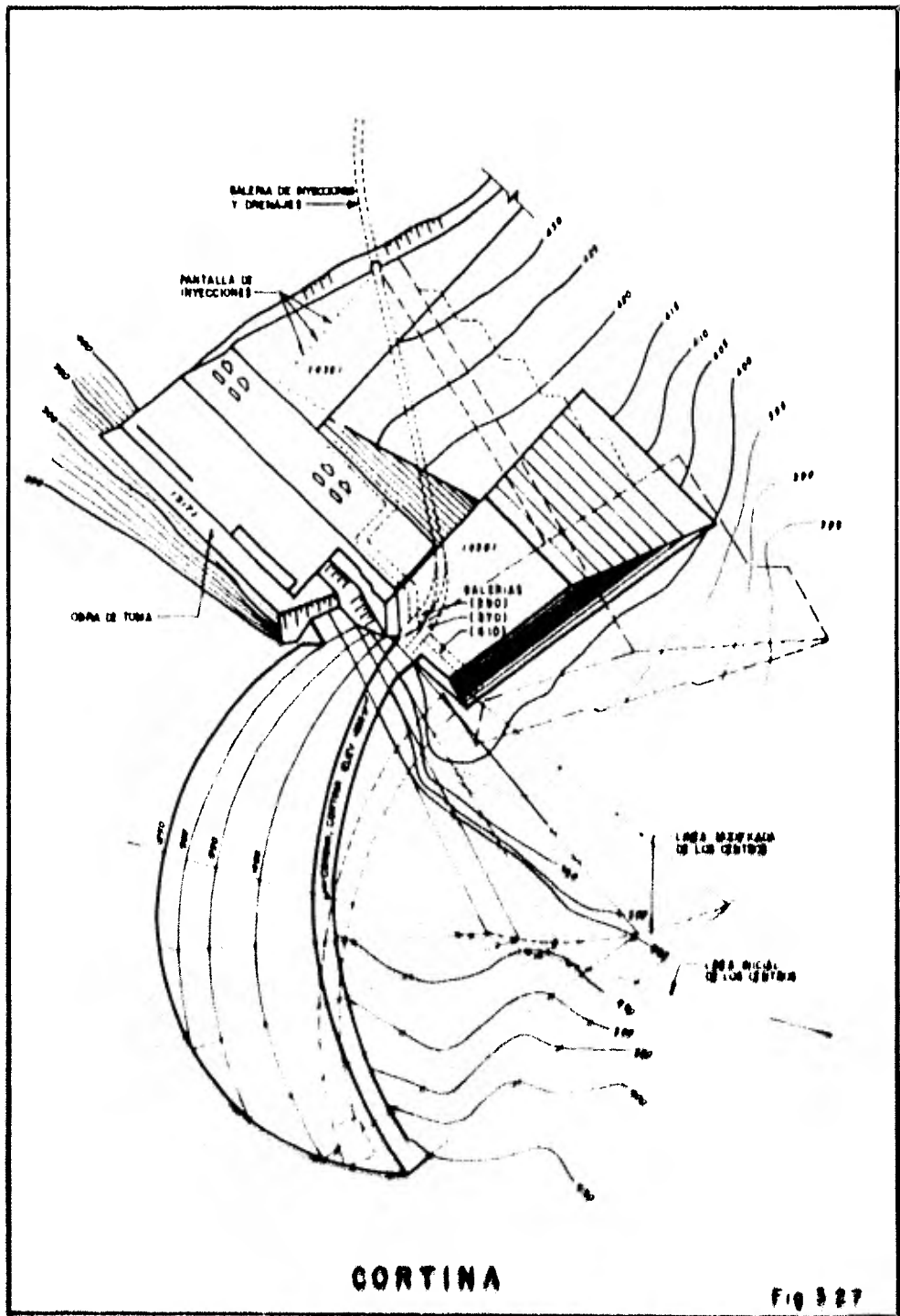
En las figuras 3.27 y 3.28, puede verse la última solución que se ha estudiado y que presenta modificaciones en la localización del dique, un pequeño giro en los arcos superiores y el consiguiente cambio en la dirección del espolón.

Estos cambios permiten una mejor orientación entre el eje del espolón y la dirección general que siguen las fracturas ; disminución de los esfuerzos en el espolón debidos a presión hidrostática y la posibilidad de conjugar la obra de toma con el dique para la alternativa de aprovechamiento a pie de presa.

El diseño y análisis estructural de la cortina se realizó con el método de elementos finitos y otros métodos convencionales.

El comportamiento estructural de la cortina y de la roca de cimentación ha sido verificado en cuanto a:

- a) Estabilidad global del Horst al deslizamiento a lo largo del contacto U2-U3.
- b) Estabilidad de los bloques fracturados en la zona decomprimida de la ladera.
- c) Régimen de esfuerzos en la cortina y en la roca de los arranques.



Con la información disponible a la fecha, se puede concluir - que es factible la solución propuesta, resultando necesario - afinar el diseño de la cortina analítica y físicamente (mode- - los) para conocer mejor el comportamiento estructural de la so- - lución final.

3.4.2. Obra de Excedencias y Obras de Control de Llenado del Embalse.

A continuación se presentan en resumen los criterios utiliza- - dos y los resultados obtenidos, en este nivel de estudios, pa- - ra la definición de las principales características de la obra de excedencias y obras para el control de llenado del embalse.

Obra de Excedencias

Se analizaron dos alternativas en cuanto a tipo y ubicación - del vertedor: Vertedor con descarga en canal a cielo abierto - margen izquierda y vertedor en túnel por margen derecha. Am- - bas soluciones fueron estudiadas considerando que serían con- - troladas y tomando en cuenta la avenida de diseño que se indi- - có en la sección de hidrología.

Los estudios realizados ponen de manifiesto que la mejor alter- - nativa es la formada por dos túneles en margen derecha, siendo las razones las siguientes:

- El canal de aproximación a vertedores en la solución a sur- - perficie libre queda en zona conflictiva con el espalón de la cortina.

- El comportamiento mecánico de la estructura que forma el canal en margen izquierda, queda en situación dudosa debido a la posible inestabilidad de bloques aislados en la parte alta de la unidad 1.
- La descarga del vertedor en canal a superficie libre puede provocar problemas en el desfogue de casa de máquinas para Itzantún a pie de presa.
- La solución en túnel permite: Lograr una mejor dirección en la descarga y su ubicación no se interfiere con la construcción o con el comportamiento mecánico de las demás obras en la zona de la boquilla.

Una vez seleccionado el tipo de vertedor y habiéndose fijado al NAMO a la elevación 430 msnm, se efectuó un estudio técnico económico para la selección del nivel y longitud de la cresta.

En este estudio se concluyó que la configuración del vertedor más conveniente es la formada por:

- Dos túneles en margen derecha controlados por dos cimacios de 21 m de longitud cada uno (42 m en total) localizados a la elevación 421,4 msnm.
- Para el control se requieren de 6 compuertas radiales de 7 x 11 m, quedando el labio superior de las compuertas a la elevación 432 msnm. Esto permite controlar el efecto de oleaje y almacenar al final de la época de avenidas el volumen comprendido entre las cotas 430 y 432 msnm. (200 millones de metros cúbicos)

- Se han previsto guías para tableros con fines de mantenimiento en las compuertas radiales.
- Acceso para construcción y operación.

En el diseño definitivo del vertedor deberá estudiarse su política de operación y su funcionamiento en el modelo hidráulico - que actualmente se encuentra en construcción en el laboratorio de Chicoasén.

Obras para el Control del Llenado del Embalse

Para controlar el llenado del embalse, ya sea para disminuir el efecto del incremento brusco de carga con relación a probables problemas de sismicidad inducida o con el fin de controlar los niveles cuando sea necesario, en relación al calendario de construcción, se han previsto dos descargas.

- a) Una descarga inferior de 4 m de diámetro, localizada en el cuerpo de la cortina a la elevación 260 msnm y cuya función será la de controlar el llenado en los niveles inferiores, en el lapso de tiempo comprendido entre el cierre del desvío y la conclusión del tapón en el túnel. Su descarga cae sobre el tapón de la cortina, pero no se proveen problemas pues su operación sólo durará de 3 a 4 meses, después de lo cual será cerrada definitivamente.
- b) Una descarga superior en túnel de 4 m de diámetro, situada en margen derecha controlará los niveles en la parte superior y está estudiada para poder ser usada después de la etapa de construcción.

3.4.3 Obras y Equipo para Generación

En esta sección, se presentan los aspectos que se tomaron en cuenta para: la selección del factor de planta y la determinación de las principales características de Obra de Toma, Tuberías a Presión, Casa de Máquinas, Desfogue y Equipo Electromecánico.

Selección del Factor de Planta

Para la selección del factor de planta, se efectuó un estudio económico. Preliminarmente y teniendo en cuenta las necesidades del sistema, se seleccionó un factor de Planta de 0.5 como el sobreequipamiento de la planta, no requiere de grandes trabajos, no sólo resulta atractivo reducir el factor de planta, sino que es posible pensar en dejar preparadas desde un principio todas las obras civiles necesarias, previendo un aumento en la capacidad instalada a futuro.

Obra de Toma - Tuberías a Presión

La ubicación de la obra de toma y el desarrollo de las tuberías a presión han sido fijadas básicamente en función de las características geomorfológicas del Horst.

La necesidad de alejar el desfogue la casa de máquinas de la zona de influencia de la descarga de los vertedores, determinó en principio que se localizara en margen izquierda.

Con el fin de situar la obra de toma en una zona sin problemas de estabilidad, se decidió localizarla en margen izquierda próxima al atraque de la cortina.

La última solución propuesta de la cortina, permite pensar en una combinación entre la estructura que forma el dique y la obra de toma, esta opción constituye la alternativa propuesta que se puede observar en el plano .

La elevación que corresponde a la plantilla de la obra de toma fue fijada teniendo en cuenta que el aprovechamiento permite aumentar la capacidad útil del embalse hasta una elevación tal que el funcionamiento de las turbinas resulte adecuado (65% de la carga de diseño), sin olvidar las restricciones debidas a la sumersión requerida. Esta elevación corresponde a la cota 320 msnm, correspondiente a un Nivel de Aguas Mínimo Extraordinario (NAMINE) a la cota 340 msnm (no se tienen problemas por capacidad para control de azolve a esas elevaciones).

El diseño de la obra de toma y de las tuberías de presión ha sido desarrollado adoptando la solución con dos tomas * * * (F.P. = 0.25) y dos tuberías, cada una alimentando dos unidades. En primera etapa sólo funcionará una toma (F.P. = 0.5), quedando preparada la segunda desde el principio, esto se debe a que los costos por la inversión adicional no son gravosos y se simplificará notablemente el sobreequipamiento de la planta cuando se requiera.

Las tuberías de presión, en esta solución, son el túnel (blindadas) y tienen un diámetro de 6.20 m que resulta de la optimización económica y de la necesidad de garantizar la regulación de frecuencia. En el plano se puede ver la distribución de estas obras.

Casa de Máquinas - Desfogue

La casa de máquinas es del tipo subterráneo y se encuentra localizada en margen izquierda.

La ubicación y orientación de la casa de máquinas obedece a consideraciones de tipo geomorfológico. Se han estudiado varias localizaciones: si la casa de máquinas se aleja más de 250 m del cantil queda incluida totalmente en calizas de la unidad 3, que si bien son competentes, no es la mejor opción; si se ubica totalmente dentro de la unidad 2, queda próxima al cantil y a la falla de aguas abajo. En la alternativa propuesta se presenta una solución intermedia cuya orientación se fijó tratando de que el eje longitudinal de la casa de máquinas quedará lo más paralelamente posible al echado de los estratos.

La casa de máquinas alojará, en primera etapa, dos grupos turbo generadores y desde el principio quedarán preparadas las obras civiles para ampliación futura. Las unidades son de 165 MW c/, las turbinas del tipo Francis Irán acopladas a sendos generadores de 257 rpm de velocidad y 185 MYA de capacidad (factor de potencia 0.95).

En el interior de la casa de máquinas están incluidos:

- válvulas de máquinas (3.20 m de diámetro)
- equipos auxiliares
- grupo auxiliar de 100 KW para el arranque de las unidades
- dos grúas de 140 ton. de capacidad cada una

Los equipos antes mencionados quedan incluidos en una caverna de 120 m de largo por 28 m de ancho y 50 m de alto.

Para alejar a los transformadores trifásicos se ha previsto una segunda caverna de 80 m de largo, 14 m de ancho y 14 m de alta.

Las turbinas descargan en un túnel de desfogue a presión, dimensionado para la descarga de la 1a. y 2a. etapa; en la extremidad de aguas arriba del túnel de desfogue se requieren dos pozos de oscilación, uno para cada dos unidades.

El túnel de desfogue descarga en el río Tacotalpa fuera de la zona de influencia de las descargas de los vertedores.

Turbogeneradores

El P.H. Itzantún se ha programado se desarrolle en dos etapas. La primera considera una capacidad instalada de 330 MW y factor de planta de 0.5, la segunda duplicará la capacidad de la planta obteniéndose así, 660 MW de potencia instalada y factor de planta de 0.25. Se ha previsto desde un principio sea realizada toda la obra civil necesaria para su ampliación.

La generación media anual que se prevee para el P.H. Itzantún, es de 1344 GWH.

