

1638

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**  
**ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS**

**PROYECTO DEL SIFON "SANCHEZ MEJORADA"**  
**CRUZANDO EL CAUCE MENOR DEL RIO COLORADO**

**TESIS PROFESIONAL**

que para obtener el titulo de

INGENIERO CIVIL

presenta el pasante

**MARIO SANCHEZ LANDA**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

A mis profesores, maestros y amigos  
gracias a cuyas enseñanzas he podi-  
do llegar a culminar mis estudios -  
universitarios.

A todo aquél que, abriendo estas pá-  
ginas, se toma la molestia de leer-  
las y procura entenderlas. Satisfac-  
ción será para mí que una vez estu-  
diados los cálculos expuestos le  
sean de alguna utilidad, afecto y es-  
timación hacia aquél que haga el fa-  
vor de señalarme mis errores y fal-  
sas apreciaciones.

A mis padres, que estando a su  
lado me ayudaron a emprender -  
el camino en la vida.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA  
Dirección  
Núm. 73-1443 T  
Exp. Núm. 73/214.2/

Al Pasante señor Mario SANCHEZ LANDA  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el señor Profesor Ingeniero Antonio Coria, para que lo desarrolle como tesis en su examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

PROYECTO DEL SIFON "SANCHEZ MEJORADA", CRUZANDO  
EL CAUCE MENOR DEL RIO COLORADO.

La gran extensión de terreno que constituye el Valle de Mexicali, Baja California, Méx., se riega con aguas del Río Colorado, de acuerdo con estipulaciones de un Tratado de Aguas Internacionales celebrado entre México y los Estados Unidos el 3 de febrero de 1944 y que entró en vigor el 8 de noviembre de 1945.

Según planeación de las obras de encauzamiento del Río Colorado, aguas abajo de la presa derivadora Morelos, habrá necesidad de construir un sifón cruzando el cauce menor de esa corriente cerca de S. Luis, para regar terrenos de la margen izquierda.

Se propone como tema el proyecto detallado de esa estructura que se ha designado "Sifón Sánchez Mejorada" para honrar la memoria del Ing. Javier Sánchez Mejorada que tan eficazmente laboró en la resolución de los más grandes problemas de ese valle.

Los capítulos más importantes de la tesis serán:

- I.- Descripción geográfica del Valle de Mexicali.
- II.- Constitución del Distrito de Riego del Río Colorado, señalando la extensión de su zona regable, calidad de sus tierras y fuentes de que dispone para cubrir su riego.
- III.- Exposición y estudio del problema del riego de las tierras cultivables ubicadas en la margen izquierda del Río Colorado, hasta mostrar la necesidad de una estructura de cruce del cauce central del Río Colorado.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA  
Dirección  
Núm. 73-1443 T  
Exp. Núm. 73/214.2/

IV.- Proyecto detallado del Sifón Sánchez Mejorada, comprendiendo los estudios relativos a las posibilidades de combinarlo con las compuertas del cauce central y la selección y proyecto detallado de la estructura más conveniente, con sus cálculos hidráulicos y de estabilidad.

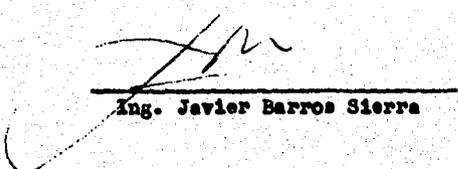
Se formulará un presupuesto de la obra y se hará un programa de construcción.

Se recomienda tomar con todo cuidado las cifras y datos que contiene el Tratado que antes se mencionó, y si se hace necesario exponer algunas de sus estipulaciones, conviene transcribirlas literalmente."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México, D.F. 23 de agosto de 1956  
EL DIRECTOR



Ing. Javier Barros Sierra



JBS:RFV:ag.

## P R O L O G O

Mi propósito al presentar este trabajo puede expresarse en pocas palabras: Llenar uno de los últimos requisitos que marca el Reglamento de Exámenes de la Escuela Nacional de Ingenieros, - para obtener el grado universitario de Ingeniero Civil.

Al terminar los estudios en la Universidad, el pasante- con los conocimientos en ella adquiridos y pocas veces con algunas horas de práctica profesional, son los escasos recursos con que - se enfrenta a la elaboración de una tesis profesional. Las ilusio- nes dentro de la vida estudiantil de la Facultad pronto se desva- necen al enfrentarse con la realidad, en ese período de transi- ción debe triunfar su empeño para adentrarse en la comprensión de los conocimientos adquiridos en la Escuela.

Durante la elaboración de la tesis surge la selección,- organización y desarrollo de ideas, y no pocas veces la modifica- ción o rechazo de ellas que hacen pasar ratos de lo que no siem- pre se recuerda de buen agrado. Estos tropiezos retardan y aún in piden una conclusión.

Afortunadamente para mí, la ambición de superación, el- hecho de contar con la colaboración de los Ings. Oscar Vega Argü- lles y José Ortega López, y la ayuda inapreciable, de mi padre el Ing. Norberto Sánchez Gómez y del Ing. José Luis Sánchez Bribies- ca, fueron factores decisivos en la orientación y desarrollo de - esta tesis.

Tuve la oportunidad, al desempeñar mis labores en la --

S.R.H., de estudiar y desarrollar el diseño del Sifón Sánchez Mejorada. Dada la originalidad del cálculo para el proyecto estructural del conducto de doble barril, he tratado de exponerlo en estas páginas, como también un bosquejo de la interesante planeación del Sifón.

Al someter a vuestra crítica intelectual esta tesis, no pretendo que mi labor sea digna del mínimo elogio; me he esforzado en hacerla digna de vuestra aprobación, con la esperanza que - la considereis suficiente para el otorgamiento del Título. Lo anterior será el mejor galardón que pueda obtener por mi esfuerzo y tendré recompensados con creces los afanes que estas páginas encierran.

# I N D I C E

	Página.
<b>CAPITULO I.</b>	
El Valle de Mexicali . . . . .	1
<b>CAPITULO II.</b>	
El Distrito de Riego del Río Colorado . . . . .	5
<b>CAPITULO III.</b>	
El Riego en la margen izquierda del Río Colo— rado . . . . .	11
<b>CAPITULO IV.</b>	
El Sifón Sánchez Mejorada.	
Localización . . . . .	24
Cálculo hidráulico . . . . .	25
Cálculo estructural . . . . .	40
Diseño de los barriles . . . . .	72
<b>PROGRAMA DE TRABAJOS . . . . .</b>	<b>82</b>
<b>PRESUPUESTO . . . . .</b>	<b>84</b>

## CAPITULO I

### EL VALLE DE MEXICALI

A mediados del siglo pasado, el delta del Río Colorado era una región prácticamente desconocida, las divagaciones del río, - abajo de la boca del Gila, apenas se habían observado y mucho menos anotado en algún registro, algunos exploradores que se aventuraron a navegar corriente abajo del río, entre los bancos cubiertos de sauces y álamos, jamás regresaron para narrar sus impresiones o describir la naturaleza del terreno; sin embargo en aquel tiempo había barcos propulsados a vapor que navegaban de Yuma, -- Ariz., a la desembocadura del río en el Golfo de California.

Actualmente se puede afirmar la inmensa riqueza que el delta del Río Colorado tiene para la agricultura.

La región del delta del Río Colorado tiene una extensión de unos 15,000 kilómetros cuadrados incluyendo la Laguna Salada; puede considerarse en términos generales constituida de un delta físico y de la depresión del Mar del Salton; el delta físico tiene su origen frente a Pilot Knob y se extiende hacia el sur hasta el Golfo de California; el Valle de Mexicali es la parte del delta - del Río Colorado situada al sur de la línea divisoria internacional.

Situado en una depresión estructural gigantesca y separado del Golfo por el cono aluvial del Río Colorado, el Mar del Salton se extiende hacia el noroeste entre cadenas de montañas que convergen hacia el Paso de San Gorgonio, 129 kilómetros al este de la ciudad de Los Angeles. El Mar del Salton, con su elevación su-

perforial de 74 metros bajo el nivel del mar, drena toda la cuenca cerrada que lo circunda. Bordeando el Mar del Salton y extendiéndose hasta elevaciones arriba del nivel del mar, existe un depósito profundo de aluvión cuya superficie se inclina suavemente hacia el Mar ofreciendo una vasta area para el cultivo.

El drenaje superficial de esta región está dividido en dos partes principales por el parte-aguas de Paredones, el cual tiene su origen cerca de la intersección del Lindero Internacional Norte y el Río, y se extiende en dirección suroeste hacia el Cerro Prieto; el drenaje, por el lado norte corre hacia el noroeste para descargar finalmente en el Mar del Salton; el drenaje al sur del parte-aguas es hacia el Golfo de California.

La altitud de los terrenos regables en el Valle de Mexicali, ya sea por gravedad o por bombeo a corta altura, varía de los 2 - MBNM a los 30 MSNM; en la parte occidental no se riegan terrenos a mayor altura por la condición abrupta y rocosa en la sierra de los Cucapás, en la parte oriental hay la posibilidad de regar tierras de mayor altitud, en la mesa arenosa de San Luis, pero desgraciadamente no hay perspectivas de aguas disponibles para esos riegos; en la parte noroeste existen tierras cultivadas hasta a 2 metros bajo el nivel del mar, pero en la parte sur del Valle no es posible regar terrenos a niveles inferiores a 5 MSNM debido a la invasión de las aguas del mar durante el pleamar, a menos que se hagan las obras de defensa y drenaje adecuadas.

El clima dominante es el típicamente desértico; muy seco con poca humedad todo el año, cálido y muy extremo, ya que la -

temperatura ambiente varía desde 48°C durante el verano a 7°C durante el invierno, la temperatura media anual es de 22°C.

La capa cultivable del suelo es de origen aluvial, y está formada por los depósitos de los materiales que acarrea el río, ya que éste va elevando su cauce con los sedimentos que deposita, de tal manera que en un cierto tiempo tiene un nivel superior a los terrenos que lo rodean y cuando en una creciente rompe los bordos ribereños, adopta un nuevo curso y deja en el cauce abandonado tierras de aluvión inmejorables para el cultivo.

Todos los suelos de esta planicie presentan un horizonte cultivable de gran espesor y texturas ligeras que facilitan el crecimiento de las raíces, la penetración del agua en el subsuelo y las labores agrícolas. Estas características aunadas a la calidad del suelo, hacen de estas tierras una de las zonas más fértiles del País comparable con las mejores del mundo.

Las poblaciones más importantes dentro del Valle de Mexicali o cerca de él, son: La ciudad de Mexicali, capital del estado de Baja California Norte, situada al extremo noroeste de la zona regable y con una población de 65,000 habitantes. La población de San Luis, Son., al este del distrito y en la que se albergan 3,000 almas. Además existen otros centros de población distribuidos dentro de la zona, pero son menos importantes que los citados por su bajo número de habitantes.