Las características generales de las turbinas son las siguientes:

Tipo:	Francis
Número	2 en primera etapa ($F_p = 0.5$) 2 en segunda etapa ($F_p = 0.25$)
Potencia mínima (una unidad)	139 000 HP = 103.7 MW
Potencia de diseño (una unidad)	221 000 HP = 165.0 MW
Potencia máxima (una unidad)	232 000 HP = 173.7 MW
Carga neta mínima	141.5 m
Carga neta de diseño	220.0 m
Carga neta máxima	237.0 m
Gasto mínimo (una unidad)	82 m ³ /s (carga máxima)
Gasto de diseño (una unidad)	83 m ³ /s
Gasto máximo (una unidad)	86 m ³ /s (carga mínima)
Velocidad sincrónica	257.14 RPM
Velocidad específica	123.48 M-KW = 32.36 FT-HP
Cota del eje del distribuidor	187 msnm

Generadores

Tipo	Eje vertical
Número	2 en primera etapa 2 en segunda etapa

Número de polos	28
Velocidad de sincronismo	257.14 RPM
Velocidad de desboque	462.8 RPM
Momento volante (GD^2)	5766 T-m ²
Constante H de regulación	3.07 MW seg/MVA

Nivel de Operación

Nivel de aguas máximas extraordinarias	435.5 msnm
Nivel de aguas máximas de operación	430.0 msnm
Nivel de aguas mínimas de operación	400.0 msnm
Nivel de aguas mínimas extraordinarias	340.0 msnm
Desfogue (gasto mínimo una unidad)	193.24 msnm
Desfogue (gasto de diseño una unidad)	193.29 msnm
Desfogue (gasto máximo una unidad)	193.33 msnm
Desfogue (gasto de diseño dos unidades)	194.87 msnm
Desfogue (gasto de diseño tres unidades)	196.09 msnm
Desfogue (gasto de diseño cuatro unidades)	197.12 msnm

Líneas de Transmisión

La energía producida será conducida hasta Chicoasén, requiriéndose para ésto, de una línea de transmisión de Itzantún a Chicoasén y una ampliación de la subestación en Chicoasén para la recepción.

Para el suministro de energía eléctrica se requiere de una potencia del orden de 10 MW que en parte será satisfecha por una planta propia y en parte por una línea de transmisión de 115 KV.

CAPITULO IV
OBRA DE DESVIO

4.1 Condiciones Generales del Proyecto

Los factores que determinaron el tipo de obra de desvío y sus dimensiones fueron los siguientes:

- a) Las condiciones topográficas del cañón (estrechés), limitan el tipo de derivación a uno formado por un túnel y ataquías.
- b) Siendo la cortina de Itzantún del tipo arco-bóveda, es posible diseñar el desvío para controlar avenidas con período de retorno relativamente corto, admitiendo que de ser rebasadas esas condiciones, no se tendrían daños considerables.
- c) Con el objeto de reducir, en lo posible, la utilización de grandes volúmenes de concreto al inicio de la construcción, es recomendable que el túnel de derivación no sea revestido, lo cual es factible, dada la buena calidad de la roca que cruzará. En términos económicos es prácticamente equivalente excavar el túnel en cualquiera de las dos márgenes.
- d) En primera instancia, se había seleccionado para el diseño de la obra de desvío un período de retorno de 5 años, pero teniendo en cuenta que la ruta crítica de las actividades de construcción es la cortina, se decidió adoptar como período de retorno para el diseño, 12 años que corresponde a un riesgo del 20%, considerando una vida útil de 2 años.

Bajo estas condiciones generales, se estudiaron cuatro alternativas que se muestran en el inciso 4.2, finalmente, la obra de desvío estará constituida por:

- Un túnel de sección portal de 13 X 15 m y 196.12 m de longitud, excavado en roca, ubicado en la margen derecha.
- Preataquina de materiales graduados y con elevación de corona a la cota 215.00 msnm.
- Atagüfa de concreto, tipo arco y con elevación de la corona a 240.00 msnm.
- Atagüfa de aguas abajo, de materiales graduados y la elevación de la corona a la cota 220 m.

La ubicación del tajo de entrada del túnel de desvío se definió en función de la localización de la falla Itzantún, buscándose que la entrada del túnel quedara después de la falla (hacia aguas abajo).

El tapón de cierre final del túnel de desvío fue ubicado antes de la curva dentro del túnel (en el límite con la misma). La pantalla de inyecciones de la cortina atraviesa aproximadamente el centro del tapón transversalmente (se buscó tal disposición).

El portal de salida del túnel de desvío se localiza en una zona del río más inmediata a la cortina y aún favorable para el buen funcionamiento hidráulico del túnel.

Para definir el dimensionamiento de los elementos anteriores, se hizo el siguiente estudio hidrológico que consta de las siguientes partes:

- Análisis de frecuencia de gastos máximos
- Avenida de diseño
- Funcionamiento hidráulico

Análisis de Frecuencia de Gastos Máximos

Para determinar el gasto máximo instantáneo para el diseño de la obra de desvío se consideró la suma de los gastos máximos anuales registrados en las estaciones hidrométricas Almandro y San Pedro, cercanas a la obra, el período de registros tomado fue de 1966-72 y 1974-77 (ver tabla 1). Estos valores fueron obtenidos mediante la distribución Gumbel I.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el Gumbel, se determinaron los gastos máximos asociados a diferentes períodos de retorno, así como el riesgo asociado a los mismo, considerando una vida útil del desvío de dos y tres años.

Los gastos máximos obtenidos asociados a un período de retorno de 12 años fueron:

GUMBEL $Q \text{ máx.} = 2601 \text{ m}^3/\text{seg.}$

NASH $Q \text{ máx.} = 2506 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (ver anexo)

Se tomó como bueno $T_r = 12$ años, ya que su gasto máximo asociado es semejante al asociado a la avenida máxima registrada ($Q = 2666 \text{ m}^3/\text{seg}$) cuyo hidrograma aparece en la figura 1.

Al tomar $T_r = 12$ años también se consideró que la construcción de la cortina permite en el peor de los casos el paso de agua - sobre de ella, antes de su terminación, al presentarse avenidas con período de retorno mayores.

En el siguiente cuadro se tienen los gastos máximos instantáneos para los diferentes períodos de retorno, considerando la situación más desfavorable (suma de gastos máximos no coincidentes - en fecha).

Para una vida útil de 3 años, tenemos que:

T_r (años)	Riesgo (%)	Gasto (m^3/seg)
3	70	1610
5	49	1975
10	27	2434
12	23	2666
15	19	2692
20	14	2873
25	12	3013
50	6	3443

Método de Gumbel:

El interés de este método es determinar los gastos máximos que presentan las avenidas, asociadas a períodos de retorno deseados.

El procedimiento para determinar el gasto de diseño, asociado a un periodo de retorno calculado está dado, por la siguiente ecuación:

$$Q \text{ máx} = Q \text{ med} + \frac{SQ}{\sqrt{N}} (\bar{Y}_N - \ln tr) \quad (1)$$

Siendo: la desviación estándar:

$$SQ = \sqrt{\frac{(Qr^2) - NQ^2 \text{ med}}{N - 1}} \quad (2)$$

Donde:

N = Número de años de registro

Q = Gastos máximos anuales registrados

$Q \text{ máx}$ = Gastos máximo asociado a un periodo de retorno determinado

$Q \text{ med}$ = Gasto medio que se obtiene de la siguiente manera

$$Q \text{ med} = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \quad (3)$$

Tr = Periodo de retorno o intervalo de ocurrencia (representa el número de años que transcurren en promedio para que un evento sea igualado o excedido)

\sqrt{N} , \bar{Y}_N = Funciones de N (obtenido de tablas)

Intervalo de Confianza de Gumbel.

Es el valor dentro del cual puede variar el gasto de diseño, dependiendo del registro histórico conocido.

El intervalo de confianza (ΔQ) se calcula de la siguiente forma:

Si el parámetro $\phi = 1 - \frac{1}{Tr}$ es mayor que 0.90, se utiliza la si-

guiente ecuación:

$$Q = \pm \frac{1.14 SQ}{\sqrt{N}} \quad (4)$$

Finalmente el gasto de diseño se obtiene como:

$$Q \text{ dis.} = Q \text{ máx.} \pm \Delta Q \quad (5)$$

Entonces aplicando el método con los valores de la siguiente tabla:

N	AÑO DE REGISTRO	GASTOS MAX. ANUALES ESTACIONES		SUMA DE GASTOS	DATOS PARA USAR METODO DE NASH			
		ALMANDO	SAN PEDRO		XI	XI ²	MI	Tr
1	1966	1187	251	1438	0.52	0.27	6	2
2	1967	1233	626	1859	0.903	0.815	3	4
3	1968	868	294	1162	0.418	0.175	7	1.71
4	1969	1043	426	1469	0.63	0.397	5	2.40
5	1970	856	276	1132	0.32	0.102	8	1.50
6	1971	1326	159	1485	0.75	0.562	4	3
7	1972	388	258	646	0.035	0.001	11	1.09
8	1974	1745	921	2666	1.42	2.02	1	12
9	1975	1301	603	1904	1.10	1.21	2	6
10	1976	661	345	1006	0.218	0.047	9	1.33
11	1977	359	376	735	0.109	0.012	10	1.20

$$\sum Xi = - 6.3562$$

$$\bar{x} = - 0.5778$$

$$\sum XiQi = -11477.90$$

$$\sum Xi^2 = 5.615$$

Substituyendo en la ecuación (3)

$$Q_{\text{med}} = \frac{\sum Qi}{N} = \frac{15502}{11} = Q_{\text{med}} = 1409.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_r = 12 \text{ años}$$

$$N = 11 \text{ años de registro}$$

$$N = 11 \text{ años } \hat{Y}_N = 0.4996$$

$$\sqrt{V}_N = 0.9676$$

de la ecuación (2)

$$SQ = \sqrt{\frac{25 \ 220 \ 928 - 11 (1409.27)^2}{11 - 1}} \quad SQ = 580.90$$

Por lo tanto, en (1) tenemos:

$$Q_{\text{max}} = 1409.27 - \frac{580.90}{0.9676} (0.4996 - La \ 12)$$

$$Q_{\text{max}} = 1409.27 + 1191.88$$

$$Q_{\text{max}} = 2601 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el intervalo de confianza

$$\theta = 1 - \frac{1}{T_r} = 1 - \frac{1}{12} = 0.9167 \quad 0.90 \text{ entonces aplicando (4)}$$

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 (580.90)}{0.9676} = \pm 684.40$$

$$\text{Gasto máximo de diseño } Q_{\text{med}} = 2601.15 + 684.40$$

$$Q_{\text{med}} = 3286 \text{ m}^3/\text{s}$$

Método de Nash

Al igual que el anterior, este método se basa en la información proporcionada por el registro histórico.

El gasto máximo se calcula mediante la ecuación

$$Q_{\max} = a + c \text{ Log log } \frac{Tr}{Tr - 1} \quad (6)$$

Donde:

a, c - constantes que están en función del registro, siendo:

$$a = Q_{\text{med}} - c \bar{X}_m ; \bar{X}_m = \frac{\sum \bar{X}_m}{N} \quad (7)$$

$$c = \frac{\sum X_i Q_i - N \bar{X} \bar{Q}}{\sum X^2 - N \bar{X}^2}$$

$$X_i = \text{Loglog } \frac{Tr}{Tr - 1}$$

constante para cada gasto registrado, función de su Tr correspondiente.

$$X_m = \frac{\sum X_i}{N} \text{ valor medio de } X_i$$

El valor de X_i asociado a Q_i se calcula ordenado en forma decreciente la Q_i , asignándoles su m_i correspondiente y calculando:

$$Tr = \frac{N + 1}{m}$$

Intervalo de Confianza de Nash

En el método de Nash, el intervalo de confianza (ΔQ) está dado por la ecuación:

$$Q = \pm 2 \sqrt{\frac{5qq}{N^2 (N + L)} + \frac{(x - x_m)^2}{(N - 2) 5xx} (5qq - \frac{5xq^2}{5xx})} \quad (9)$$

Donde:

$$S_{xx} = N \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2 \quad (10)$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2 \quad (11)$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i X_i - (\sum Q_i) (\sum X_i) \quad (12)$$

$$\text{Finalmente } Q \text{ diseño} = Q \text{ max} \pm \Delta Q \quad (13)$$

Aplicando el método:

$$A \text{ max} = 1409.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

de la ecuación (7), obtenemos \bar{X}_m

$$\bar{X}_m = \frac{\sum X_i}{N} = -0.5778$$

y con la constante c de la ecuación (8)

$$c = \frac{-11 \ 477.90 - 11 (-0.5778) (1409.27)}{5.615 - (11) (-0.5778)^2}$$

$$c = -1297.67$$

$$\text{entonces } a = 1409.27 - (-1297.67) (-0.5778)$$

$$a = 659.476$$

Substituyendo en la ecuación (6)

$$Q \text{ max} = 659.48 + (-1297.67) \ln \frac{12}{12-1} = 659.48 + 1846.12$$

$$Q \text{ max} = 2 \ 506 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el intervalo de confianza se utilizan las ecuaciones (10), (11) y (12).