Entre las comunicaciones, además de las que cuenta el propio Distrito de Riego y caminos vecinales como el de Mexicali a San Felipe, tiene el ferrocarril Sonora-Baja California, que co-

rre de Mexicali a Punta Peñasco prolongándose hasta Benjamín Hill, donde entronca con el Ferrocarril Sud-Pacífico que lo comunica con el centro de la República. El ferrocarril Inter-Californiano que entra en territorio mexicano, proveniente de Yuma, Ariz., por Algodones (pequeño poblado limítrofe situado al noreste del Valle) y sale por la ciudad de Mexicali con destino a El Centro, Calif. recorriendo en nuestro País un total de 83 Km. La carretera Mexicali Tijuana, característica por sus fuertes pendientes en el tramo localizado en la sierra Juárez, tramo que ha limitado el desarrollo de esta importante vía, en la ciudad de Tijuana se enlaza con la carretera que va hacia La Paz, B.C. Esta misma carretera se prolonga por el este hasta San Luis y Sta. Ana, en donde entronca con la carretera internacional México-Guadalajara-Nogales.

## CAPITULO II

## EL DISTRITO DE RIEGO DEL RIO COLORADO.

El Distrito de Riego del Río Colorado comprende la región noreste de la Baja California y una porción noroeste del estado de Sonora, en la zona que constituye la región déltica del Río Colorado, la que se inicia en Yuma, Ariz. y termina en su desembocadura en el Golfo de California. Los límites de este Distrito de Riego, cuya operación está a cargo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, son los siguientes: al norte por la línea divisoria-internacional y la mesa arenosa de Andrade, al sur una línea quebrada que parte del extremo norte de la Sierra El Mayor y termina en la mesa arenosa de Andrade, al poniente por la Sierra de Cucapás y al oriente por la parte del río que sirve de límite internacional y por la mesa arenosa de San Luis, Son.

En el desarrollo agrícola del Distrito de Riego del Río Colorado ha tenido capital importancia el Tratado Internacional de Límites y Aguas entre México y los Estados Unidos, cuyos antecedentes corren paralelos al aprovechamiento de las aguas del Bajo Río Colorado.

El Tratado de Aguas Internacionales celebrado entre México y los Estados Unidos es de vital importancia en el desarrollo económico de la zona fronteriza norte y reviste particular interés en el caso de las tierras regadas por el bajo Río Colorado, puesto que:

De no haberse firmado el Tratado con los Estados Unidos, -- las obras construídas por este País en su territorio son de una --

importancia tal que controlaría prácticamente todo el caudal del Rfo Colorado y por tanto, el Valle de Mexicali que depende exclusivamente del volumen de agua de este río, quedaría en unas condiciones de inseguridad que estaría irremisiblemente condenado a muerte.

Por lo que respecta al Rfo Colorado, México recibe un volumen de 1 850 234 000 metros cúbicos anuales, parte de él por el canal Todo Americano y el restante por el propio río; excepto en las determinadas condiciones que fija el Tratado.

Entre las obligaciones estipuladas para nuestro País se encuentra la de construir, ya sea en el tramo limítrofe del Rfo Colorado o en territorio nacional, una presa de derivación de las aguas que se van a recibir en el cauce del mismo río. (Artículo-12, inciso a.)

En acuerdo con este último punto México construyó en el tramo limítrofe del Rfo Colorado, aproximadamente 1.5 kilómetros donde se inicia dicho tramo, en el sitio conocido como Algodones; la Presa Derivadora Morelos, que fué inaugurada por el entonces Presidente de la República el 23 de septiembre de 1950. Dicha estructura, de principal importancia dentro de las que se encuentran en el Distrito de Riego, tiene las siguientes características:

La cortina, que ocupa el cauce del río entre el bordo Ockerson por el lado mexicano y el de Yuma por el estadounidense tiene un tramo de 181.30 metros con cresta vertedora fija a la cota 32.80 metros; hecha con sección de 2.30 metros de altura, -

ligada a delantales de concreto protegidos con atagüfas metálicas y enrocamientos, la cota de los delantales es de 30.50 metros y su longitud de 15.00 metros. Los enrocamientos tienen aguas arriba una longitud de 30.00 metros y un espesor de 1.20 metros y aguas abajo 26.00 y 1.80 respectivamente. Por el lado mexicano tiene un tramo de 214.00 metros con veinte compuertas radiales de 9.14 y 3.37 metros con su inbral a la cota 29.43 metros; estas compuertas cerradas permitirán derivaciones de las aguas del río hasta la cota 32.80 metros que corresponde a la cresta vertedora fija y abiertas dejan un claro libre hasta la cota 40.54 metros para el paso de avenidas. Las compuertas se apoyan sobre machones de una altura de 11.76 metros que forman unidades independientes para cada compuerta. Sobre los machones descansa un puente de maniobras de 6.70 metros de ancho. La plataforma de concreto que constituye la cimentación de los machones tiene una longitud de 33.00 metros y se encuentra protegida con atagüfas metálicas y enrocamientos.

La estructura está diseñada para dar paso a una avenida máxima supuesta de 10 000 metros cúbicos por segundo.

La boca-toma en la margen derecha, por donde se extrae el agua derivada, tiene doce compuertas radiales de 6.00 por 2.00 metros, con pantalla de concreto para formar orificio, quedando el umbral correspondiente a la cota 30.70 metros; la capacidad de esta toma es de 228 metros cúbicos por segundo.

De esta obra de toma nace el canal Todo Mexicano, el cual sigue una localización paralela al río para terminar en la repre

sa Matamoros.

De esa represa nacen tres canales: del Norte, del Alamo y de Conexión.

El Canal del Norte, el más pequeño de estos tres está localizado en la parte septentrional del sistema y riega los terrenos comprendidos entre la mesa arenosa de Andrade y el Canal del Alamo.

El Canal del Alamo, actualmente el más importante del Distrito de Riego, sigue el curso del río del mismo nombre cerca de la bocanoma donde se origina se encuentra la represa Nacional -- que en la actualidad se usa como obra de control. Como a 40 kilómetros de la represa Matamoros está la Cudahy de la que se deriva agua para los canales Delta 1, Solfataras y Wardlaw; cercana a la ciudad de Mexicali está la represa Sharp por la que se deriva agua a los canales Alamitos Central y Principal del oeste y en donde se controlan los desagües hacia el Río Alamo que cruza el lindero internacional y desemboca en el Mar del Salton. El Canal Alamo riega la parte noroeste del Valle de Mexicali.

El Canal de Conexión llamado también Nuevo Delta, corre -- aproximadamente en dirección paralela al Río Colorado, como a 12 kilómetros de su origen se encuentra la represa Galeana por la que se deriva agua a tres canales: el de Paredones que corre hacia el oeste, el Nuevo Delta al sureste y el de Conexión hacia el sur.

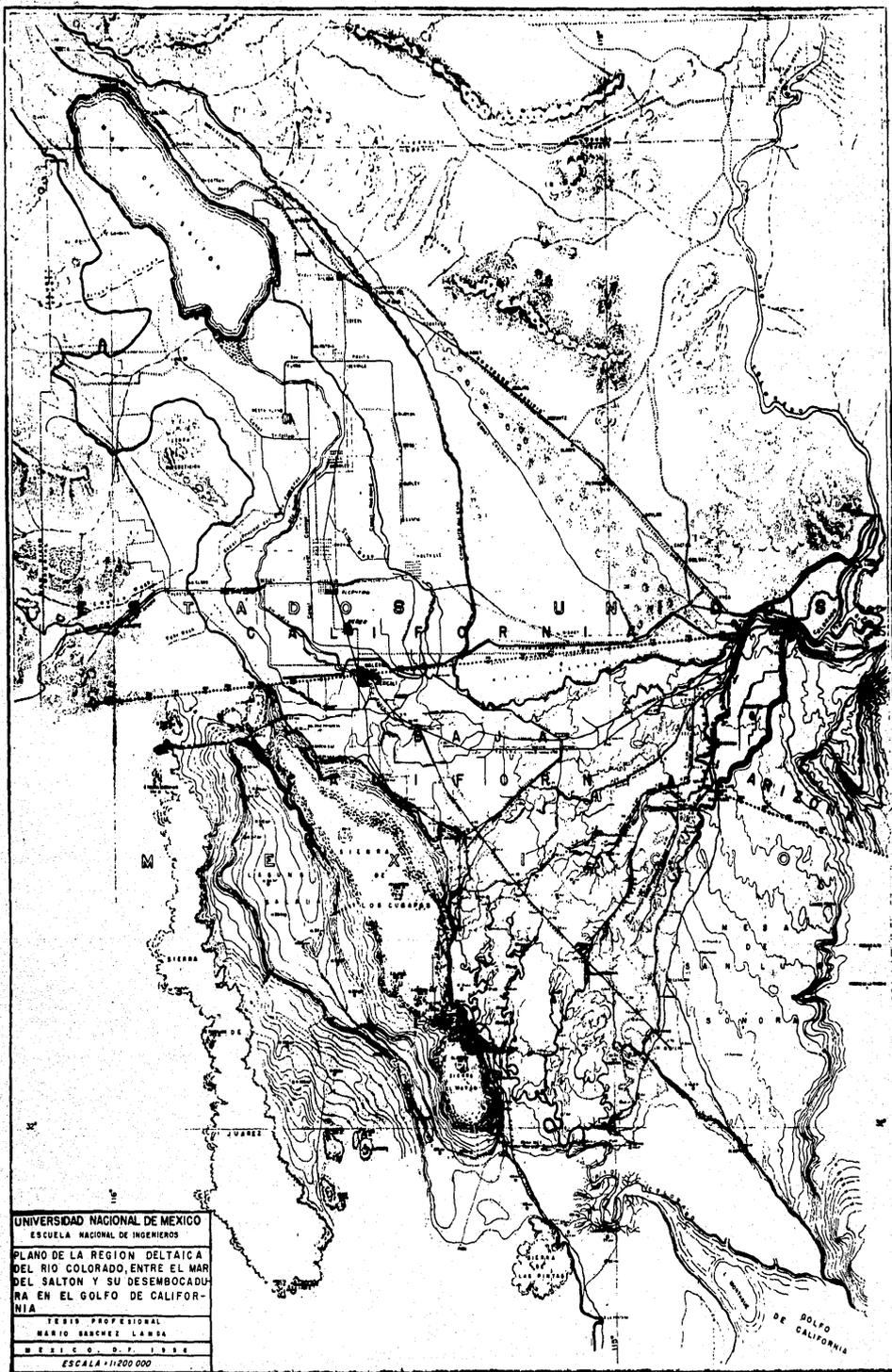
Para el riego de la margen derecha también se cuenta con plantas de bombeo como la Juárez que toma agua del propio Río Co

lorado para alimentar al canal del mismo nombre y la Murguía semejante a la anterior.