$$S_{xx} = 11 (5,615) - (-6.3562)^2 = 21.634$$

$$S_{qq} = 11 (25 \ 220 \ 928) - (15 \ 502)^2 = 37 \ 118 \ 204$$

$$S_{xq} = 11 (-11 \ 477.902) - (15 \ 502) (-6.3562) = -27 \ 723.11$$

Substituyendo finalmente en la ecuación (9)

$$\Delta q = \pm 2 \sqrt{\frac{37\,118.204 + (-1.422 - 0.5778^2)(11-2)(21364)^{10}}{(11)^2(10)}}$$

$$37\,118\,204 - \frac{(-27\,723.11)^2}{21.364}$$

dando entences:

$$Q = \pm 809.98$$

Por último substituyendo en la ecuación (13)

$$Q_{\text{mexdis}} = 2505.59 + 809.98$$

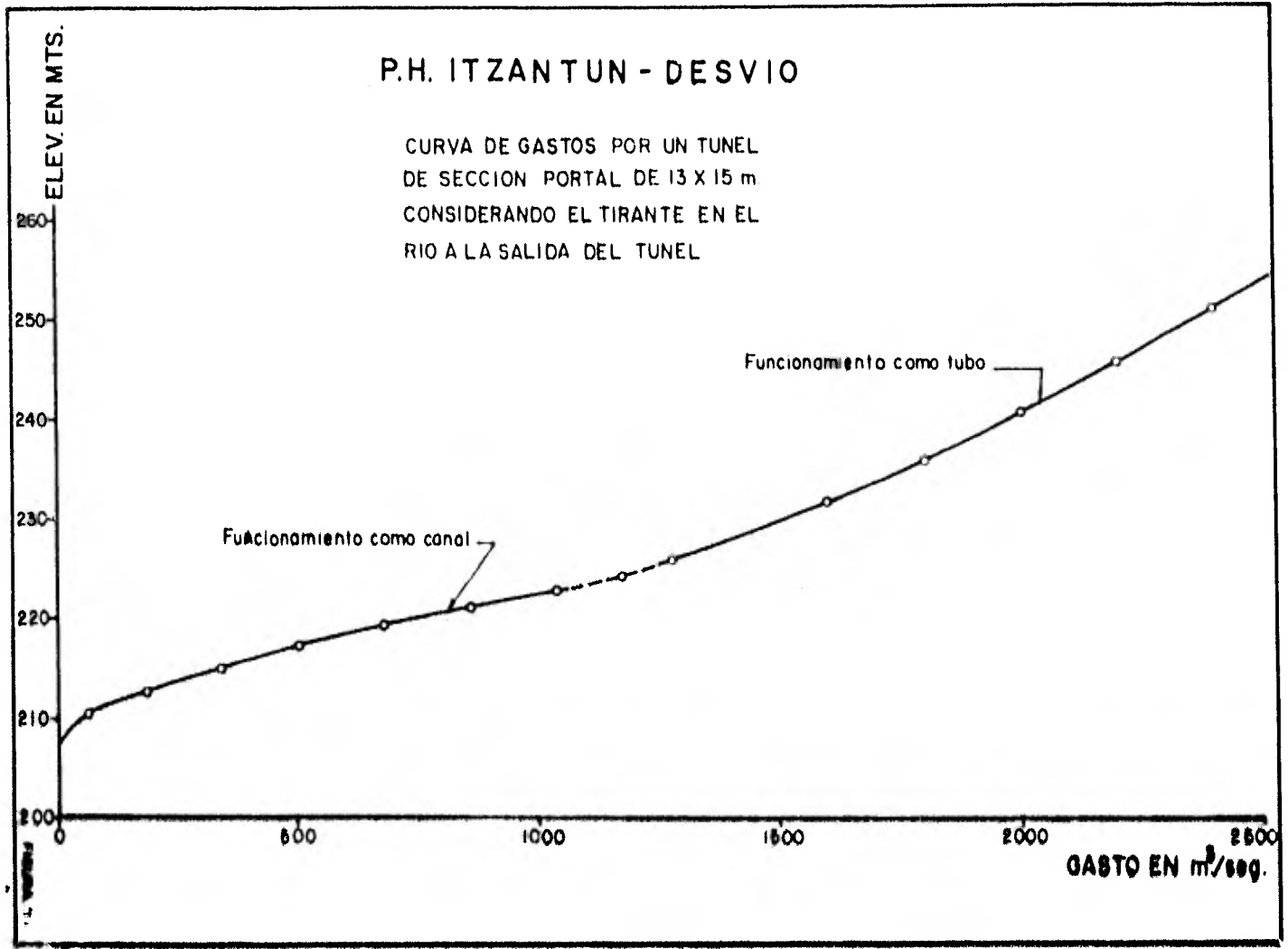
$$Q_{\text{maxdis}} = 3316 \text{ m}^3/\text{s}$$

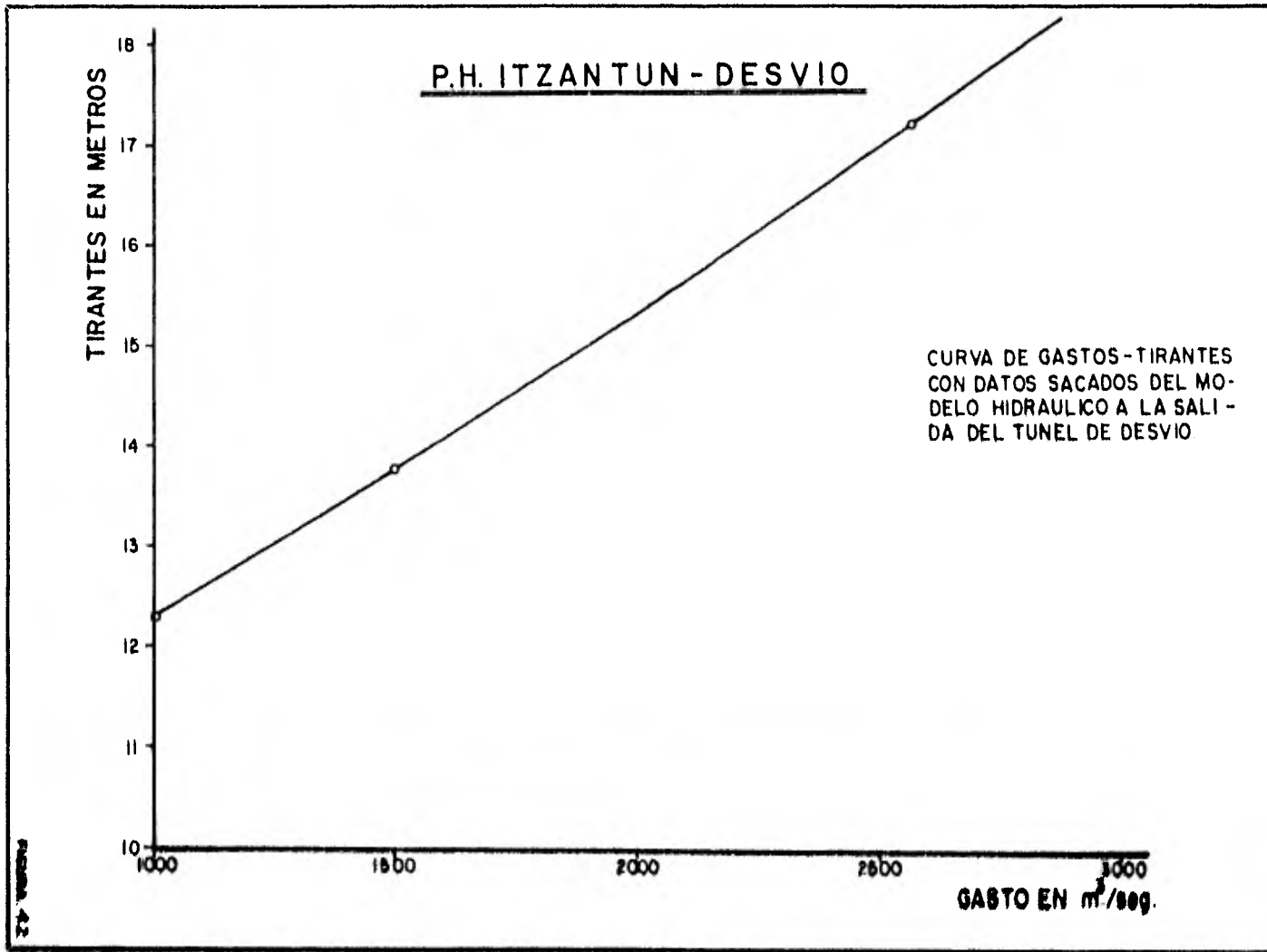
Diseño Hidráulico del Túnel

Basados en análisis de costos y en el equipo disponible para la construcción del túnel de desvío, se seleccionó una sección portal de 13 X 15 m. La longitud del túnel fue determinada por las características geológicas del sitio. Siendo así, el análisis del túnel consistió en demostrar la viabilidad hidráulica de la obra y determinar la altura de la ataqueta, mediante un tránsito de la avenida máxima registrada.

Del análisis del funcionamiento hidráulico de la obra, puede decirse lo siguiente:

El túnel funciona como canal para gastos de aproximadamente 1000 m³/seg asociado a una velocidad de 5.65 m/s. El túnel





funciona como tubo a presión para gastos desde 1300 m³/seg, hasta el gasto máximo de descarga de 1884 m³/seg, con una velocidad de 10.65 m/seg., tal gasto máximo da lugar a una elevación de 237.98 msnm en la entrada, lo que determina la altura de la atagüfa de concreto. El tránsito de la avenida se hizo con la avenida máxima registrada de 2666 m³/s, por ser similar a los gastos obtenidos por los métodos de Gumbel y Nash. Además, se considera que al ser de concreto la atagüfa y la cortina no sufrirán daño alguno en caso de producirse una avenida mayor. El tránsito de la avenida se muestra en la siguiente hoja.

4.2 Alternativas Desechadas

Para el diseño de la Obra de Desvío se elaboraron 4 diferentes alternativas, que conforme avanzaban los estudios y se tenía una visión más amplia de las condiciones que presenta el sitio, se desecharon algunas o surgían nuevas posibilidades.

ALTERNATIVA 1.- Dentro de los estudios de Gran Visión y Prefactibilidad, la Obra de Desvío se define con 2 túneles en la margen izquierda y atagüfa de aguas arriba de materiales graduados a una elevación alrededor de la cota 230 m. Como no se contaba con suficiente información para definir las dimensiones de las estructuras, el diámetro de los túneles se supuso de 6 m, debido a las facilidades constructivas que implicaba este tamaño, suponiendo además que la calidad de la roca no fuera tan buena y fuese necesario revestir los túneles, además e inclusive

algún tipo de estructura especial como por ejemplo, túnel falso. Se eligió la margen izquierda por la facilidad de acceso.

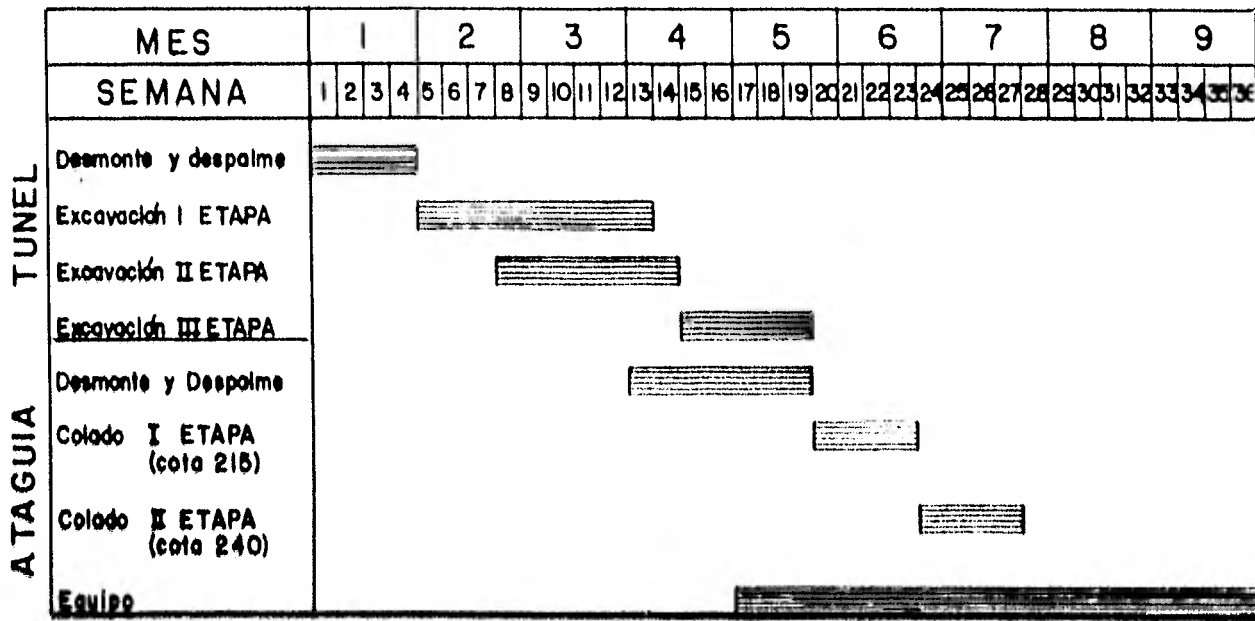
ALTERNATIVA 2.- Posteriormente, en los estudios de factibilidad, al contarse con mayor información hidrométrica, se pudo efectuar el dimensionamiento de las estructuras modificándose los 2 túneles por un sólo túnel, también en la margen izquierda de 13 m de diámetro, aproximadamente 490 m de longitud y la corona a la elevación 243 msnm, previéndose que el parámetro de aguas abajo estuviera protegido contra posibles sumersiones, la atagufa de aguas abajo, también en material suelto y con corona a la elevación 220 msnm, el túnel iría sin revestimiento, (ver plano 2).

ALTERNATIVA 3.- Después de profundizar en los estudios de mecánica de rocas, resultó notorio que el macizo rocoso de la margen izquierda presentaba un mayor grado de carsticidad que el de la margen derecha. Esto en realidad no afecta grandemente la construcción del túnel, pero quedaba cierta incertidumbre que pudiera existir, por lo tanto, se optó por cambiar el túnel en la margen derecha, existiendo como única dificultad el acceso que se resolvió por medio de un puente provisional. Así, esta alternativa quedó constituida por la atagufa de aguas arriba, de material graduado a la elevación 243, la atagufa de aguas abajo a la cota 220 msnm, cambiando de sitio, ya que el túnel en lugar de ser de 490 m de longitud será de *

320 m, conservando sus dimensiones (de sección portal y 13 m de diámetro) (ver plano 2).

ALTERNATIVA 4.- Esta es la alternativa definitiva y surgió de las condiciones que se presentaron al inicio de la construcción del túnel. Para poder iniciar los trabajos en la zona de la boquilla hubo necesidad de abrir un camino que llegara hasta el sitio en que se construyó un puente para cruzar el río y atacar el túnel. Asimismo, en ese lugar se construyó un grupo de colectivos para trabajadores y un comedor, debido al movimiento de tierras que se practicó en esa zona, se dio el fenómeno de inestabilidad en un estrato de limenita que no se había detectado antes como inestable. Este desplazamiento fue sumamente dinámico, ya que en una semana se desplazó el terreno cerca de medio metro, esta zona de limenita comprende la zona de empotramiento de la atagufa y de inmediato se consideró la poca seguridad que ofrecería a la estabilidad de la atagufa, además, se vio la dificultad de estabilizar la zona, por tanto, como única solución se modificó la localización de la atagufa situándola aguas abajo, justo en la entrada del cañón, pero la estrechez del mismo que complica la construcción de una atagufa de material graduado determinó que se construyera de concreto, en forma de arco, considerando además que en el caso de ser rebasada por el agua no representaría ningún daño, la elevación se fijó a la cota 240 msnm para la construcción de la atagufa se hace necesaria la construcción de una preatagufa a los

PROGRAMA DE CONSTRUCCION DEL DESVIO



TUNEL DE DESVIO

ESC. 1:50

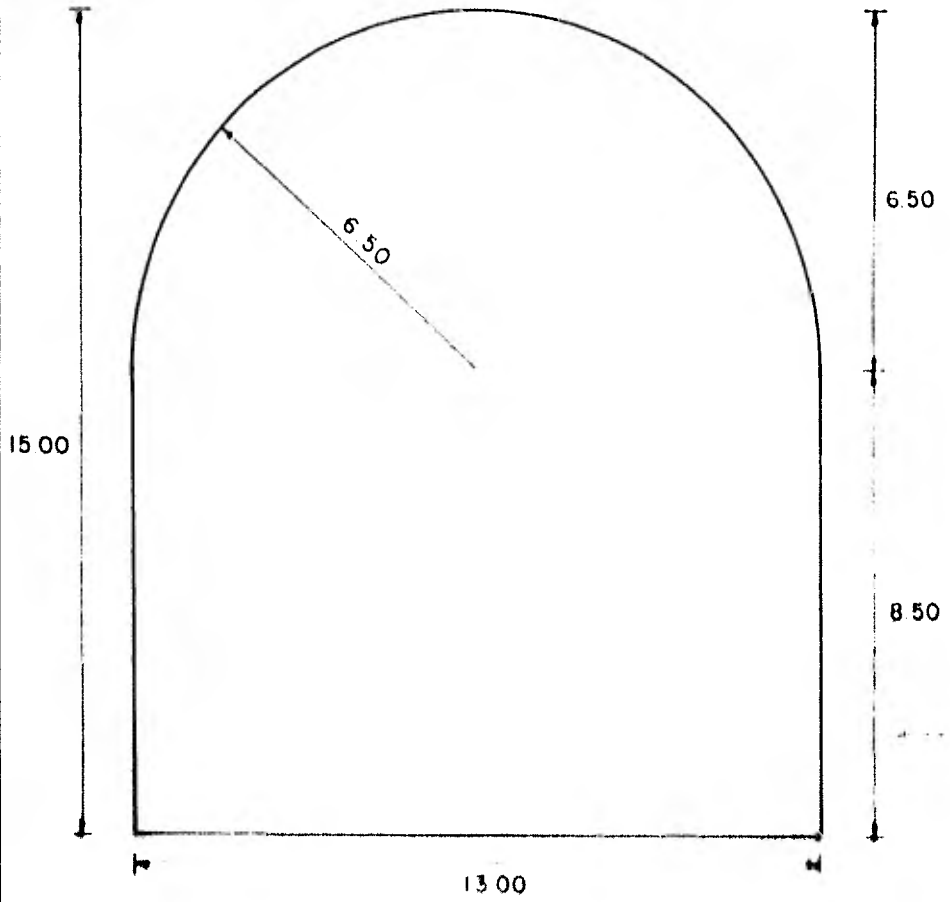


FIGURA 45

215 msnm. El túnel conserva el trazo anterior. Asimismo, se diseñó una caverna para la colocación de las agujas y compuertas que se utilizarán para regularizar el gasto del túnel y para el cierre total.

Esta caverna tendría 2 accesos uno por un túnel que daría acceso por la corona de la ataguía y otro túnel que daría acceso a un camino que conduce al puente provisional (ver plano 3).

4.4 Método Constructivo

Para la perforación del túnel de desvío, se considera la conveniencia de atacarlo en 3 etapas, las 2 primeras que son las superiores, con la ayuda de un jumbo de barrenación, la tercera etapa que sería el paso del túnel se emplearía el método de banqueo, utilizando trackdrilles para la barrenación.

La primera etapa es la zona superior derecha y tiene un área de 39.93 m^2 y la segunda etapa es la zona superior izquierda y tiene un área de 32.43 m^2 , en estas 2 etapas se emplearía el método de voladura en túneles, contando con la ayuda de un jumbo con 4 perforadoras neumáticas VL-120, este método consiste en atacar frontalmente la roca, cuando ésta presenta sólo una cara y se forma la cavidad del túnel, definiendo el perimetro. El método de banqueo se utiliza cuando la superficie de la roca presenta 2 caras, en el caso del túnel de desvío, la barrenación se haría con 3 track-drilles, perforando el piso del túnel.

ETAPAS DE CONSTRUCCION

ESC. 1:50

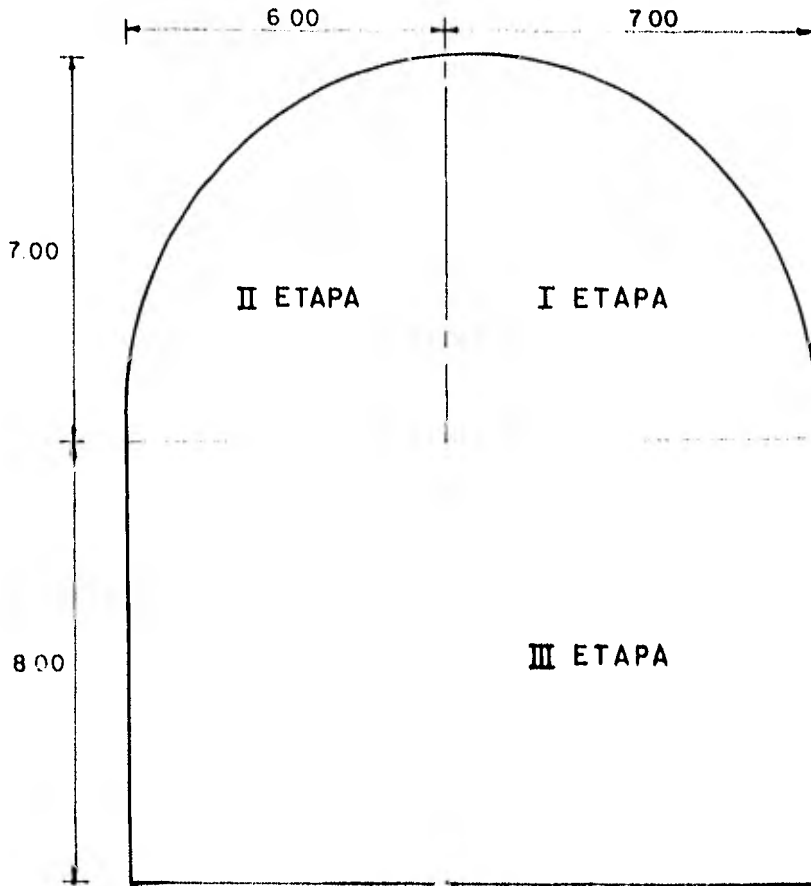


FIGURA 41

Con el objeto de evaluar el procedimiento de construcción y el tipo de equipo más económico se analizaron dos alternativas de ataque.

- 1.- Perforando la zona superior con jumbo de barrenación por dos frentes independientes. En el banqueo se utilizan 3 trackdrilles atacando por un sólo frente.
- 2.- Atacando por dos frentes combinados en la zona superior con un jumbo de barrenación. En el banqueo se utilizarían 3 track drilles atacando por un sólo frente.

De las dos alternativas, la segunda es la más económica, debido principalmente al uso más adecuado del equipo. En el capítulo siguiente se hace el análisis de costo de esta alternativa.

4.5 Análisis del Costo

Determinación del factor de salario real (turnos de 12 horas)

1.- Días no laborables al año

Domingos	=	52 días
Vacaciones (10 + 12 + 14) ÷ 3	=	12 días
*Días festivos	=	11.17 días
**Días por costumbre	=	2 días
Sindicato	=	1 día
Enfermedad	=	<u>3 días</u>
TOTAL		81.17 días

* ENERO 10., FEBRERO 5, MARZO 21, MAYO 10., SEPTIEMBRE 14,
 SEPTIEMBRE 16, NOVIEMBRE 20, DICIEMBRE 25, DICIEMBRE 10.
 (CADA 6 AÑOS), JUEVES, VIERNES Y SABADO DE SEMANA SANTA.

** DICIEMBRE 12 Y NOVIEMBRE 2.

2.- Días Laborables al Año

$$365.25 - 81.17 = 284.08 \text{ días}$$

3.- Días Pagados al Año

Días del año	=	365.25 días
Prima de vacaciones 25% X 12	=	3 días
Aguinaldo	=	15 días
Cláusula 34 (baja del trabajador)	=	<u>48 días</u>
TOTAL		431.25 días

4.- Prestaciones

Días Pagados al Año	=	431.25 días
Cuota IMSS (0.196875 x 431.25)	=	84.90 días
ISR 1 (0.01 x 431.25)	=	4.31 días
Guarderías 1 (0.01 x 431.25)	=	4.31 días
Cuota Sindical 2 (0.02 x 431.25)	=	<u>8.63 días</u>
TOTAL		533.40 días

Factor de Salario

$$\frac{533.40 \text{ días por prestaciones}}{284.04 \text{ días laborables}} = 1.8776$$

5.- Tiempo Extra

a) Turno Diurno

Horas pagadas por semana

Horas normales $8 \times 6 = 48$ horas

Horas dobles $9 \times 2 = 18$ horas

Horas triples $1 \times 3 = \underline{3}$ horas

TOTAL = 69 horas (simples)

Horas reales $6 \times 8 + 9 + 1 = 58$ horas

Factor de tiempo extra sin prestaciones

Días laborables al año ÷ días del año

$285.08 \div 365.25 = 0.7805$

Factor para turno diurno

$\frac{(9 \text{ dobles} \times 2 \text{ horas} + 1 \text{ triple} \times 3 \text{ horas})}{6 \text{ días} \times 8 \text{ horas}} = 0.4375$

$0.4375 \times 0.7805 = 0.3415$

Factor diurno = 0.3415

b) Factor Intermedio

Horas pagados por semana:

Horas normales $7 \frac{1}{2} \times 6 = 45$ horas

Horas dobles $9 \times 2 = 18$ horas

Horas triples $4 \times 3 = \underline{12}$ horas

TOTAL 75 HORAS (SIMPLES)

Horas reales = $7 \frac{1}{2} \times 6 + 9 + 4 = 58$ horas

Factor de tiempo extra sin prestaciones:

Factor para turno intermedio

$$\frac{(9 \text{ dobles} \times 2 + 4 \text{ triples} \times 3)}{6 \text{ días} \times 7 \frac{1}{2} \text{ horas}} \times 0.7805 = 0.6667 \times 0.7805$$

$$\text{Factor turno intermedio} = 0.5204$$

c) Turno Nocturno

Horas pagadas por semana:

$$\text{Horas normales} = 7 \times 6 = 42 \text{ horas}$$

$$\text{Horas dobles} = 9 \times 2 = 18 \text{ horas}$$

$$\text{Horas triples} = 7 \times 3 = \underline{21 \text{ horas}}$$

$$\text{TOTAL} = 81 \text{ horas (SIMPLES)}$$

$$\text{Horas reales } 7 \times 6 + 9 + 7 = 58 \text{ horas}$$

Factor para turno nocturno:

$$\frac{(9 \text{ dobles} \times 2 + 7 \text{ triples} \times 3)}{6 \text{ días} \times 7 \text{ horas}} \times 0.7805 = 0.9286 \times 0.7805$$

$$\text{Factor turno nocturno} = 0.7248$$

Factor promedio:

$$\frac{0.3415 + 0.5204 + 0.7248}{3} = 0.5289$$

6.- Prestaciones de Ley que Gravan las Horas Extras

$$\text{Educación 1\%} = 0.010000$$

$$\text{Cuota Sindical 2\%} = 0.020000$$

$$\text{IMSS 19.6875\%} = \underline{0.196875}$$

$$\text{TOTAL} = 0.226875$$

Tiempo Extra

$$0.5289 \times 1.226875 = 0.6489$$

7.- Factor Total

$$\text{Para salario general } 1.8776 + 0.6489 = 2.5265$$

RESUMEN DE SALARIOS

CATEGORIA	SALARIO BASE	SALARIO REAL TURNO 8 HRS.
Topógrafo	480.95	1,215.15
Jefe de turno	456.00	1,152.08
Electricista	366.72	926.52
Cabo de perforistas	335.32	847.19
Op. de cargador	312.60	789.78
Op. de empujador	312.60	789.78
Chofer general	306.42	774.17
Soldador	293.34	741.12
Cabo de maniobristas	288.54	729.00
Mecánico	288.12	727.94
Op. de Jumbo	283.50	716.26
Perforista de pierna	263.44	716.11
Perforista de track Drill	283.44	716.11
Perforista de jumbo	283.44	716.11
Manlobrista	276.48	698.53
Chofer	265.32	670.33
Tubero	240.48	607.57
Poblador	234.54	592.57
Ayte. de mecánico	207.30	523.74
Cadenero	204.36	516.32
Cargador de explosivos	195.42	493.73
Bombero	192.84	487.21
Ayte. de soldador	192.78	487.06
Compresorista	192.78	487.06
Ayte. de electricista	192.36	486.00
Bordero	186.12	470.23
Ayte. de manlobrista	186.40	468.41
Estacalero	180.35	455.68
Ayte. de cargador de exp.	168.30	425.21
Ayte. de perforista	155.46	392.77
Ayte. general	155.46	392.77
peón	114.96	290.45

Datos del Túnel

Longitud de la base	13.00 m
Altura de muros	8.50 m
Flecha de clave	6.50 m
Radio de clave	6.50 m
Area Línea A	136.86 m ²
Area Línea B	184.41 m ²
Longitud del túnel	320.00 m
Volúmen	59 011.20 m ³

	Línea A	Línea B
Area I etapa = $(6.5^2 \times 3.1416) \div 4 + (.50 \times 7) + (.50 \times 6.5) =$	39.93	42.20
Area II etapa = $(6.5^2 \times 3.1416) \div 4 + (0.50 \times 6) - (0.50 \times 6.5) =$	32.93	35.00
Area III etapa = $13. \times 8$	<u>104.00</u>	<u>107.20</u>
	176.86	184.40

PRECIO UNITARIO

ANALISIS PRIMERA ETAPA

Area línea A		39.93
Perímetro a línea A		11.21 m
Barrenos de precorte	$\frac{11.21}{0.65} =$	17 barrenos
Barrenos de cuele =	10 39.93 =	63 barrenos
Barreno de cuele =	1 bno. (5" \emptyset equivalente a 6 barrenos)	
Barrenos de cuele (perforación) =		67 barrenos
Profundidad de barrenación =		3.0 m.
Total de barrenación 80 X 30 =		240
Sobrebarrenación =		4%
Avance por	= 3.0 X 0.91 =	2.90 m.
Area a línea B =		42.20 m ²
Volúmen de excavación =		122.38 m ³

CICLO

1.- Topografía		0.75 hrs.
2.- Acomodo de jumbo		0.50 hrs.
3.- Barrenación		5.00 hrs.
No. de perforadoras =	4	
Rendimiento =	12 m/hr.	
Tiempo =	$\frac{240}{4 \times 12} \text{ m/hr} =$	500
4.- Carga		200 hrs.
Rendimiento =	10 bnos/hr.	
Cuadrillas =	4	
Tiempo =	$\frac{80 \text{ bnos}}{4 \times 10 \text{ bno/hr}} =$	200 hrs.