Para el riego de la margen izquierda se tienen dos canales principales el Bacanora y el Sánchez Mejorada. El primero se origina en la planta de bombeo cercana a la línea divisoria internacional, tiene una dirección paralela al río y termina en la Colonia de la Bolsa. Riega una estrecha faja de terreno comprendida entre el río y el Canal Sánchez Mejorada. Este último, se alimenta con aguas obtenidas por bombas instaladas en la margen del Río Colorado a la altura de San Luis, Son., y con la que proviene de los drenes de Yuma, Ariz., su curso es francamente en dirección suroeste, con una longitud de 40 kilómetros para llegar a morir a la altura del ejido Nuevo Michoacán. Este canal riega las tierras comprendidas entre el Riito y la mesa arenosa de San Luis.

También en esta zona se cuenta para fines de riego, con pequeños canales que se alimentan con aguas del Río Colorado, como son: Aztecas, Zacatecas, Nuevo León, etc.

En los terrenos del Distrito de Riego hay construidos varios bordos de defensa como son: en la margen derecha, el bordo Ockerson, construido por los Estados Unidos con el objeto de evitar las desviaciones del río hacia el Mar del Salton lo cual pondría en peligro de inundaciones el Valle Imperial. Este bordo va desde las compuertas Rockwood hasta la Colonia Hindúes con una dirección más o menos paralela al río y tiene una longitud aproximada de 50 kilómetros. El bordo Rodríguez construido por México-



UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO  
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS  
 PLANO DE LA REGION DELTAICA  
 DEL RIO COLORADO, ENTRE EL MAR  
 DEL SALTON Y SU DESEMBOCADA  
 RA EN EL GOLFO DE CALIFOR-  
 NIA  
 TESIS PROFESIONAL  
 MARTO SANCHEZ LAMDA  
 MEXICO, D.F. 1954  
 ESCALA 1:1200 000

para proteger contra posibles inundaciones las tierras de cultivo del Valle de Mexicali, este bordo se inicia en el Ockerson a la altura de la Colonia Hindúes, sigue una dirección suroeste para terminar en la colindancia entre los ejidos Oaxaca y Nuevo León cerca de la vía del ferrocarril Sonora-Baja California. Por último se tiene el bordo de los Volcanes que coincide con el bordo de la margen izquierda del canal Solfatara.

En la margen izquierda del Río Colorado, están los bordos de Yuma y San Luis y también una prolongación del bordo Ockerson (éste en realidad el verdadero bordo Ockerson) que se construyó para evitar desviaciones del Río al Mar del Salton, cuando aquel corría por el cauce, hoy abandonado, al pie de la mesa arenosa de San Luis.

Todas estas instalaciones y estructuras en el Distrito de Riego del Río Colorado han permitido el incremento en la extensión de las tierras cultivables dentro de las condiciones de seguridad que permiten los riegos; con esto se ha logrado un aumento de volumen de cosechas y por tanto el valor de las mismas en la forma que se muestra en las gráficas adjuntas.

S-X

**INDEX OF VALUE OF RESEARCH AND DEVELOPMENT EXPENDITURE**

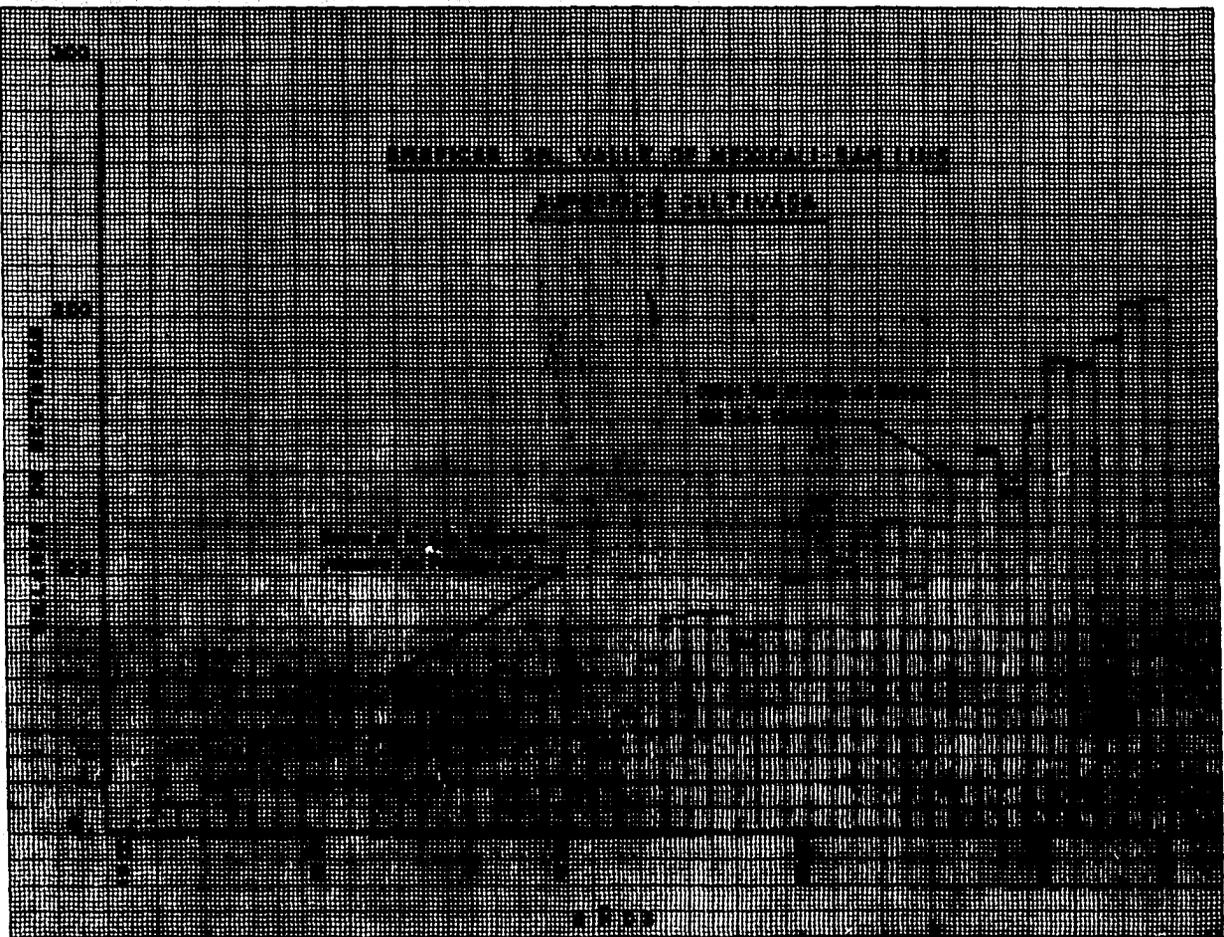
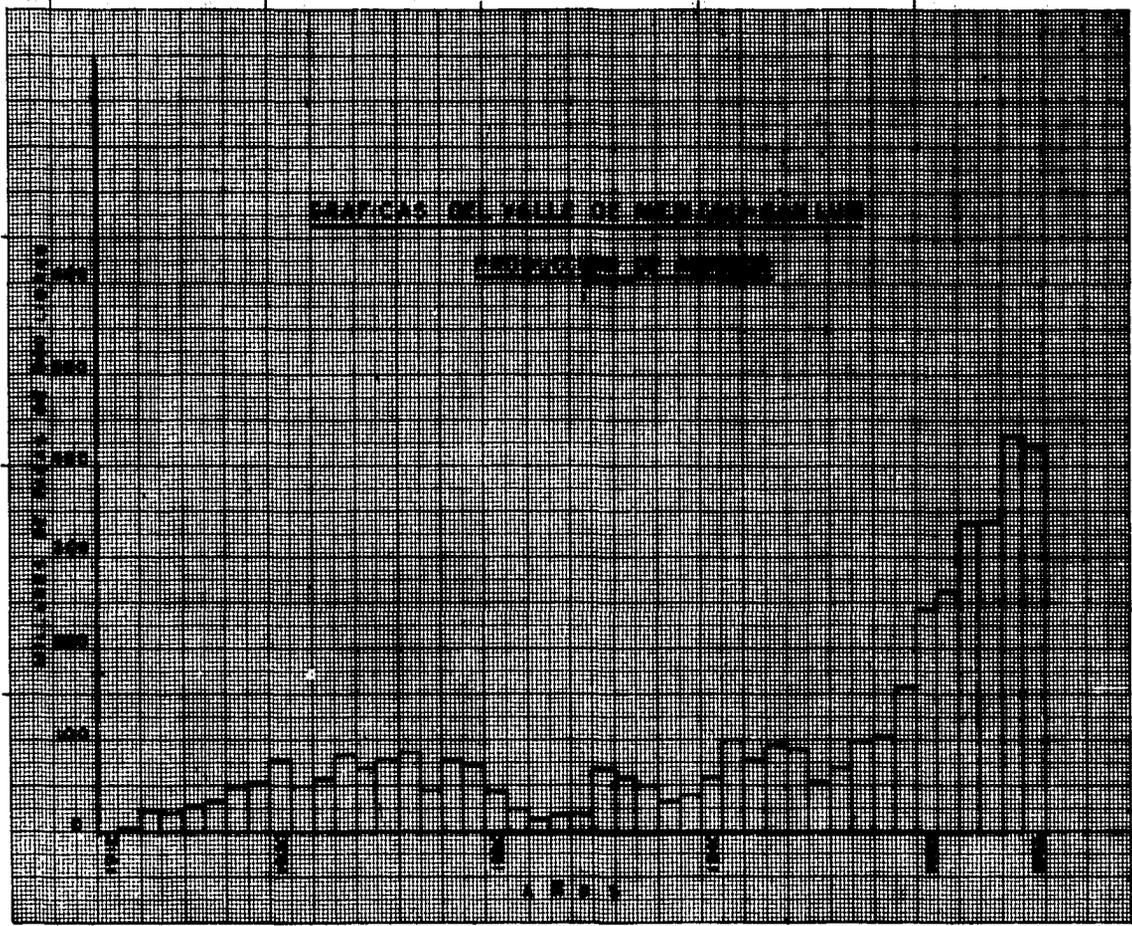
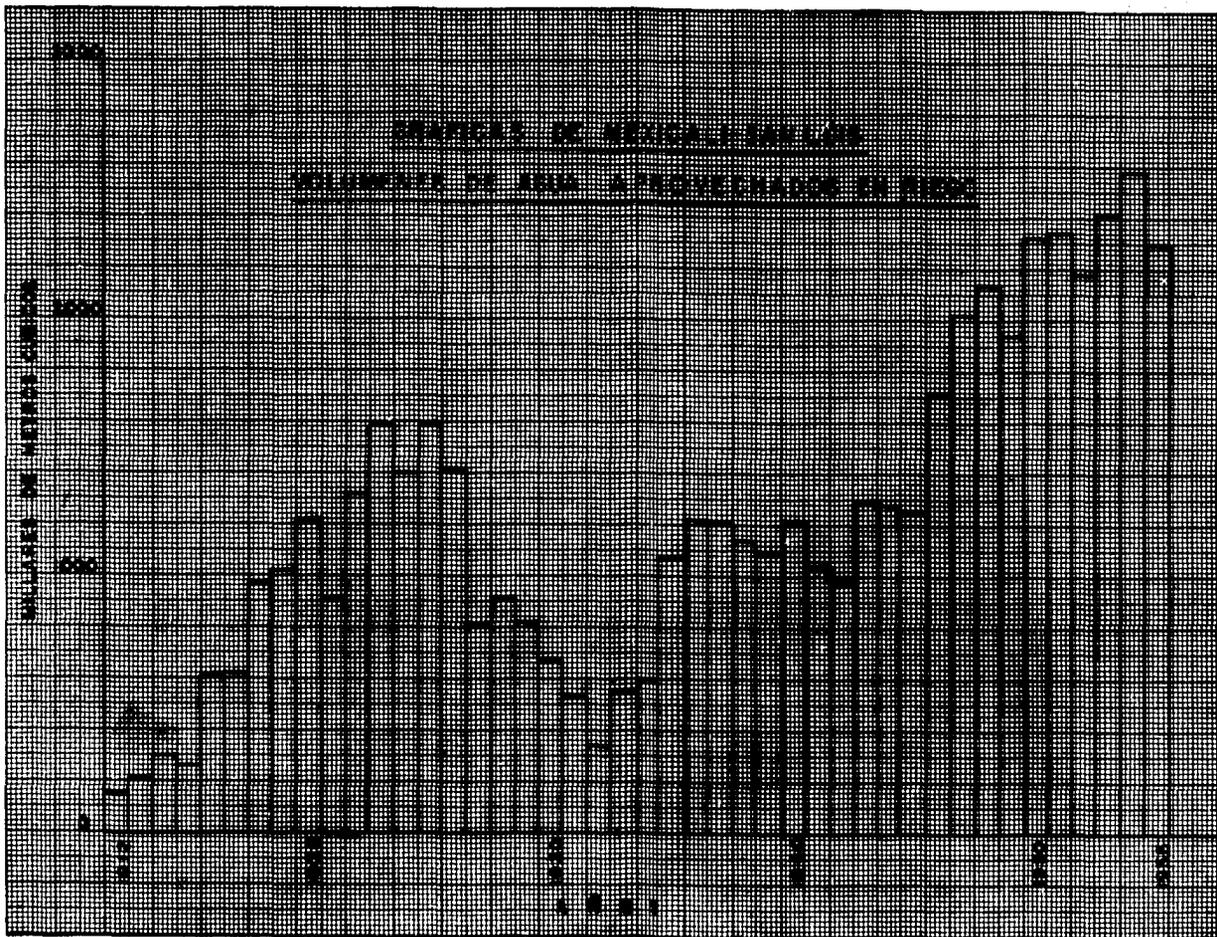


GRÁFICO DEL VALOR DE MONEDA EXTERNA

PERIODO DE 1950 A 1955



**GRANDES DE BRIGADA MILITARES**  
**VOLUMEN DE LAS ADMINISTRACIONES DE BARRIO**



## CAPITULO III

## EL RIEGO EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL RIO COLORADO

Los terrenos regables en la margen izquierda del Río Colorado presentan casi en su totalidad las mismas características geológicas y topográficas que toda la zona del Distrito de Riego descrita en los capítulos anteriores.

Esta zona cuenta en total con una extensión aproximada de 80 000 Has., descontando de ésta los terrenos ocupados por caminos, canales, ferrocarril, poblados, etc., se tiene en terrenos susceptibles de riego y cultivo, 60 000 Has.

Los límites de esta parte del Distrito de Riego del Río Colorado, se pueden considerar: Al norte por la línea divisoria internacional sur y el tramo del Río que corre en nuestro País, al sur y poniente por el mismo Río, y al oriente por la mesa arenosa de San Luis.

Al igual que toda la región, el cultivo principal tanto en terrenos que a él se dedican como en valor de las cosechas obtenidas es el algodón, ya que hasta la fecha las condiciones económicas y de mercados en el vecino País del Norte garantizan las inversiones que en su cultivo se hagan; siguen en importancia el trigo, alfalfa achicalada y la cebada.

Esta margen del Río está zurdada por los caminos del propio Distrito, por lo que es posible llegar a la población de San Luis, Son. (Al norte de la Zona en cuestión) y de ella a cualquier punto no solo de la región sino de toda la República; cuenta también con el ferrocarril Sonora-Baja California que tiene -

la estación Riito como a 13 Kms. del puente de cruce con el Río Colorado.

Para satisfacer las necesidades del riego de las tierras que actualmente se cultivan, se cuenta como principal fuente para abastecer los canales que en esta margen corren, las aguas del mismo Río bombeadas a lo largo de su margen, desde cerca de la línea divisoria internacional sur, donde se localiza la planta de bombeo que abastece el canal Sánchez Mejorada, hasta las bombas para alimentación de los canales Mezquital Norte y Sur a aproximados 36 Kms. en línea recta desde el lindero internacional sur y a 16 MSNM. Siendo en total siete plantas de bombeo para alimentar los canales: Bacanora, Asteca, Elorduy y Maravillas, Nuevo León, Zacatecas, Mezquital Norte y Sur, y Sánchez Mejorada. Debe mencionarse que en este último se reciben también por bombeo las aguas de los desagües y drenes del Distrito de Riego de Yuma, Ariz.; hay el compromiso de recibir estas aguas durante todo el año, las cuales alcanzan un volumen hasta de  $5 \text{ m}^3/\text{seg.}$  en la temporada de riegos.

No se cuenta con datos precisos de los gastos proporcionados por las mencionadas bombas, pero si se considera un coeficiente de riego de 1.25 lts./seg./Ha., coeficiente usado para el proyecto del Canal de Conexión en la margen derecha del Río y superior a los promedios usados hasta 1949, se tiene que para las 36 730 Has. actualmente en cultivo, un gasto de  $45 \text{ m}^3/\text{seg.}$

La diversidad de sitios donde se encuentran localizadas las diversas plantas de bombeo han hecho altamente difíciles y -

costosas sus operaciones y mantenimiento, hechos que aunados a la necesidad de un riego planificado en esta margen del Rfo han creado un problema cuyas soluciones pueden ser:

Unir todas las plantas de bombeo en una sola con capacidad suficiente para cubrir los requerimientos del riego.

La construcción de un sifón para el cruce del Rfo Colorado de las aguas derivadas del Canal de Conexión en la margen derecha. O un puente-canal con estas mismas funciones.

Y por último, un canal que partiendo de la presa derivadora Morelos cruce el territorio de los Estados Unidos hasta el lindero internacional sur, en un punto conveniente para su unión con el sistema mexicano de canales. Este punto quedaría bajo la aprobación de la Comisión Internacional de Límites y Aguas, según el artículo 12 del Tratado Internacional de Aguas.

A continuación se analizará cuál de todas estas alternativas es la más conveniente para el Distrito de Riego.

La elección del puente-canal como estructura de cruce del Rfo Colorado queda eliminada por las siguientes razones:

La elevación de la rasante en el puente-canal queda obligada por las necesidades hidráulicas de los canales de riego en la margen izquierda, por lo tanto el claro libre entre el espejo de agua en el Rfo y la canaleta en el puente se vería reducido a unos 0.50 m. cuando ocurriera una creciente máxima extraordinaria de  $850 \text{ m}^3/\text{seg.}$  ( $t = 3.60 \text{ m.}$ ). Claro bastante pequeño para permitir el paso de los sólidos flotantes que llevara el Rfo, poniendo en peligro la estabilidad de la estructura y reduciendo -

la capacidad del cauce.

El obstáculo ofrecido por la subestructura al paso de la corriente provocaría remansos en las aguas del Río que quizá obligarían a elevar el nivel de los bordos de protección Ocker-son y San Luis, aumentando con esto los costos de la obra.

Por último, tomando en cuenta la naturaleza del suelo y las erosiones en el lecho del Río durante las crecientes, probablemente sería necesario el uso de pilotes bastante profundos en la cimentación, encareciendo más el costo de la estructura.

La última de las alternativas queda de inmediato desechada por las siguientes razones:

La adquisición del derecho de vía en territorio norteamericano sería muy costosa para nuestro País y además, acarrearía problemas jurídicos de expropiación que demorarían las construcciones de las obras.

La construcción del canal y estructuras necesarias para el funcionamiento de éste, por los Estados Unidos, sería mucho más onerosa para México.

La operación y mantenimiento de este canal por el vecino País, también serían más costosos que si los realizara nuestro País.

La operación y servicio del canal por los Estados Unidos acarrearían una servidumbre a todas luces inconveniente para México.

Todos los conceptos anteriormente expuestos muestran la necesidad de rechazar las dos alternativas: El puente-canal y el -

canal por territorio norteamericano. Por lo tanto, se analizará con más detalle cuál de las dos restantes es la más conveniente.

Para la elección de cualquiera de las dos estructuras se tomará en cuenta la conveniencia de cada una dentro de los siguientes conceptos: Costo inicial de la obra, gastos de operación y consumo durante su funcionamiento, gastos de conservación, depreciación, ganancia de agua y operación.

#### COSTO INICIAL DE LAS OBRAS.

Planta de bombeo.- La demanda máxima mensual para el riego en la margen izquierda (Agosto) es en promedio de 117 416 995 m<sup>3</sup>.

Si se adoptan turnos de trabajo en la planta de 16 horas por día, hay necesidad de instalar 22 unidades de bombeo con capacidad de 3.1 m<sup>3</sup>/seg. cada una, siendo entonces el costo de ellas igual a:

$$C_b = \$ 90\,000.00 \times 22 = \$ 1\,980\,000.00$$

Por otra parte, el costo de los motores eléctricos para la acción de ellas sería aproximadamente de:

$$C_m = \$ 80\,000.00 \times 22 = \$ 1\,760\,000.00$$

El costo de la instalación de todo el equipo se estima en \$ 1 000 000.00, y las estructuras necesarias para el funcionamiento de la planta, como son: cárcamos, tuberías de descarga, desarenadores y si es necesario canales de llamada, se considera en \$ 6 000 000.00 incluyendo también habitaciones para los operarios, almacenes y oficinas.