- | | |
|--|------------------|
| 5.- Retiro de jumbo | 0.50 hrs |
| 6.- Disparo y ventilación | 0.50 hrs. |
| 7.- Rezaga | <u>1.50 hrs.</u> |
| Rendimiento de traxcavo = 8154 m ³ /hr. | 10.75 hrs. |

$$\text{Tiempo} = \frac{122.38}{81.54} = 1.5 \text{ hrs.}$$

No. de camiones = 5 + 1 (reserva) = 6 camiones

Cálculo de aire

4 perforadoras X 600 PCM = 2400

2 bombas DAP 10 = 100

Desperdicio 10% = 250
2750 PCM

No. de compresores = $\frac{2750}{750} = 4$ compresores (750 PCM)

Total de barrenos

Cuña = 6 bnos.

Cuele = 57 bnos.

Precorte = 17 bnos.

EQUIPO

DESCRIPCION	CANT.	HME	HMO	CHME	CHMO	IMPORTE
Jumbo de perforación	1	4.83	5.92	1,112.08	642.70	9,176.12
Compresor 750	4	4.83	5.92	461.30	279.55	15,526.26
Camión volteo	5	2.15	8.60	211.58	121.07	7,480.46
Camión volteo	1	-	10.75	211.58	121.07	1,301.50
Traxcavo 977 L	1	2.15	8.60	1,119.15	705.74	8,475.53
Tractor D4	1	2.15	8.60	517.17	322.23	3,883.08
Tanque de aire	1	4.83	5.92	6.38	4.68	58.51
Ventilador	4	10.75	-	47.19	28.84	2,029.17
Bomba DOP10	2	4.83	5.92	45.22	26.99	756.38
Bomba 50 HP	1	1.0	9.75	60.38	39.15	442.09
Perforadora VL 120	4	4.83	5.92	133.96	85.31	4,608.22
Soldadora	1	2.0	8.75	21.59	13.19	158.59
Equipo de corte	1	2.0	8.75	7.38	4.60	53.26
Perforadora de pierna	1	2.0	8.75	144.42	83.98	1,023.66
Jumbo de carga	1	2.0	8.75	133.88	66.60	<u>890.51</u>
					TOTAL	<u>55,863.34</u>

$$\text{Costo por m}^3 = \frac{55,863.34}{122.38} = 456.47$$

MANO DE OBRA

CATEGORIA	CANTIDAD	SALARIO REAL	IMPORTE
Cabo de perforista	1	847.19	847.19
Perforista de jumbo	4	716.11	2,864.44
Ayudante de perforista	4	392.77	1,571.08
Poblador	1	592.57	592.57
Cargador de explosivos	4	493.73	1,974.92
Ayudante de cargador	4	425.21	1,700.84
Chofer A	5	670.33	3,351.65
Compresorista	4	487.06	1,948.24
Bordero	1	470.23	470.23
Operador de empujador	1	789.78	789.78
Operador de cargador	1	789.78	789.78
Electricista	1	926.52	926.52
Ayudante de electricista	1	486.00	486.00
Mecánico	1	727.94	727.94
Ayudante de mecánico	1	523.74	523.74
Operador de jumbo	1	716.26	716.26
Topógrafo	1	1,215.15	1,215.15
Cadenero	3	516.32	1,548.96
Bombero	1	487.21	487.21
Cabo de maniobrista	1	729.00	729.00
Maniobrista	2	698.53	1,397.00
Ayudante de maniobrista	2	468.41	936.82

MAND DE OBRA (continuación)

CATEGORIA	CANTIDAD	SALARIO REAL	IMPORTE
Tubero	1	607.57	607.57
Ayudante general	1	392.77	392.77
Perforista de pierna	1	716.11	716.11
Soldador	1	741.12	741.12
Ayudante de soldador	1	487.06	487.06

Costo por m³

$\$29,540.01/\text{tno.} \times 1 \text{ tno./}8 \text{ hr.} \times 10.75/122.38 = \324.35

MATERIALES

a) Explosivos

CONCEPTO	UNIDAD	CANT./BNO.	No. DE BNOS.	P.U.	IMPORTE
CUÑA					
Tovex 100 1 1/4" Ø	cart.	8	6	\$ 7.82	\$ 375.36
Tovex 100 7/8" Ø	cart.	7	6	5.25	220.50
Estopín Ms (5 m)	pza.	1	6	40.37	242.22
PRECORTE					
Tovex 100 7/8" Ø	cart.	10	17	5.25	892.50
Primacord reforzado	m.	3	17	9.06	462.06
Carrizo	pza.	1	17	1.00	17.00
Cinta de aislar	m.	5	17	1.40	119.00
Estopín (Mark V)	pza.	1	17	40.37	686.29
ABIERTA					
Tovex 100 1 1/4" Ø	cart.	2	57	7.82	891.43
Super mekamon D	kg.	3.69	57	14.27	3,001.40
Estopín (Mark V)	pza.	1	57	40.37	2,301.09

\$ 9,208.90

\$ 75.24/m³

$$\text{Costo por m}^3 = \frac{9208.90}{122.38} = \$75.24$$

b) Material Gufa

CONCEPTO	UNIDAD	CANT/PLANT.	P.U.	IMPORTE
Alambre TW 20	m	60.0	\$ 2.30	\$ 138.00
Alambre TW 12	m	5.4	8.65	46.71
Bastidor (cada 10 m)	pza	0.27	162.00	43.74
Aisladores (2 pzas)	pza	0.54	21.00	11.34
Cinta de aislar	m	36.0	1.40	50.40

$$\text{Costo por m}^3 = \frac{290.19}{122.38} = \$2.37$$

$$\text{TOTAL } \$ 290.19$$

$$\$ 2.37/\text{m}^3$$

c) Acero de Barrenación

$$\$ \frac{14.35 \text{ m (base)} \times 240 \text{ m}}{122.38} = \$28.14 \quad \$ 28.14/\text{m}^3$$

$$\text{barras de (12')} \quad \$ 19.65/\text{m}^3$$

$$\text{costo} = 10.02/\text{m}$$

$$\text{costo por m}^3 = \frac{10.02/\text{m} \times 240}{122.38} = \$19.65$$

d) Cargadora de Explosivos

$$\$ \frac{200,000.00 \times 10.75 \text{ hrs}}{3600 \text{ hr.} \times 122.38 \text{ m}^3} = \$4.88 \quad \$ 4.88/\text{m}^3$$

INSTALACIONES

- a) Tubería para Agua de 2" Ø \$ 6.90/m³
costo por m³
$$\$ \frac{291.47/\text{m (base)} \times 290}{122.38} = \$6.90$$
- b) Manguera de 1" Ø \$ 4.40/m³
costo = \$50,160.00
vida = 1000 hrs.
costo por m³ = $\frac{50,160}{1000} \times \frac{10.75}{122.38} = \4.40
- c) Instalaciones para Suministro de Agua \$ 2.73/m³
$$\$31.10/\text{hr.} \times \frac{10.75}{122.38} = \$2.73$$
- d) Tubería para aire de 4" Ø \$ 20.07/m³
costo por m³ = $\frac{\$847.00 \times 2.9}{122.38} = \20.07
- e) Manguera de 2" Ø \$ 6.95/m³
costo = 79,200.00
vida = 1000 hrs.
costo = $\frac{79,200}{1000} \times \frac{10.75}{122.38} = \6.95
- f) Sistema de Alumbrado \$ 0.08/m³
$$\frac{\$0.3425/\text{m-hr (base)} \times 2.90 \times 10.75}{122.38} = \$0.08$$

g) Sistema de Fuerza \$ 4.57/m³

$$\frac{\$52.07/\text{hr (base)} \times 10.75}{122.38} = \$4.57$$

h) Equipo de Seguridad \$ 6.45/m³

$$\frac{\$1.47/\text{hr-m} \times 50 \text{ hm} \times 10.75}{122.38} = \$6.45$$

i) Instalaciones para ventilación \$ 18.51/m³

$$\frac{\$766.20/\text{m} \times 2.90}{122.38} = \$18.51$$

j) Herramienta Menor \$ 9.73/m³

$$003 \times 324.35 = \$9.73$$

BONIFICACION

a) Por Metro \$ 9.11/m³

$$\$4.65 \times 240/122.38 = \$9.11$$

b) Por Barreno \$ 6.67/m³

$$\$10.75/\text{bno} \times 76/122.38 = \$6.67$$

c) Por Metro Cúbico \$ 4.00/m³

$$=\$4.00/\text{m}^3 = \$4.00$$

RESUMEN PRIMERA ETAPA

EQUIPO	\$ 456.47/m ³
MANO DE OBRA	\$ 324.35/m ³
MATERIALES	\$ 127.91/m ³
INSTALACIONES	\$ 70.66/m ³
HERRAMIENTA MENOR	\$ 9.73/m ³
BONIFICACION	<u>\$ 19.78/m³</u>
	\$1008.90

ANALISIS SEGUNDA ETAPA

Area línea A	32.93 m ²
Perímetro a línea A	10.5 m
Barrenos de precorte 10.5 ÷ 0.60	17 barrenos
Barrenos de cuele 32.93 ÷ 1.2 X 1.2	23 barrenos
Profundidad de barrenación	3.0 m
Sobrebarrenación	4%
Total de barrenación 40 X 2.9	116.00 m
Area línea B	35.00 m ²
Volúmen de excavación 35.00 X 2.9	101.50 m ³

CICLO

1.- Topografía	0.75 hrs
2.- Acomodo de jumbo	0.50 hrs
3.- Barrenación	2.41 hrs
$\frac{116.00}{12m/hr} = 2.41$	
4.- Carga	1.00 hrs
$\frac{40 \text{ bnos.}}{4 \times 10 \text{ bnos/hr}}$	
5.- Retiro de jumbo	0.50 hrs
6.- Disparo y ventilación	0.50 hrs
7.- Rezaga	1.25 hrs
$\frac{101.50}{81.54} = 1.25$	

EQUIPO

DESCRIPCION	CANT.	HME	MMO	CHME	CHMO	IMPORTE
Jumbo de perforación	1	2.48	4.43	1,112.08	642.70	\$ 5,605.11
Perforadora VL 120	4	2.48	4.43	133.96	85.31	2,840.57
Compresor 750	4	2.48	4.43	461.30	279.55	9,529.70
Camión volteo	4	1.31	5.60	211.58	121.07	3,820.60
Camión volteo	1	-	6.91	211.58	121.07	836.59
Traxcavo 977 L	1	1.31	5.60	1,119.15	705.74	5,418.22
Tractor D-4	1	1.31	5.60	517.17	322.23	2,481.97
Tanque de aire	1	2.15	4.76	6.38	4.68	35.98
Ventilador	4	6.91	-	47.19	28.84	1,304.33
Bomba DOP 10	1	2.15	4.76	45.22	26.99	225.69
Bomba 50 HP	1	1.0	5.91	60.38	39.15	291.75
Soldadora	1	1.5	5.41	21.59	13.19	103.73
Equipo de corte	1	1.5	5.41	7.38	4.40	34.87
Perf. de pierna	1	1.5	5.41	144.42	83.98	670.96

\$ 33,200.07

$$\text{Costo por m}^3 = \frac{33200.07}{101.50} = \$327.09/\text{m}^3$$

\$ 327.09/m³

MANO DE OBRA

CATEGORIA	CANTIDAD	SALARIO REAL	IMPORTE
Cabo de perforista	1	847.19	847.19
Perforista de jumbo	4	716.11	2,864.44
Ayudante de perforista	4	392.77	1,571.08
Poblador	1	592.57	592.57
Cargador de explosivos	4	493.73	1,974.92
Ayudante de cargador	4	425.21	1,700.84
Chofer	4	670.33	2,681.32
Bordero	1	470.23	470.23
Operador de empujador	1	789.78	789.78
Operador de cargador	1	789.78	789.78
Electricista	1	926.52	926.52
Ayudante de electricista	1	486.00	486.00
Mecánico	1	727.94	727.94
Ayudante de mecánico	1	523.74	523.74
Operador de jumbo	1	716.26	716.26
Compresorista	4	487.06	1,948.24
Topógrafo	1	1,215.15	1,215.15
Bombero	1	481.21	481.21
Cabo de maniobrista	1	729.00	729.00
Maniobrista	2	698.53	698.53
Ayudante de maniobrista	2	468.41	936.82
Tubero	1	607.57	607.57

MANO DE OBRA (continuación)