Las líneas de fuerza para la conducción de la energía que-

moviera los motores, probablemente iría de San Luis, Son. a la planta; importarían más o menos \$ 100 000.00 .

Por lo tanto el costo aproximado de las bombas y elementos necesarios para su funcionamiento sería aproximadamente igual a \$ 9 840 000.00 .

Sifón.- Por lo que a éste se refiere, de anteproyectos hechos en la Secretaría de Recursos Hidráulicos, se tiene que su costo de construcción es, en forma aproximada, de \$12 000 000.00. La erogación de esta cantidad incluye todos los elementos necesarios para su funcionamiento.

Por lo que se refiere al costo inicial de las obras, es obvia la conveniencia de la planta de bombas sobre el sifón, aunque esto no significa una decisión económicamente más útil como se verá más adelante.

#### GASTOS DE OPERACION Y CONSUMO.

Planta de bombeo.- Dentro de estos gastos, en instalaciones de este tipo, se cuentan los siguientes:

a).- Consumo de energía.

b).- Consumo de lubricantes.

c).- Mano de obra.

d).- Materiales de trabajo.

a).- Consumo de energía.- Para valuar los gastos anuales por este concepto se sigue la tarifa publicada en el Diario Oficial de la Federación, en el número del 30 de septiembre de 1953, que a la letra dice:

## TARIFA NUM. 5

## SERVICIO PARA IRRIGACION AGRICOLA

- 1.- Aplicación.- Para motores que accionen bombas para irrigación agrícola y alumbrado para locales de las mismas.
- 2.- Cuotas mensuales.- a).- \$0.1285 (doce centavos ochenta y cinco centésimas de centavo) por cada uno de los 100 primeros Kilo-Watt hora consumidos por cada caballo de potencia instalado en los motores. b).- \$0.117 (once centavos siete décimas de centavo) por cada Kilo-Watt hora consumido en exceso de los anteriores.

Con los conceptos de esta tarifa, el número de horas que laboran mensualmente las bombas y la potencia de los motores que las accionan se pueden tabular los valores de:

**KILOWATT-HORA CONSUMIDOS ANUALMENTE (PROMEDIO).**

(De datos proporcionados por la C.I.L.A.)

Ver tabla en la hoja siguiente.-

MES	TIEMPO BOMBEO P. MES	POTENCIA REQUERIDA. HP.	KWH.
E	389 H.	440	127 634
F	378 "	880	248 050
M	449 "	5 720	1 915 166
A	456 "	7 040	2 393 876
M	465 "	3 520	1 220 561
J	466 "	7 480	2 599 272
J	475 "	9 680	3 428 729
A	478 "	9 680	3 450 384
S	475 "	6 160	2 181 918
O	389 "	2 200	638 170
N	349 "	440	114 510
D	309 "	880	198 177
SUMA	5 071 H.		18 516 447

La cantidad de kilowatt-hora consumidos anualmente por la planta es de 18 516 447, ahora bien de esta cantidad según la tarifa oficial:

$$12 \times 100 \times 22 \times 440 = 11 616 000 \text{ KWH.}$$

Pagan:

$$0.1285 \times 11 616 000 = \$ 1 492 656.00$$

Y los restantes 6 900 447 KWH

Pagan:

$$0.117 \times 6 900 447 = \$ 807 353.00$$

Que sumados al anterior arrojan un total de \$2 300 000.00, por consumo de energía anualmente.

b).- Consumo de lubricantes.- El consumo de lubricantes según datos proporcionados por los agentes del ramo, se estima en 3.785 lts. (1 galón) por cada 3 000 HP-hora de operación, por lo tanto el volumen anual de éstos será de:

$$V = \frac{18\ 516\ 447 \times 1.34}{3\ 000} \times 3.785 = 31\ 304 \text{ lts.}$$

El costo de 1 litro de lubricante puesto en el lugar de -- operación se supone de \$ 4.50 por litro, entonces el costo anual por concepto de lubricantes será de:

$$C = 4.50 \times 31\ 304 = \$ 140\ 868.00$$

c).- Mano de obra.- Dada la magnitud de la obra se estima que el personal necesario para su operación y mantenimiento consistiría de 2 bomberos, 4 ayudantes y 1 velador, cuyos salarios -- anuales serían de:

$$2 \text{ bomberos.} - 2 \times \$4.00/\text{hora} \times 5071 = \$ 40\ 568.00$$

$$4 \text{ ayudantes} - 4 \times \$3.00/\text{hora} \times 5071 = \$ 60\ 852.00$$

$$1 \text{ velador} - \$ 600.00/\text{mes} \times 12 = \underline{\$ 7\ 200.00}$$

$$\text{S u m a} \quad \$ 108\ 620.00$$

d).- Materiales de trabajo.- En este renglón se consideran los materiales que usan los operarios para el desempeño de -- sus labores, aunque no son indispensables para el funcionamiento de la planta se utilizan para el cuidado de ésta, como son estopa, grasa, pintura, detergentes, etc. Su costo global se estima en \$ 5 000.00 por año.

En resumen por concepto de operación de la planta de bombas se tendría una erogación anualmente de \$ 2 554 488.00.

Sifón.- Este para su operación requeriría únicamente el — servicio de 2 operarios cuyo salario puede suponerse en \$ 800.00 mensuales o sea anualmente de:

$$2 \times 12 \times 800.00 = \$ 19\ 200.00.$$

Y por pintura, grasa, etc. \$ 5 000.00 al año.

Por lo tanto los gastos anuales de operación del sifón serían de \$ 24 200.00.

Comparando las erogaciones por este concepto, para la planta de bombas y el sifón, se llega a la conclusión que la ventaja económica, lograda por las bombas en su costo inicial quedaría — igualada a los pocos años por las bajas erogaciones en la operación del sifón.

#### CONSERVACION.

Los gastos de conservación de una planta de bombas de esta magnitud son bastante elevados si se toma en cuenta que los rodetes de las bombas se destruyen rápidamente, debido a la acción — abrasiva de la arena que arrastra el agua aún cuando se contaría con desarenadores; seguramente además habría la necesidad de reparar o poner al corriente periódicamente los motores. Por otra parte quizá fuera necesario limpiar una o dos veces al año los — canales de llamada de las bombas, hecho que también aumentaría — el costo de conservación.

Por lo que respecta al sifón, habría la necesidad de desasolvarlo cuando menos una vez al año y mantener sus mecanismos — en buenas condiciones.

Las erogaciones por conservación se estiman en \$1 000 000.

y \$100 000.00 anuales respectivamente.

#### DEPRECIACION.

La vida económicamente útil de las bombas gira alrededor - de 20 años, en contraposición con la del sifón que es de 50 años.

Ahora bien, como el costo inicial de una respecto a otra - está en relación de 1.22 y la vida útil de 2.5; la depreciación- anual del sifón sería menor que la de la planta de bombeo.

#### GANANCIA DE AGUA.

Durante los años de escases de agua como fueron 1955 y - 1956, podrían ganarse hasta  $4 \text{ m}^3/\text{seg.}$  si se construyese el sifón pues desde el sitio donde se localiza la presa Morelos hasta éste, el canal de alimentación podría coleccionar las aguas de los - drenes. En cambio si no se construyese el sifón habría que dejar pasar por el río el agua que alimentara las plantas de bombas y - las aguas drenadas de la margen derecha volverían al cauce del - río abajo de la planta.

#### OPERACION.

Para la Dirección General de Distritos de Riego sería más - fácil operar el Distrito de Riego del Río Colorado si sólo se - cuenta con un solo sitio de derivación de las aguas, la Presa Mo - relos; esto sería con el servicio del sifón.

Con la planta de bombeo se tendrían dos sitios de deriva- - ción, la presa Morelos y la misma planta.

Por las anteriores ventajas obtenidas con la construcción - del Sifón Sánchez Mejorada, como estructura de cruce en el Río - Colorado, en contraposición de una planta de bombas sobre el mig

mo; mencionando también que el sitio donde se encuentra la presa Morelos se eligió con miras a la futura construcción del sifón.— Se tienen mayores razones para la construcción de este último.

Respecto a la localización del Sifón, ésta puede hacerse en un punto desde el lindero internacional sur hasta el puente de cruce del ferrocarril Sonora-Baja California con el Río Colorado.

Pero sería conveniente que esta localización estuviera congruente con el proyecto de rectificación del Bajo Río Colorado, para evitar modificaciones de importancia cuando se llevaran a cabo estas obras.

La Comisión Internacional de Límites y Aguas de acuerdo con el Artículo 13 del Tratado Internacional de Aguas, está estudiando un proyecto de rectificación del Río, que a grandes rasgos es el siguiente: en el tramo limítrofe del Río consta de un cauce menor rectificado y de un cauce mayor confinado entre los bordos Ockerson y Yuma. Aguas abajo del lindero internacional sur se estudia la posibilidad de un cauce menor por la ruta central y un cauce de alivio por la oriental (véase plano), este cauce de alivio hace un papel semejante a un vertedor de damas en una presa.

Los cauces mencionados son proyectados bajo los siguientes datos: creciento máxima para diseño  $4\ 000\ m^3/seg.$ , creciento máxima extraordinaria  $850\ m^3/seg.$ , que sería la capacidad del cauce menor y por tanto de  $3\ 150\ m^3/seg.$  la del cauce de alivio.

Originalmente la Secretaría de Recursos Hidráulicos habia-

localizado el Sifón como a 3 Kms. al sur del puente de cruce de la carretera Mexicali-San Luis, pero esta localización (véase — piano), tenía el inconveniente que los bordos del canal de salida obstruían la entrada al cauce de alivio; por lo que se hizo — necesario mover dicho punto aguas abajo y cruzar el cauce menor — de manera que los canales de acceso al Sifón no presentaran obstrucciones al cauce de alivio.

La localización definitiva se hizo a aproximados 7 Kms. — aguas abajo del lindero internacional sur, quedando en una zona — sobre el cauce menor, del proyecto de rectificación.

## CAPITULO IV

## EL SIFON SANCHEZ MEJORADA

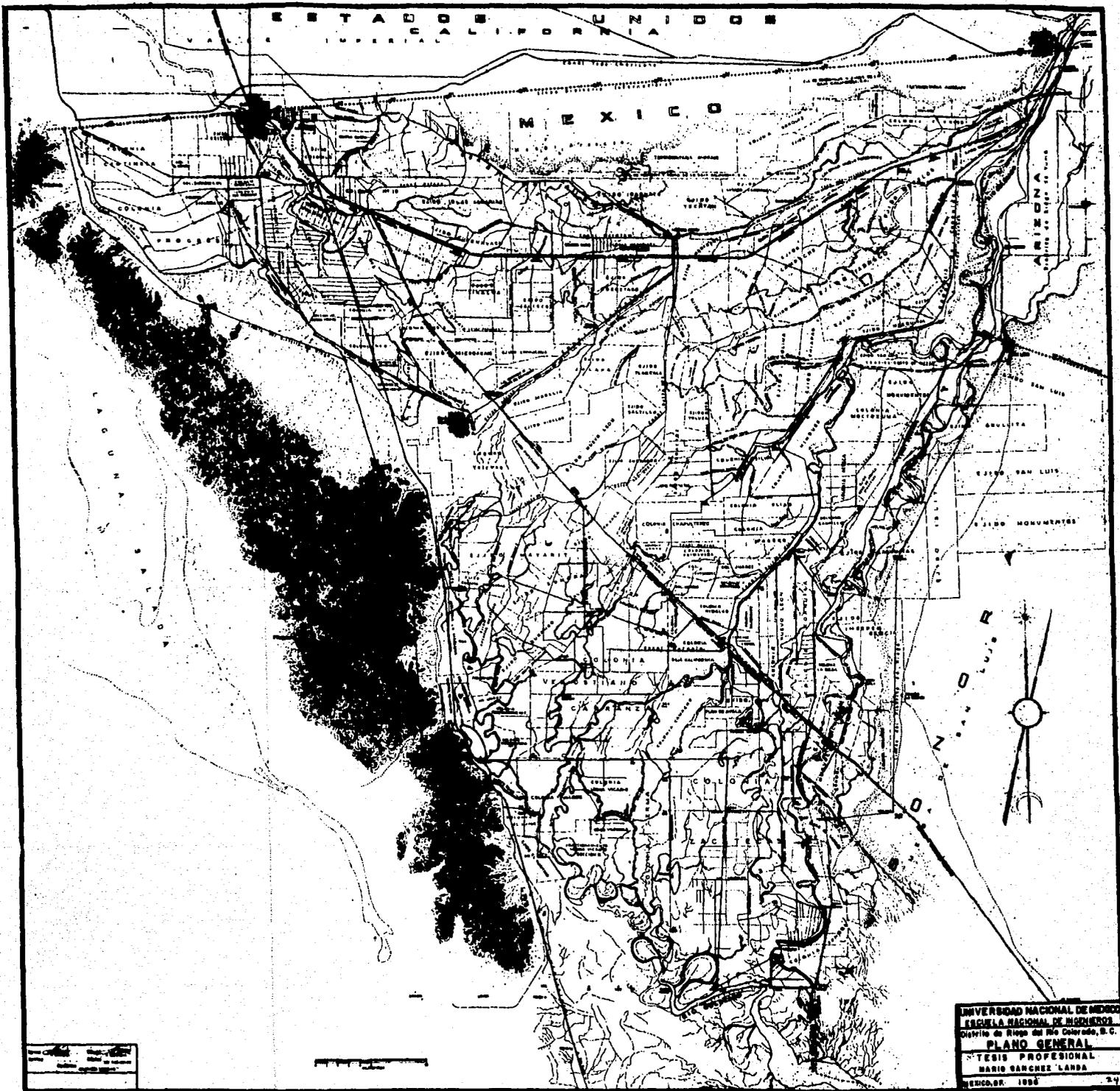
Como se explicó en el capítulo anterior, el proyecto del encauzamiento del Rfo Colorado (Véase plano), al sur de la línea divisoria internacional sur, actualmente en estudio, consta de un cauce menor y un cauce de alivio con capacidades de 850  $m^3$ /seg. y 3150  $m^3$ /seg. respectivamente.

Para regular y controlar el gasto que se quiera escurra en el cauce menor es necesario instalar un sistema de compuertas a su entrada, la cual se localiza cerca de la del cauce de alivio.

Durante los estudios relativos al Sifón se pensó en la conveniencia de combinar éste con la estructura de compuertas que antes se hizo mención, o localizar ambas estructuras independientes entre sí. En definitiva se adoptó esta última alternativa, por las razones que a continuación se exponen:

La segunda alternativa significa un menor desembolso por lo que se refiere a su costo inicial; pues según presupuestos elaborados por la Secretaría de Recursos Hidráulicos en donde se incluyen ambas estructuras, se tiene que los costos son de \$22 041 480.00 para esta, y \$22 833 580.00 para la primera alternativa.

Se estima que se obtendría en un lapso menor de tiempo la aprobación de la Comisión Internacional de Límites y Aguas (Sección Mexicana), para el sistema de estructuras independientes pues bastaría con el estudio de las obstrucciones que el Sifón pudiera presentar en el cauce, entre los bordos Ockerson y San -



Luis, así como también la compatibilidad del proyecto con el del encauzamiento del Rfo, para evitar modificaciones de importancia cuando se llevara a cabo este último.

En cambio, en el caso de ambas estructuras combinadas el proyecto quedaría dentro del de rectificación, por lo que sería necesaria la aprobación de la C.I.L.A. hecho que requeriría mayor tiempo para su estudio.

Por lo expuesto en el capítulo anterior y en este, quedó como localización definitiva y aprobada por la C.I.L.A. la mostrada en el plano relativo, en donde el Sifón queda independiente de la estructura de compuertas del cauce menor.

Ya habiendo fijado el sitio de cruce y la clase de estructura que se empleará para él, se procede a los cálculos hidráulicos y estructurales del Sifón Sánchez Mejorada.

**CALCULO HIDRAULICO.**— El objeto de este cálculo es determinar las pérdidas de carga en el Sifón, así como las condiciones del escurrimiento en él.

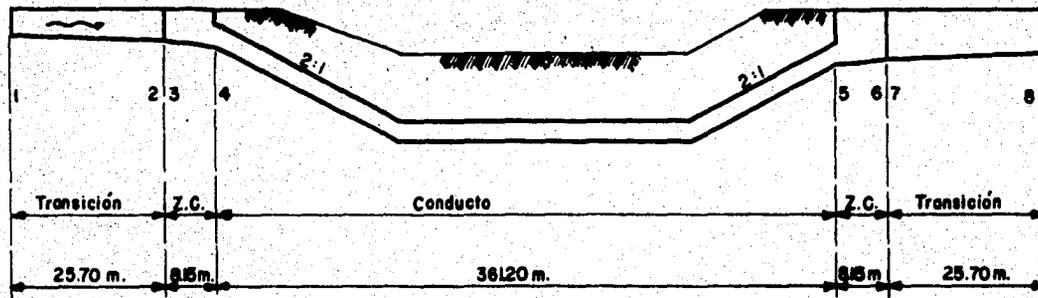
Su desarrollo consiste en una aplicación sucesiva del Teorema de Bernoulli, entre secciones convenientemente elegidas. Y para ello se cuenta con los siguientes:

**DATOS:**

- a).— Gasto máximo por conducir,  $50 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- b).— Sección y características hidráulicas del canal, iguales a la entrada y salida de la estructura.

Tirante,  $d = 2.64 \text{ m.}$

Taludes, 2:1



CROQUIS DEL SIFON CON LAS SECCIONES  
DEL CALCULO HIDRAULICO

Pendiente,  $s = 0.000150$

Ancho de la plantilla,  $b = 18.00$  m.

Velocidad media,  $v = 0.803$  m/seg.

Carga de velocidad,  $h_v = 0.033$  m.

Area Hidráulica,  $a = 62.251$  m<sup>2</sup>.

Perímetro mojado,  $p = 30.1065$  m.

Radio hidráulico,  $r = 2.068$  m.

- c).- Sección propuesta de los conductos del Sifón, dos tubos circulares de 3.30 m. de diámetro.
- d).- Elevación de la plantilla del canal a la entrada de la estructura, 25.348 m.s.n.m.
- e).- Las dimensiones generales del sifón. (Véase esquema).

El desarrollo del cálculo numérico es el siguiente:

#### Transición de Entrada

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre las secciones 1 y 2 para determinar el tirante en la sección 2, se tiene, en la figura (a):

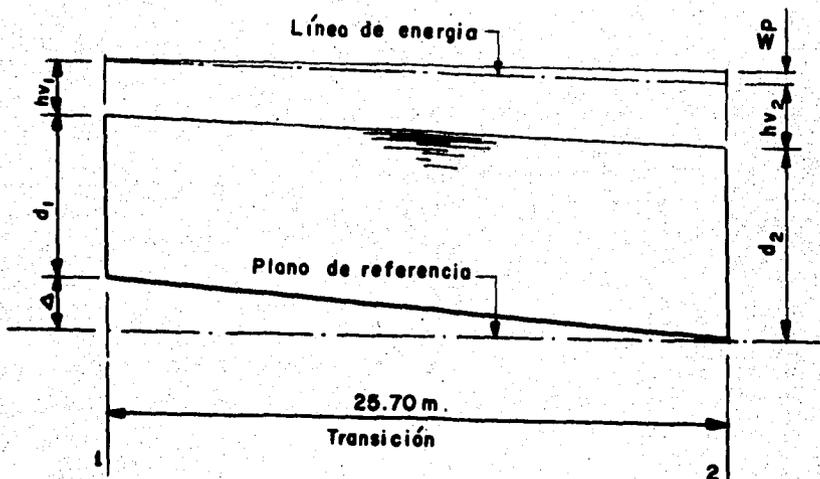


FIGURA a

$$\Delta + d_1 + h_{v1} = d_2 + h_{v2} + 0.1 (h_{v2} - h_{v1})$$

Sustituyendo valores:

$$1.00 + 2.64 + 0.033 = d_2 + 1.1 h_{v2} - 0.1 h_{v1}$$

$$3.6763 = d_2 + 1.1 \left( \frac{50}{7.60 \times d_2} \right)^2 \frac{1}{19.62}$$

$$3.6763 = d_2 + \frac{2.4266}{d_2^2}$$

De donde:

$$d_2^3 - 3.6763 d_2^2 + 2.4266 = 0$$

$$d_2 = 3.4778$$

La carga de velocidad en la sección 2 será:

$$h_{v2} = \left( \frac{50}{7.60 \times 3.4778} \right)^2 \frac{1}{19.62} = 0.1824 \text{ m.}$$

Aplicación del Teorema de Bernoulli incluyendo las pérdidas por fricción.