CATEGORIA	CANTIDAD	SALARIO REAL	IMPORTE
Ayudante general	1	392.77	392.77
Perf. de pierna	1	716.11	716.11
Soldador	1	741.12	741.12
Ayudante de soldador	1	487.06	487.06
Cadenero	3	516.32	1,548.96

TOTAL \$28,869.68

Costo por m³ =

\$ 245.67/m³

$$\frac{28,869.68 \times 1/8 \times 6.91}{101.50} = \$245.67$$

MATERIALES

a) Explosivos

CONCEPTO	UNIDAD	CANT/BNO	No. DE BARR.	P.U.	IMPORTE
Precorte					
Tovex 100 7/8" Ø	cart	10	17	\$ 5.25	\$ 892.50
Primacord reforzado	m	3	17	9.06	462.06
Cinta de aislar	m	5	17	1.40	119.00
Estopín Mark V	pza	1	17	40.37	686.29
Carrizo	pza	1	17	1.00	17.00
Cuele					
Tovez 100 1 1/4" Ø	cart	2	23	1.82	359.72
Super Mexamon D	kg	3.69	23	14.27	1,211.09
Estopín Mark V	pza	1	23	40.37	928.51

\$4,676.17

Costo por m³

$$\frac{4,676.17}{101.50} = \$46.07$$

\$46.07/m³

b) Material Gufa

\$2.85/m³

Idem concepto b (materiales ter. etapa) = \$290.19 p/vol.

$$\text{Costo por m}^3 = \frac{290.18}{101.50} = \$2.85$$

c) Acero de Barrenación

\$16.40/m³

Costo por m³

$$\$14.35/\text{m (base)} \times 116/101.50 = \$16.40/\text{m}^3$$

d) Barras (12')

\$11.45/m³

$$\text{Costo} = \$10.01/\text{m} \times 116/101.50 = \$11.50$$

e) Cargadora de Explosivos

\$3.78/m³

$$\frac{\$200,000}{3600} \times \frac{6.91}{101.50} = \$3.78$$

INSTALACIONES

- a) Tubería para Agua 2" Ø \$8.32/m³
Costo por m³
$$\frac{\$291.47/\text{m (base)} \times 2.90}{101.50} = \$8.32$$
- b) Manguera de 1" Ø \$3.41/m³
Costo = \$50,160.00
Vida = 1000 hrs.
Costo por m³
$$\frac{\$50,160}{1000} \times \frac{6.91}{101.5} = \$3.41$$
- c) Instalaciones para Suministro de Agua \$2.11/m³
$$\$31.10/\text{hr.} \times \frac{6.91}{101.50} = \$2.11$$
- d) Tubería para Aire de 4" Ø \$24.20/m³
$$\frac{\$847.00 \text{ (base)} \times 2.90}{101.50} = \$24.20$$
- e) Manguera de 2" Ø \$5.39/m³
$$\frac{79,200 \times 6.91}{1000 \times 101.50} = \$5.39$$
- f) Sistema de Alumbrado \$0.06/m³
$$\frac{\$0.3425/\text{m-hr} \times 2.90\text{m} \times 6.91 \text{ hr.}}{101.50} = \$0.06$$

g) Sistema de Fuerza $\$3.54/m^3$
 $\frac{\$52.07/hr \times 6.91}{101.50} = \3.54

h) Equipo de Seguridad $\$4.90/m^3$
 $\frac{\$1.47/hr-hom \times 49 hm \times 6.91}{101.50} = \4.90

i) Instalaciones para Ventilación $\$21.89/m^3$
 $\frac{\$766.20 \times 2.90}{101.50} = \21.89

HERRAMIENTA MENOR $\$7.37/m^3$
 $0.03 \times \$245.67 = \7.37

BONIFICACION

a) Bonificación por m. $\$5.31/m^3$
 $\$4.65 \times 116/101.50 = \5.31

b) Bonificación por barrenos $\$4.23/m^3$
 $\$10.75/bno \times 40/101.50 = \4.23

c) Bonificación por m³ $\$4.00/m^3$

RESUMEN SEGUNDA ETAPA

EQUIPO	\$ 327.09/m ³
MANO DE OBRA	\$ 245.67/m ³
MATERIALES	\$ 80.55/m ³
INSTALACIONES	\$ 73.82/m ³
HERRAMIENTA	\$ 7.37/m ³
BONIFICACION	<u>\$ 13.54/m³</u>
	\$ 748.04/m ³

ANALISIS TERCERA ETAPA

El banqueo se ejecutará en secciones de 10 m. de longitud. Los barrenos de precorte serán a cada 80 cm. y los de cuele a cada 2 m. con una separación entre líneas de 2.50 m. y ubicando los barrenos en tresbolillo.

$$\text{Precorte } \frac{10.00}{0.80} = 13 \quad 13 \times 2 \text{ líneas} = 26 \text{ barrenos}$$

$$\text{Cuele } \frac{10}{2.5} \times 6 = 24 \text{ barrenos}$$

Profundidad de barrenación: 80 m.

CICLO

No. de perforadoras	3
Rendimiento de perforación	10 m/hr
Rendimiento traxcavo 977 L	81.54 m ³ /hr
Tiempo de disparo y ventilación	0.50 hr
Volúmen de excavación 10.0 X 13.0 X 8 =	1040 m ³

BARRENACION

$$50 \text{ barrenos} \times 8 \text{ m} = 400 \text{ m}$$

$$\text{Rendimiento de perforación} = 10 \text{ m/hr}$$

$$\text{Tiempo} = \frac{40.0}{10 \times 3} = 13.33 \text{ hrs} \quad 13.33 \text{ hrs}$$

CARGA

Rendimiento 10 bnos/hr

$$\text{Tiempo } \frac{50}{10 \text{ bnos/hr} \times 4} = 1.25 \text{ hrs} \qquad 1.25 \text{ hrs}$$

DISPARO Y VENTILACION

0.50 hrs

Rezaga

$$\frac{10.40}{81.54} = 12.75 \text{ hrs}$$

Tiempo total = 14.5 hrs.

CALCULO DE AIRE

3 perforadoras Craw/air CM-350 X 600 PCM = 1800 PCM

Desperdicio 10% X 1800 PCM = 180 PCM

Total = 1980 PCM

$$\text{No. de compresores } \frac{1980}{750 \text{ PCM}} = 26$$

Por lo tanto se utilizarán 3 compresores de 750 PCM.

EQUIPO

DESCRIPCION	CANT.	HME	HMO	CHME	CHMO	IMPORTE
Crawlair CM 350	3	12.50	2.00	510.85	315.78	\$ 21,051.54
Compresor 750	3	12.50	2.00	461.30	279.55	18,976.05
Traxcavo 977 L	1	12.5	2.00	1119.15	705.74	15,400.86
Tractor D-4	1	12.5	2.00	517.17	322.23	7,109.03
Camión volteo	5	13	1.50	211.58	121.07	14,660.72
Camión volteo	1	-	14.50	211.58	121.07	1,755.51
Tanque de aire	1	12.50	2.00	6.38	4.68	89.11
Ventilador	4	14.5	-	47.19	28.84	2,737.02
Bomba 50 HP	1	2.0	12.50	60.38	39.15	610.13
Soldadora	1	2.0	12.50	21.59	13.19	208.05
Equipo de corte	1	2.0	12.50	7.38	4.40	69.71
Perforadora de pierna	1	2.0	12.50	144.42	83.98	1,338.59

\$ 84,006.42

Costo por m³

\$ 80.77/m³

$$\frac{84,006.42}{1040} = 80.77$$

MANO DE OBRA

CATEGORIA	CANTIDAD	SALARIO REAL	IMPORTE
Cabo de perforistas	1	847.19	847.19
Perforista de trask	3	716.11	2,148.33
Ayudante de perforista	3	392.77	1,178.31
Poblador	1	592.77	592.77
Cargador	1	493.73	493.73
Ayudante de cargador	1	425.21	425.21
Bordero	1	470.23	470.23
Operador de empujador	1	789.78	789.78
Operador de cargador	1	789.78	789.78
Electricista	1	926.52	926.52
Ayudante de electricista	1	486.00	486.00
Mecánico	1	727.94	727.94
Ayudante de mecánico	1	523.74	523.74
Compresorista	3	487.06	487.06
Topógrafo	1	1,215.15	1,215.15
Cadenero	3	516.32	1,548.96
Chofer	5	670.33	3,351.65
Bombero	1	487.21	487.21
Cabo de maniobras	1	729.00	729.00
Maniobrista	2	698.53	1,397.06
Ayudante de maniobrista	2	468.41	936.82
Tubero	1	607.57	607.57

MANO DE OBRA (continuación)

CATEGORIA	CANTIDAD	SALARIO REAL	IMPORTE
Ayudante general	1	392.77	392.77
Perforista de pierna	1	716.11	716.11
Soldador	1	741.12	741.12
Ayudante de soldador	1	487.06	487.06

TOTAL \$24,470.99

Costo por m³

\$42.64/m³

$$\frac{24,470.99}{8} \times \frac{14.5}{1040} = \$42.64$$

MATERIALES

a) Explosivos

CONCEPTO	UNIDAD	CANT/BNO	NO. DE BARR.	P.U.	IMPORTE
Precorte					
Tovex 100 1 1/4"	cart	2	26	\$ 7.82	\$ 406.64
Tovex 100 7/8"	cart	19	26	5.25	2,593.50
Primacord reforzado	m	7	26	9.06	1,648.92
Cinta de aislar	m	5	26	1.40	182.00
Estopfn Mark V	pza	1	26	40.37	1,049.62
Carrizo	pza	1	26	1.00	26.00
Cuele					
Tovex 100 2" Ø	cart	3	24	34.98	2,518.56
Super Mexamon D	kg	19.56	24	14.27	6,698.90
Estopfn Mark V	pza	1	24	40.37	968.88

TOTAL \$ 16,093.02

$$\text{Costo por m}^3 = \frac{16,093.02}{1040} = \$15.47/\text{m}^3$$

MATERIAL GUIA

CONCEPTO	UNIDAD	CANT/PLAN	COSTO	IMPORTE
Alambre TW 20 (pre)	m	240	2.30	552.00
Alambre TW 20 (cuele)	m	260	2.30	598.00
Alambre TW 12 (cuele)	m	10	8.65	86.50

TOTAL 1,236.50

Costo por m³ \$1.18/m³

$$\frac{1236.50}{1040} = \$1.18$$

ACERO DE BARRENACION

\$5.51/m³

costo por m³

$$\frac{14.35/m \text{ (base)} \times 400/plant}{1040} = \$5.51$$

BARRAS DE 12'

\$4.95/m³

costo por m³

$$\frac{\$12.88/m \text{ (base)} \times 400}{1040} = \$4.95$$

INSTALACIONES

- a) Tuberfa para Agua \$2.80/m³
Costo por m³
$$\frac{\$291.47/\text{m (base)} \times 100 \text{ m}}{1040} = \$2.80$$
- b) Manguera de 1" Ø \$0.52/m³
Costo por m³
$$\frac{\$376.20}{1000 \text{ hr}} \times \frac{14.5 \text{ hr}}{1040} = \$0.52$$
- c) Instalaciones para Suministro de Agua \$0.43/m³
$$\frac{\$31.10/\text{hr} \times 14.5 \text{ hr}}{1040} = \$0.43$$
- d) Tuberfa para Aire de 4" Ø \$8.14/m³
Costo por m³
$$\frac{\$847.00/\text{m (base)} \times 10.0 \text{ m}}{1040} = \$8.14$$
- e) Manguera de 2" Ø \$0.82/m³
Costo por m³
$$\frac{\$59,400}{1000} \times \frac{14.5}{1040} = \$0.82$$
- f) Sistema de Alumbrado \$0.04/m³
$$\frac{0.3425/\text{m-hr (base)} \times 10.0 \text{ m} \times 14.5 \text{ hr}}{1040} = \$0.04$$

g) Sistema de Fuerza \$0.72/m³
$$\frac{52.07/\text{hr (base)} \times 14.5}{1040} = \$0.72$$

h) Equipo de Seguridad \$0.84/m³
$$\frac{1.47/\text{hr-hom} \times 41 \text{ hom} \times 14.5}{1040} = \$0.84$$

i) Instalación para Ventilación \$7.36/m³
$$\frac{766.20/\text{m} \times 10 \text{ m}}{1040} = \$7.36$$

j) Herramienta Menor \$1.27/m³
$$0.03 \times 42.64 = \$1.27$$

BONIFICACION

a) Bonificación por m. \$1.30/m³

Categoría	Bonificación
Cabo de perforistas	0.85
Perforista	1.70
Ayte. perforista	<u>0.85</u>
	\$ 3.40

$$\frac{3.40 \times 4.00}{1040} = 1.30$$

b) Bonificación por Barreno \$0.45

Categoría	Bonificación
Poblador	4.0
Cargador	6.0
Ayte. de cargador	<u>3.0</u>
	\$ 13.0

$$\frac{13 \times 36}{1040} = \$0.45$$

c) Bonificación por m³ \$4.00

RESUMEN TERCERA ETAPA

EQUIPO	\$ 80.77/m ³
MANO DE OBRA	42.64/m ³
MATERIALES	27.11/m ³
INSTALACIONES	21.67/m ³
HERRAMIENTA MENOR	1.27/m ³
BONIFICACION	<u>5.75/m³</u>
	\$ 179.21/m ³

COSTO DIRECTO

Despalme Canal de Llamada	(71,112.61 ÷ 92,000 X 1000 X 60)
Equipo	\$ 4'688,743.50
Mano de Obra	2'704,200.00
Materiales	1'994,400.00
Instalaciones	1'468,200.00
Herramienta Menor	81,000.00
Bonificación	<u>348,600.00</u>
	\$ 11'285,143.50

Excavación I Etapa	(122.38 ÷ 290 X 8) = 337.60 m ³ /dfa
Equipo	11'557,819.00
Mano de Obra	8'212,541.00
Materiales	3'215,640.00
Instalaciones	1'789,110.00
Herramienta Menor	246,362.00
Bonificación	<u>500,828.00</u>
	25'522,300.00

Excavación II Etapa	(87.00 ÷ 29 X 10) = 301.37 m ³ /dfa
Equipo	6'868,889.00
Mano de Obra	5'159,069.00
Materiales	2'114,437.00
Instalaciones	1'691,549.00
Herramienta Menor	154,769.00
Bonificación	<u>283,709.00</u>
	16'272,422.00

Excavación III Etapa

Equipo	4'670,054.00
Mano de Obra	2'993,328.00
Materiales	1'903,122.00
Instalaciones	1'521,234.00
Herramienta Menor	89,154.00
Bonificación	<u>403,650.00</u>
	12'580,542.00

TOTAL \$ 65'660,407.00

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y BIBLIOGRAFIA

De 1950 a 1979 la estructura de la extracción de agua se modificó notablemente, debido a la entrada en operación de las grandes Plantas Hidroeléctricas, pasando a ser el mayor uso la generación en lugar del riego. Esta tendencia se acenturará en el año 2000, alcanzando un volumen que representará el 75% de la disponibilidad media anual,

Este hecho tiene explicación en dos elementos; por una parte, el crecimiento de la población, el aumento en los niveles de vida y los planes de desarrollo industrial del país hacen preveer una demanda que cuadruplicará la actual y, por otra parte, el aumento en los costos de los energéticos -el petróleo en particular- hacen que los proyectos hidroeléctricos resulten altamente competitivos en relación a los proyectos termoeléctricos. De aquí que se contemple para el año 2000 cubrir el 25% de la demanda (que será de 350 000 GWH/año), con plantas hidroeléctricas y continuar la tendencia de diversificar en lo posible las fuentes de generación eléctrica; asimismo, dar un eficiente uso a la energía y aplicando políticas de ahorro.