Pérdidas por fricción en la transición de entrada:

$$h_f = \left( \frac{v_m \cdot n}{r_m^{2/3}} \right)^2 l \quad (\text{Fórmula de Manning})$$

Area hidráulica en la sección 2:

$$A_2 = 7.60 \times 3.4778 = 26.4313 \text{ m}^2.$$

Perímetro mojado en la sección 2:

$$P_2 = 2 \times 3.4778 + 7.60 = 14.5556 \text{ m.}$$

Radio hidráulico en la sección 2:

$$r_2 = \frac{26.4313}{14.5556} = 1.8159 \text{ m.}$$

Radio hidráulico medio:

$$r_m = \frac{2.068 + 1.8159}{2} = 1.94195 \text{ m.}$$

$$y \quad r_m^{2/3} = 1.556$$

Velocidad media en la sección 2:

$$v_2 = \frac{50}{26.4613} = 1.8917 \text{ m/seg.}$$

Velocidad promedio en las transiciones:

$$v_m = \frac{1.8917 + 0.803}{2} = 1.34735 \text{ m/seg.}$$

Longitud de la transición:  $l = 25.70 \text{ m.}$

Sustituyendo valores en la fórmula de Manning:

$$h_f = \left( \frac{1.34735 \times 0.014}{1.556} \right)^2 \times 25.70$$

$$h_f = 0.003776 \text{ m.}$$

Pérdida por transición a la entrada:

$$h_{t_e} = (0.183 - 0.033) 0.1 = 0.0150 \text{ m.}$$

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre las secciones 1 y 2, incluyendo la pérdida por fricción:

$$d_2^3 - 3.6725 d_2^2 + 2.4266 = 0$$

$$d_2 = 3.4711 \text{ m.}$$

Por lo tanto:

$$v_2 = \frac{50}{7.60 \times 3.4711} = 1.8953 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v2} = \frac{1.8953^2}{19.62} = 0.183 \text{ m.}$$

Pérdidas por entrada en la transición:

$$h_{t_e} = (0.183 - 0.033) 0.1 = 0.015 \text{ m.}$$

$$h_{t_f} = 0.0033 \text{ m.}$$

Entrada a la zona de compuertas.

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre dos secciones inmediatas, una antes de la entrada a la zona de compuertas y otra despues, - para conocer el tirante en esta última.

$$d_2 + h_{v2} = d_3 + h_{v3} + h_p$$

En donde:

$$h_{v3} = \left( \frac{50}{7 \times d_3} \right)^2 \times \frac{1}{19.62}$$

$$h_p = \frac{0.5}{19.62} \left( \frac{50}{7 \times d_3} - 1.8953 \right)^2$$

Sustituyendo valores y efectuando operaciones:

$$3.4711 + 0.183 = d_3 + \left( \frac{50}{7 \times d_3} \right)^2 \frac{1}{19.62} + \frac{0.5}{19.62} \left( \frac{50}{7 \times d_3} - 1.8953 \right)^2$$

$$d_3^3 - 3.5625 d_3^2 - 0.6904 d_3 + 3.9014 = 0$$

$$d_3 = 3.433 \text{ m.}$$

Por lo tanto:

$$v_3 = \frac{50}{7 \times 3.433} = 2.0864$$

$$h_{v3} = \frac{2.0864^2}{19.62} = 0.2207 \text{ m.}$$

Pérdida por entrada a la zona de compuertas.

$$h_{z_e} = 0.0038 \text{ m.}$$

#### Zona de Compuertas

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre las secciones 3 y 4 para determinar el valor del ahogamiento a la entrada del conducto -- despreciando las pérdidas en esta zona.

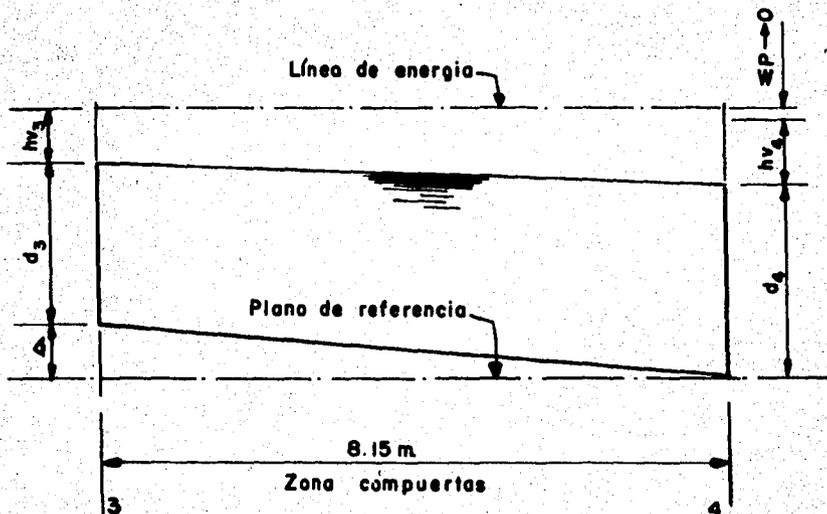


FIGURA b

Se supone que el agua entra tangente a los ductos, luego:

$$d_4 = \frac{3.50 \times \sqrt{5}}{2} = 3.69 \text{ m.}$$

$$v_4 = \frac{50}{7 \times 3.69} = 1.936 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v4} = 0.191 \text{ m.}$$

El valor del ahogamiento será:

$$h_a = 1.009 + 3.433 + 0.2207 - 0.191 - 3.69$$

$$h_a = 0.7817 \text{ m.}$$

Geometría de las transiciones interiores en los conductos

De la sección rectangular en la zona de las compuertas y circular en el interior de los barriles.

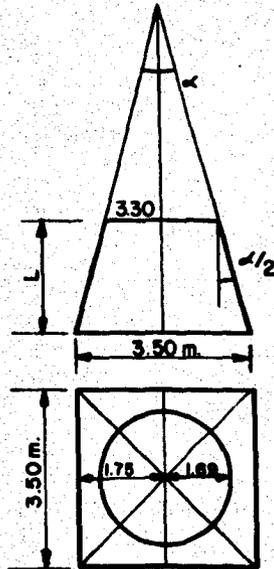


FIGURA c

Usando las condiciones óptimas  $\alpha = 20^\circ$

En la figura c :

$$L = 1.75 \quad 2 - \frac{1.65}{\tan \alpha/2}$$

$$L = 4.74 \text{ m.}$$

#### Pérdidas en el conducto

1.- Entrada al conducto.

Considerando reducción brusca y cambio de velocidad.

$$h_{0e} = k_c \frac{v_r^2}{2g}$$

Velocidad reducida:

$$v_r = \frac{25}{3.30 \times 3.50} = 2.165 \text{ m/seg.}$$

$$k_o \text{ según Russell y para } \frac{d_1}{d_2} = 1.355$$

$$k_c = 0.226$$

Pérdida por entrada al conducto:

$$h_{c_e} = 0.226 \frac{2.165^2}{19.62} = 0.054 \text{ m.}$$

2.- Pérdida por transición interior.

$$h_{c_t} = k (v_o - v_r)^2 \frac{1}{19.62}$$

Velocidad reducida.

$$v_r = 2.165 \text{ m/seg.}$$

Velocidad en el conducto

$$v_o = \frac{25}{1.65^2 \times 3.1416} = 2.923 \text{ m/seg.}$$

k, según Gibson y para  $\alpha = 20^\circ$

$$k = 0.40$$

Sustituyendo valores:

$$h_{c_t} = 0.40 (2.923 - 2.165)^2 \frac{1}{19.62} = 0.011714 \text{ m.}$$

Determinación de la geometría del eje del conducto.

Rama inclinada a la entrada.

$$\text{Proyección vertical.} - 23.340 + 1.845 - (10.10 + 1.65) = 13.435 \text{ m.}$$

$$\text{Proyección horizontal.} - 2 \times 13.435 = 26.870 \text{ m.}$$

Curvas verticales.

Mínima longitud de curva para baja pérdida de carga (Hoffman).-

$$\frac{\text{Radio de la curva}}{\text{Díam. del ducto}} = 6$$

$$\text{Radio de la curva: } R = 6 \times 3.30 = 19.80 \text{ m.}$$

Características de la curva:

$$\Delta = \text{ang. tan } \frac{1}{2} = 26^{\circ}34'$$

$$s_t = 19.80 \times \tan \frac{26^{\circ}34'}{2} = 4.674$$

$$L_o = \pi \times 19.80 \times \frac{26.567^{\circ}}{180^{\circ}} = 9.181 \text{ m.}$$

Corrección a la longitud de la curva:

$$C_L = 2 \times 4.674 - 9.181 = 0.167 \text{ m.}$$

Proyección vertical de la rama inclinada a la salida.

$$22.273 + 1.845 - 11.75 = 12.368 \text{ m.}$$

Longitud total del conducto:

Rama horizontal.- 301.994 m.

Rama ascendente.- 27.6567 "

Rama descendente.- 30.0416 "

Corrección .- 0.334 "

Total 359.3573 m.

3.- Pérdida por fricción en el conducto.

$$h_f = \left( \frac{v}{8.86 \log D} + N \right)^2 L/D$$

En donde:

$N = 30$ , para tubos de concreto.

$\log D = \log 3.30 = 0.5185$

Sustituyendo:

$$h_f = \left( \frac{2.923}{8.86 \times 0.5185} + 30 \right)^2 \times \frac{359.3573}{3.30}$$

$$h_f = 0.7774 \text{ m.}$$

4.- Pérdidas por codos (dos.)

$$h_{cc} = 2 \xi_A h_{v_0}$$

En donde:

$$h_{v_0} = 0.4355 \text{ m.}$$

$$\xi_A = \theta \xi_{90^\circ}$$

$$\text{Si } \frac{R}{D} = 6 ; \quad \xi_{90^\circ} = 0.18 ; \quad \theta = 0.466$$

Sustituyendo:

$$h_{cc} = 2 \times 0.18 \times 0.466 \times 0.4355 = 0.073 \text{ m.}$$

5.- Pérdida por transición interior de salida.

$$h_{ot} = 0.5 \left[ \frac{a_c^2}{a_o^2} - 1 \right] \frac{v_a^2}{2g}$$

Sustituyendo:

$a_c$  = area del rectángulo a la salida.

$a_o$  = area del ducto circular.

Se tiene:

$$h_{ot} = 0.0106 \text{ m.}$$

Suma de pérdidas en la estructura, hasta la salida del conducto:

Pérdida por transición de entrada .....	0.01500 m.
Pérdida por fricción trans. de entrada ..	0.00377 "
Pérdida por entrada zona compuertas .....	0.00380 "
Pérdida por entrada al conducto .....	0.0540 "
Pérdida por transición interior entrada..	0.011714 "
Pérdida por fricción en el conducto .....	0.77740 "
Pérdida por codos .....	0.07300 "
Pérdida por transición interior salida...	0.010600 "
Pérdida por salida del conducto supuesto.	<u>0.05800 "</u>
Total .....	1.007284 m.

Elevación línea de energía a la entrada:

$$\text{Elev.} = 25.348 + 2.640 + 0.033 = 28.021 \text{ m.}$$

Elevación del agua a la salida:

$$\text{Elev.} = 28.021 - 1.00728 - 0.191 = 26.82372 \text{ m.}$$

Elevación fondo a la salida, 22.289 m.