Un aspecto importante de las plantas hidroeléctricas es que el consumo de agua es nulo, es decir, que esos volúmenes de agua pueden reutilizarse y lo que debe impulsarse con los usos múltiples de las presas hidroeléctricas.

El Proyecto Hidroeléctrico Itzantún es parte de los planes que la C.F.E. ha elaborado para satisfacer la demanda futura de energía, no se ha previsto un uso múltiple que podría ser acuacultura, riego, agua potable, etc.

Por otro lado, hay que mencionar que un estudio socio-económico - para este tipo de proyectos no sólo se debe enfocar a las indemnización y el traslado de poblados, sino que también a los cambios económicos y socio-culturales que resultan en una región. Asimismo, aún no se les da la importancia debida a los estudios de impacto ecológico que permita un conocimiento previo de los posibles cambios en el medio ambiente.

De los estudios realizados, se desprende la viabilidad del Proyecto Itzantún, haciéndose notar la importancia del Estudio Hidrológico en el diseño y en la seguridad de las estructuras. Su construcción indudablemente aportará nuevas experiencias, debido a la falta de antecedentes en la construcción de una cortina de este tipo y tamaño.

BIBLIOGRAFIA

INFORME DE FACTIBILIDAD PROYECTO HIDROELECTRICO ITZANTUN
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, 1979

GEOLOGIA DEL P.H. ITZANTUN
RESIDENCIA DE ESTUDIOS GEOLOGICOS DEL ALTO GRIJALVA
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, 1977

ANEXO HIDROLOGICO DEL P.H. ITZANTUN
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, 1979

EXPLORACION Y PLANEACION DEL P.H. ITZANTUN
L.G. PAULS, S.D. WILSON, D.V. DEERE, A. BENASSINI, 1979

ESTUDIO ECONOMICO DEL TUNEL DE DESVIO P.H. COPAINALA
SUTRAROC, COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, 1978

HIDROLOGIA
SPRINGALL ROLANDO
INSTITUTO DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO, 1970

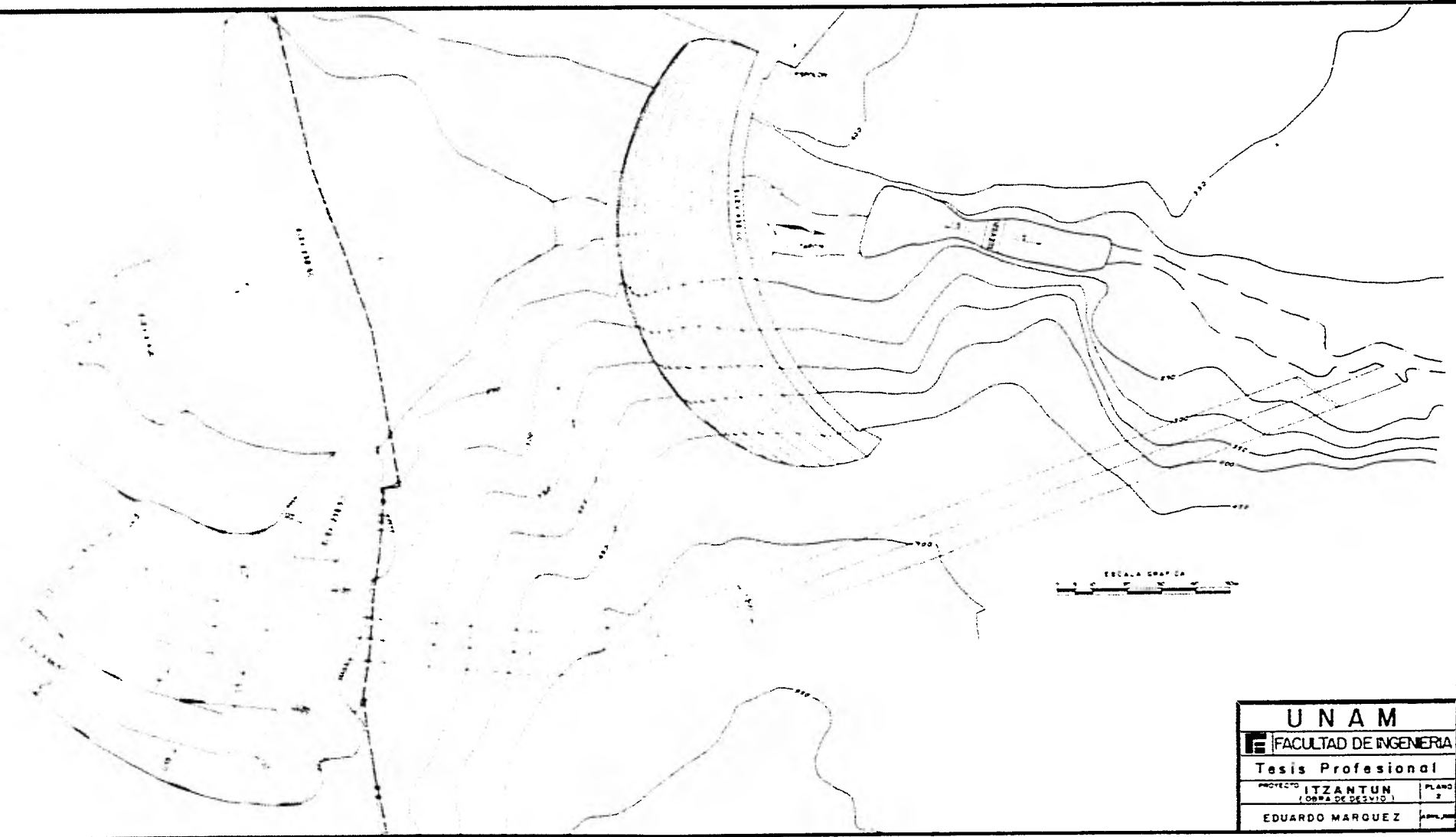
ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES
SPRINGALL ROLANDO
INSTITUTO DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO, 1967

HIDROLOGIA PARA INGENIEROS
LINSLEY, K HOLEY Y PAULUS
2a. EDICION MC GRAW-HILL LATINOAMERICANA, 1977

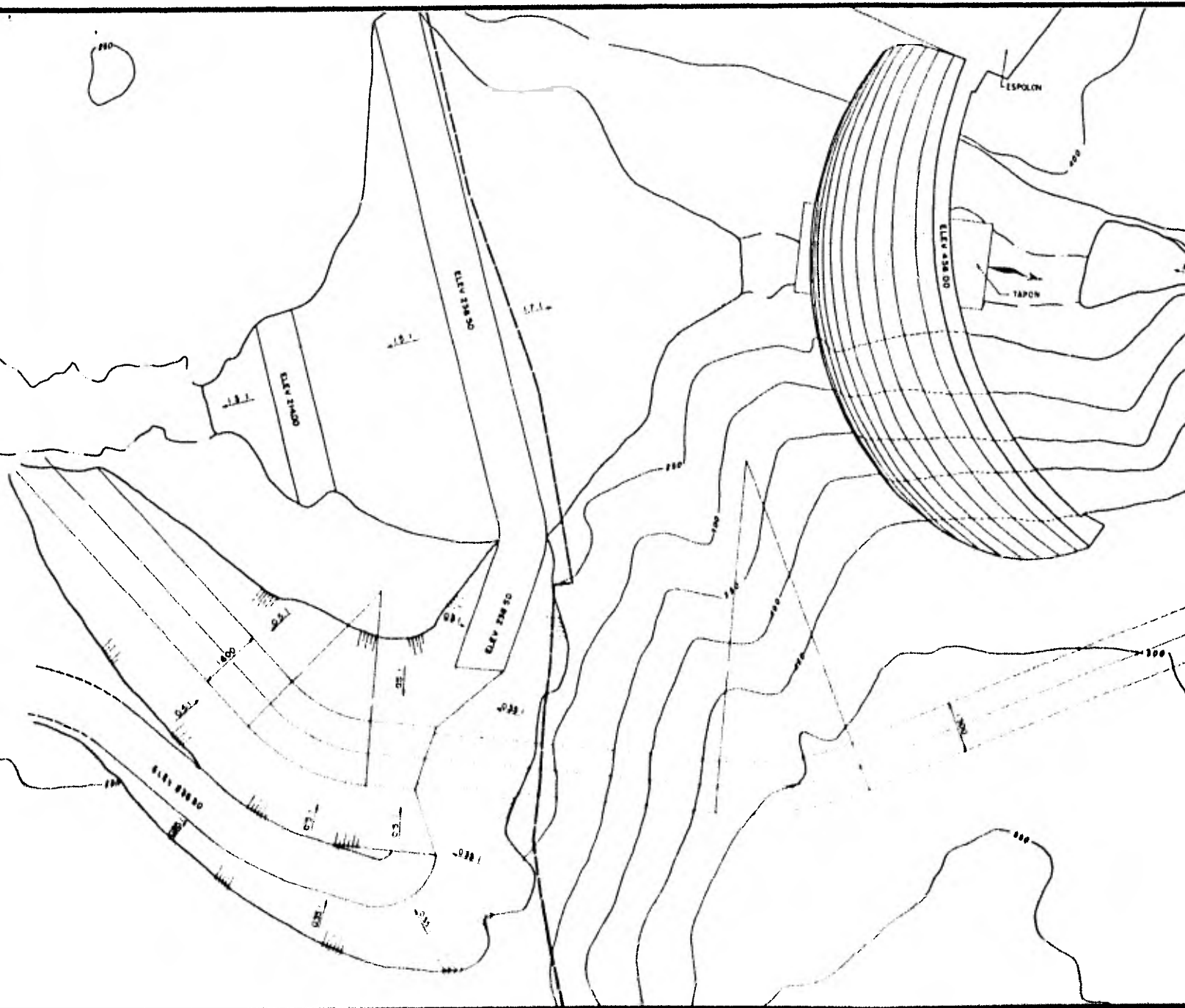
PROYECTO HIDROELECTRICO CHICOASEN
TESIS PROFESIONAL U.N.A.M.
TRUEBA, CARLOS 1977

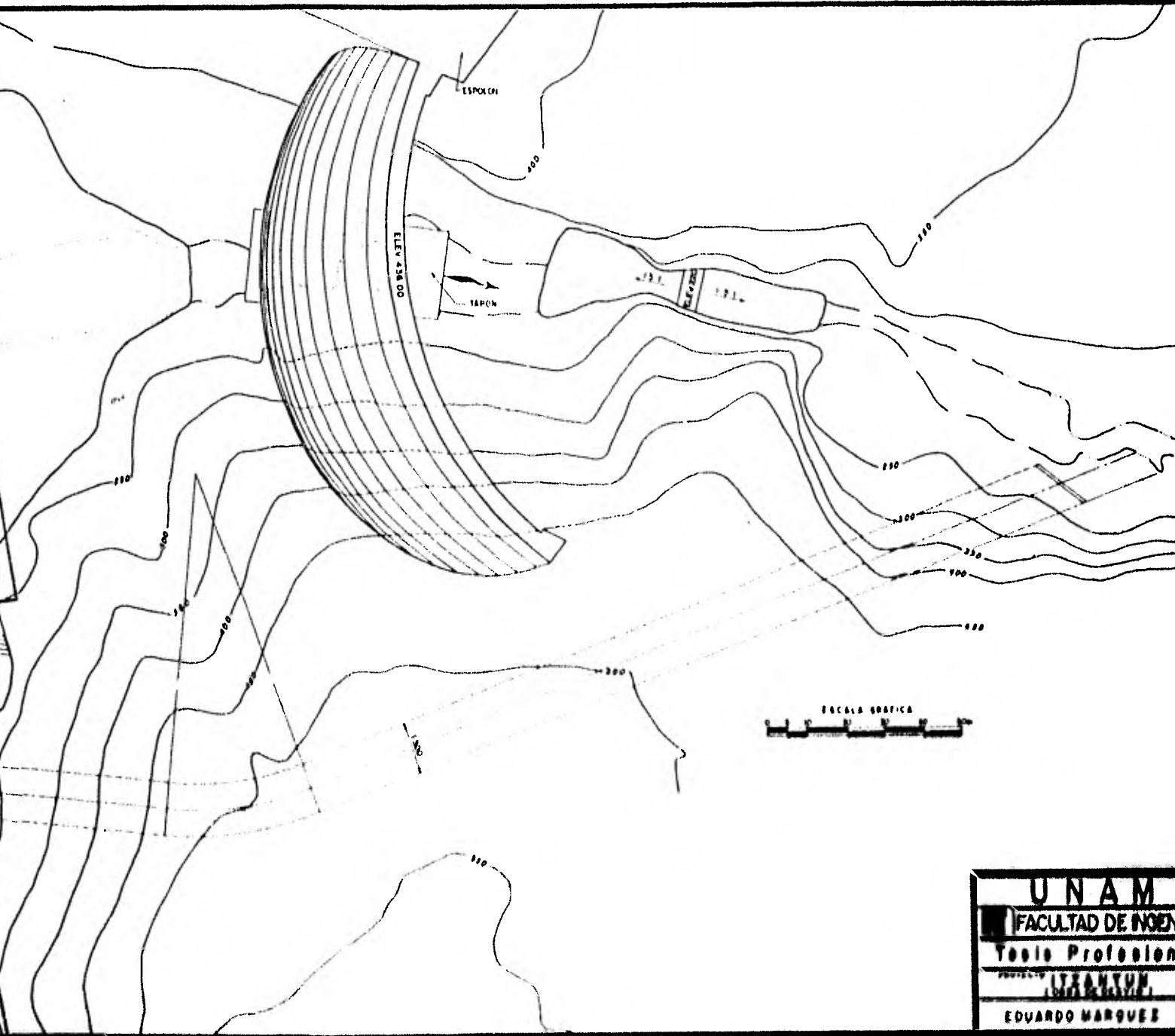
PRESA DE REGULACION EL TRIGRE, PROYECTO EJECUTIVO
TESIS PROFESIONAL
REYES, D. ALFONSO 1980

SALTO GRANDE
COMISION TECNICA MIXTA
BUENOS AIRES, 1981

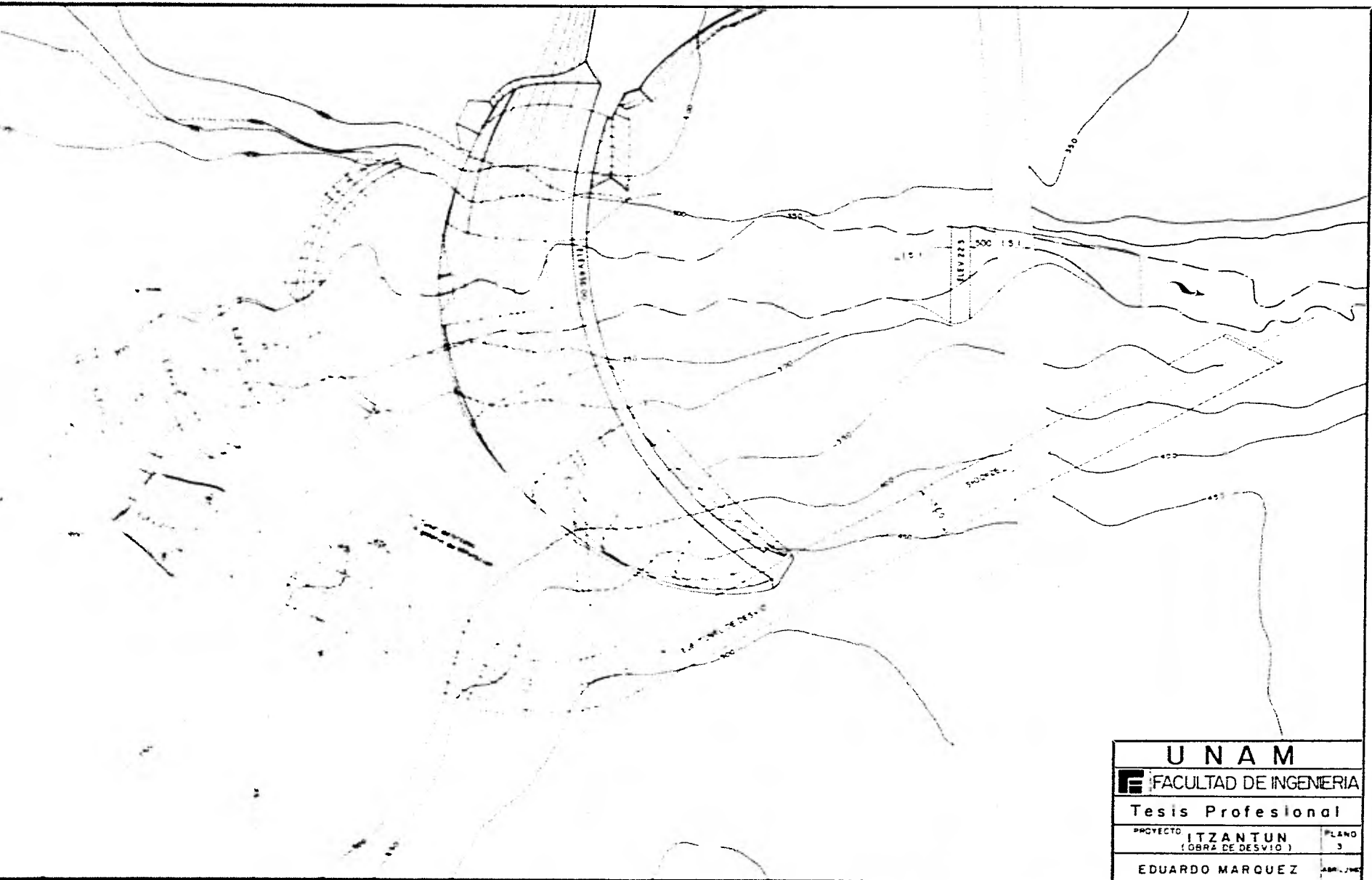


UNAM	
FACULTAD DE INGENIERIA	
Tesis Profesional	
PROYECTO	PLANO
ITZANTUN (OPERA DE SERVIDO)	2
EDUARDO MARQUEZ	





UNAM
FACULTAD DE INGENIERIA
Tesis Profesional
PROYECTO: **UNAM**
EDUARDO MARQUEZ



U N A M

FACULTAD DE INGENIERIA

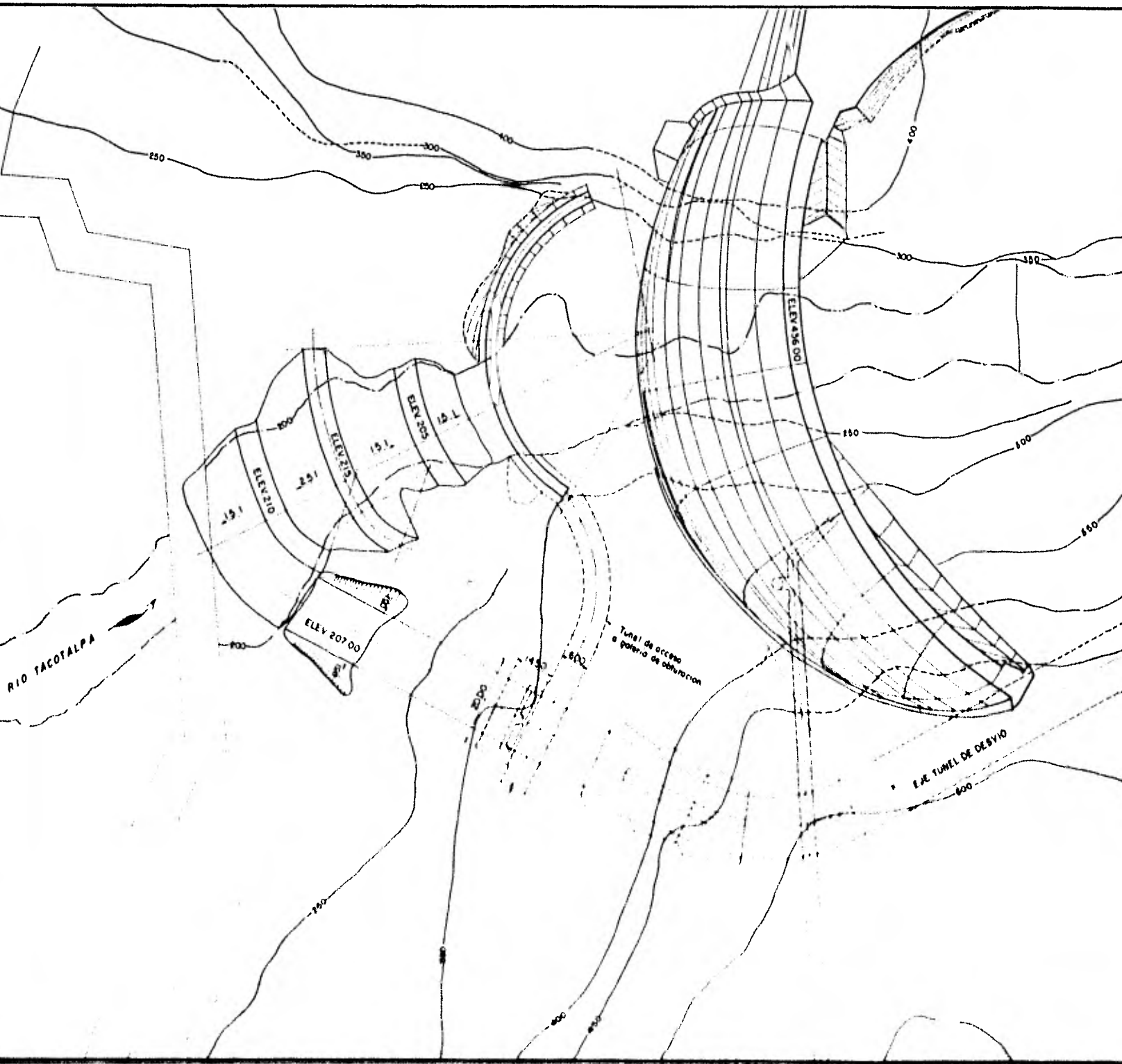
Tesis Profesional

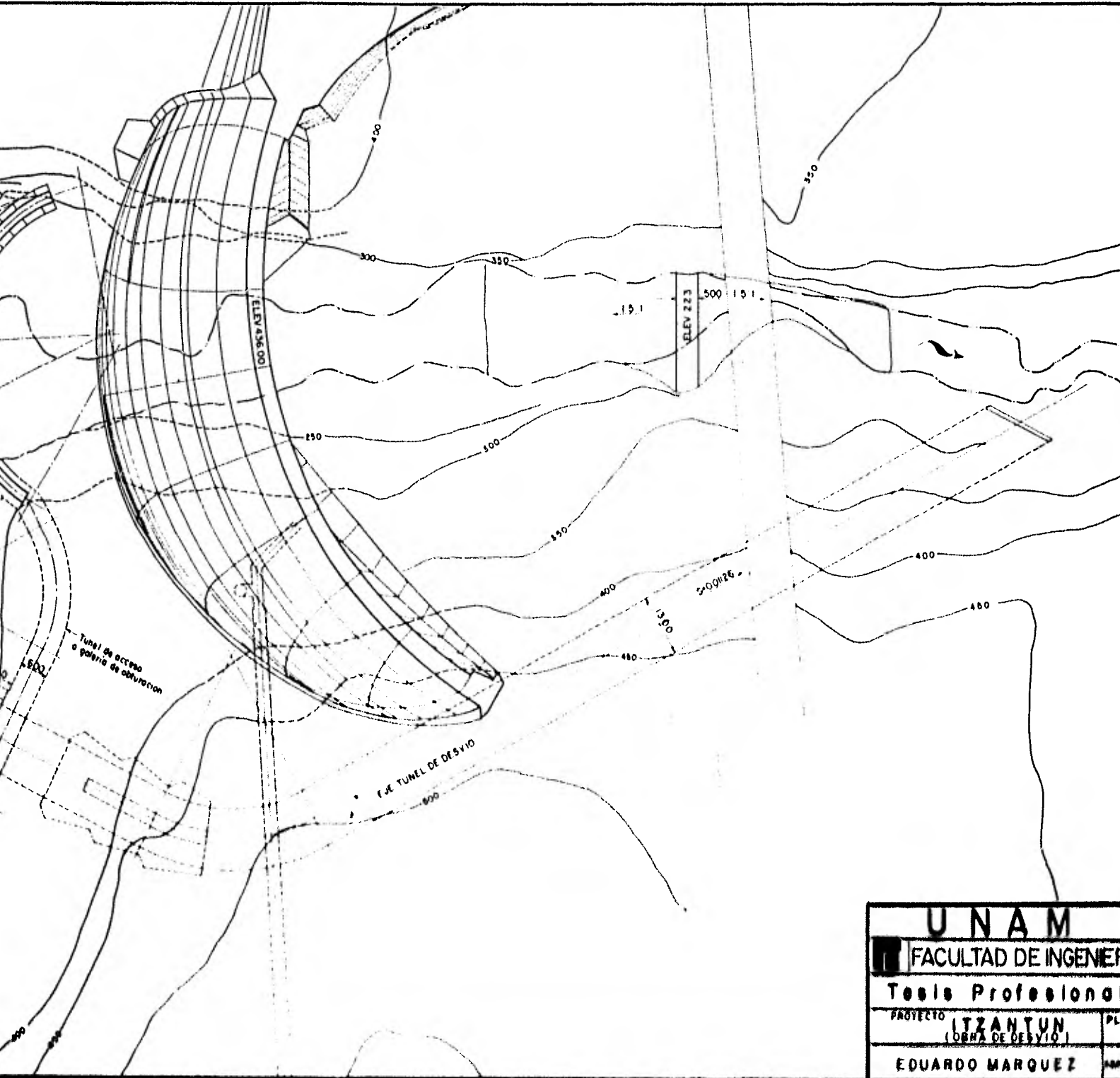
PROYECTO ITZANTUN
(OBRA DE DESVIO)

PLANO
3

EDUARDO MARQUEZ

ABR. 1962





UNAM	
FACULTAD DE INGENIERIA	
Tesis Profesional	
PROYECTO	PL
ITZANTUN (OBRA DE DESVIO)	
EDUARDO MARQUEZ	AM