Tirante a la salida.

$$d = 26.82372 - 22.289 = 4.53472 \text{ m.}$$

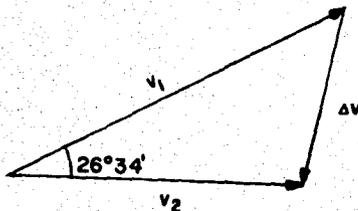
Ahogamiento a la salida:

$$h_a = 4.53472 - 3.69 = 0.84472 \text{ m.}$$

Corrección a la pérdida por salida del conducto.

Esto había sido supuesto. Ahora se determinará con la fórmula de Federhoffer que incluye cambio de dirección.

$$h_{cs} = 0.1 \frac{v^2}{2g}$$



$$v_1 = 2.165 \text{ m/seg.}$$

$$v_2 = 1.575 \text{ m/seg.}$$

$$\begin{aligned} v &= 2.165^2 + 1.575^2 - 2 \times 2.165 \times 1.575 \times \cos 26^\circ 34' \\ &= 1.0682 \text{ m/seg.} \end{aligned}$$

$$h_{cs} = 0.1 \frac{1.0682^2}{19.62} = 0.058 \text{ m.}$$

Zona de Compuertas a la salida

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre las secciones 5 y 6 para conocer el tirante a la salida de la zona de compuertas.

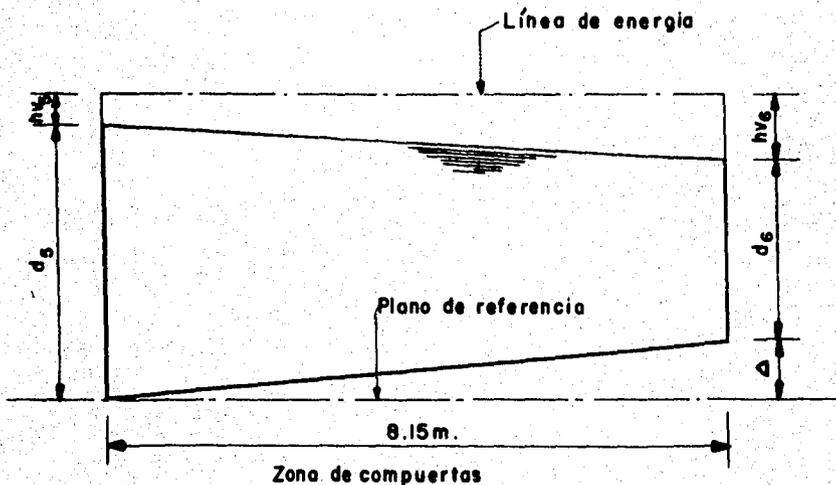


FIGURA d

$$4.53472 + 0.191 = 1.009 + d_6 + \frac{2.6004}{d_6^2}$$

$$d_6^3 - 3.71672 d_6^2 + 2.6004 = 0$$

$$d_6 = 3.50503$$

y por tanto:

$$v_6 = 2.038 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v6} = 0.2117 \text{ m.}$$

Transición de Salida.

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre las secciones 6 y 7 pa-

ra conocer el tirante a la entrada de la transición de salida.

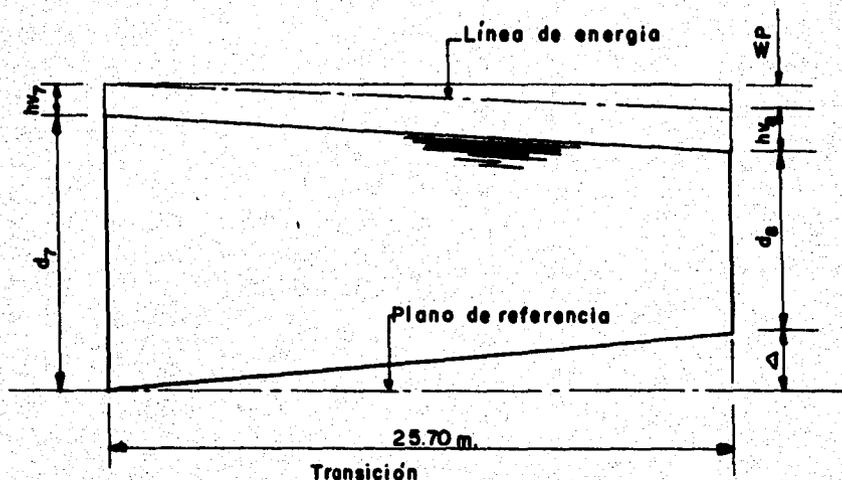


FIGURA e

$$3.50503 + 0.2117 = d_7 + \frac{2.2060}{d_7^2} + \frac{0.5}{19.62} \left[ 2.038 - \frac{50}{7.60 \times d_7} \right]^2$$

Efectuando operaciones:

$$d_7^3 - 3.61082 d_7^2 - 0.6838 d_7 + 3.3097 = 0$$

$$d_7 = 3.539986 \text{ m.}$$

$$v_7 = 1.858 \text{ m/seg.}$$

$$h_{V7} = 0.1759 \text{ m.}$$

Pérdida por salida zona de compuertas.

$$h_{o8} = \frac{0.5}{19.62} \left[ 2.038 - \left[ \frac{50}{7.60 \times 3.5399} \right]^2 \right] = 0.0179 \text{ m.}$$

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre las secciones 7 y 8 para

conocer el tirante a la salida de la estructura. (Figura e).

$$3.539986 + 0.1759 = 1.00 + d_g + \frac{0.2}{19.62} 1.858 - \frac{50}{(18.3d_g + 2d_g^2)} + 0.037$$

Resolviendo por tanteos:

$$d_g = 2.648 \text{ m.}$$

y por tanto, pérdida por transición de salida:

$$h_{ts} = 0.2 (0.1759 - 0.033) = 0.02858$$

Por fricción en la transición, 0.004 m.

Suma total de pérdidas:

De la suma anterior .....	1.007284 m.
Pérdida a la salida de zona de comp.	0.0179 "
Pérdida en la transición de salida..	0.004 "
	<u>0.02858 "</u>
Total ...	1.0577 m.

Elevación de la plantilla del canal a la salida de la estructura, para la geometría dada.

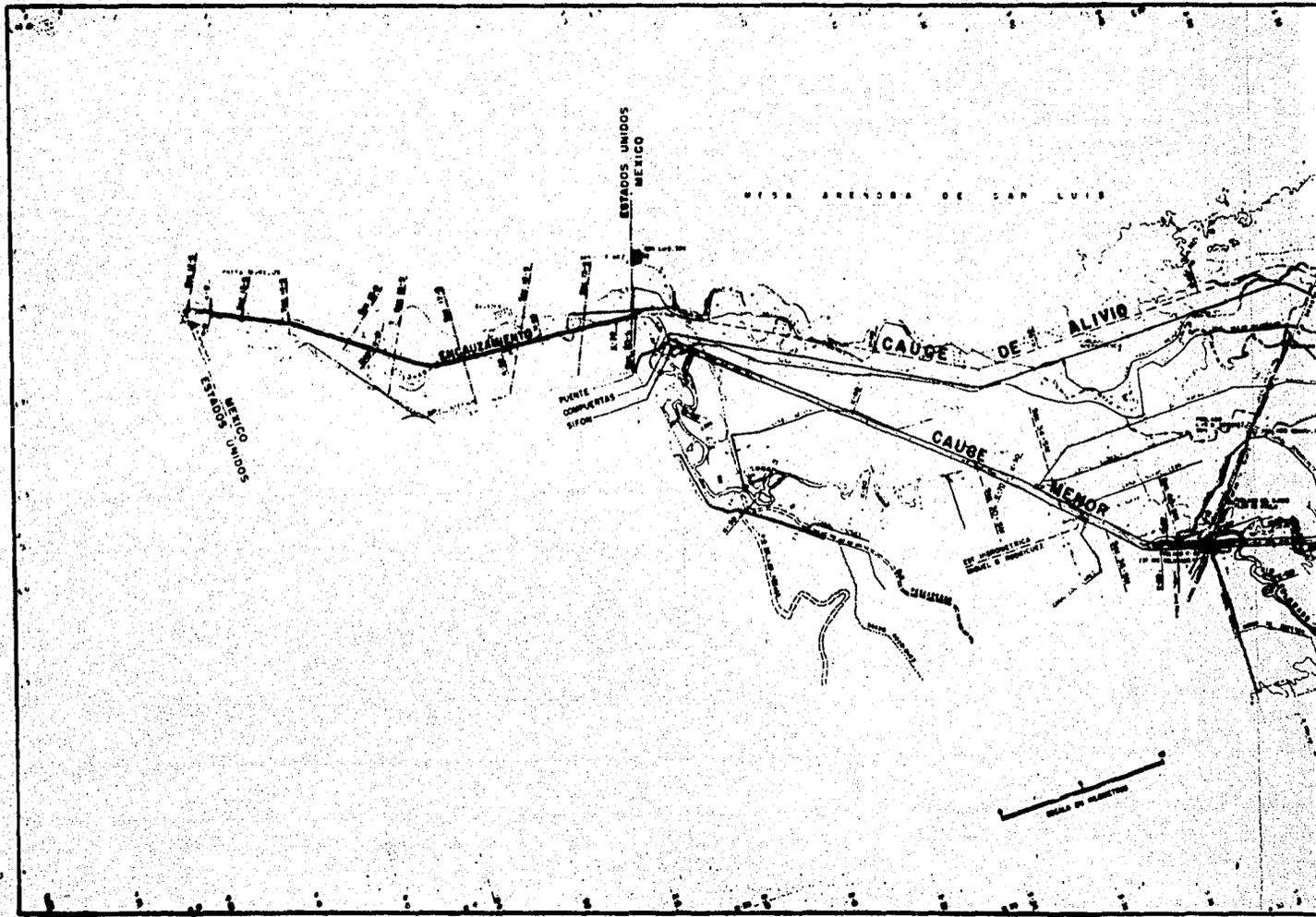
$$\text{Elev.} = 22.289 + 1.009 + 1.00 = 24.298 \text{ m.}$$

Desnivel entre las plantillas del canal a la entrada y a la salida de la estructura.

$$\text{Desnivel} = 25.349 - 24.298 = 1.051 \text{ m.}$$

$$\text{Pérdidas totales .....} \quad 1.0577 \text{ m.}$$

Error 6.7 mm., que sería lo que se remansaría el agua en el canal a la entrada.



ESTADOS UNIDOS MEXICO

WISA ARENOSA DE SAN LUIS

ESTADOS UNIDOS MEXICO

ENCUANTAMIENTO

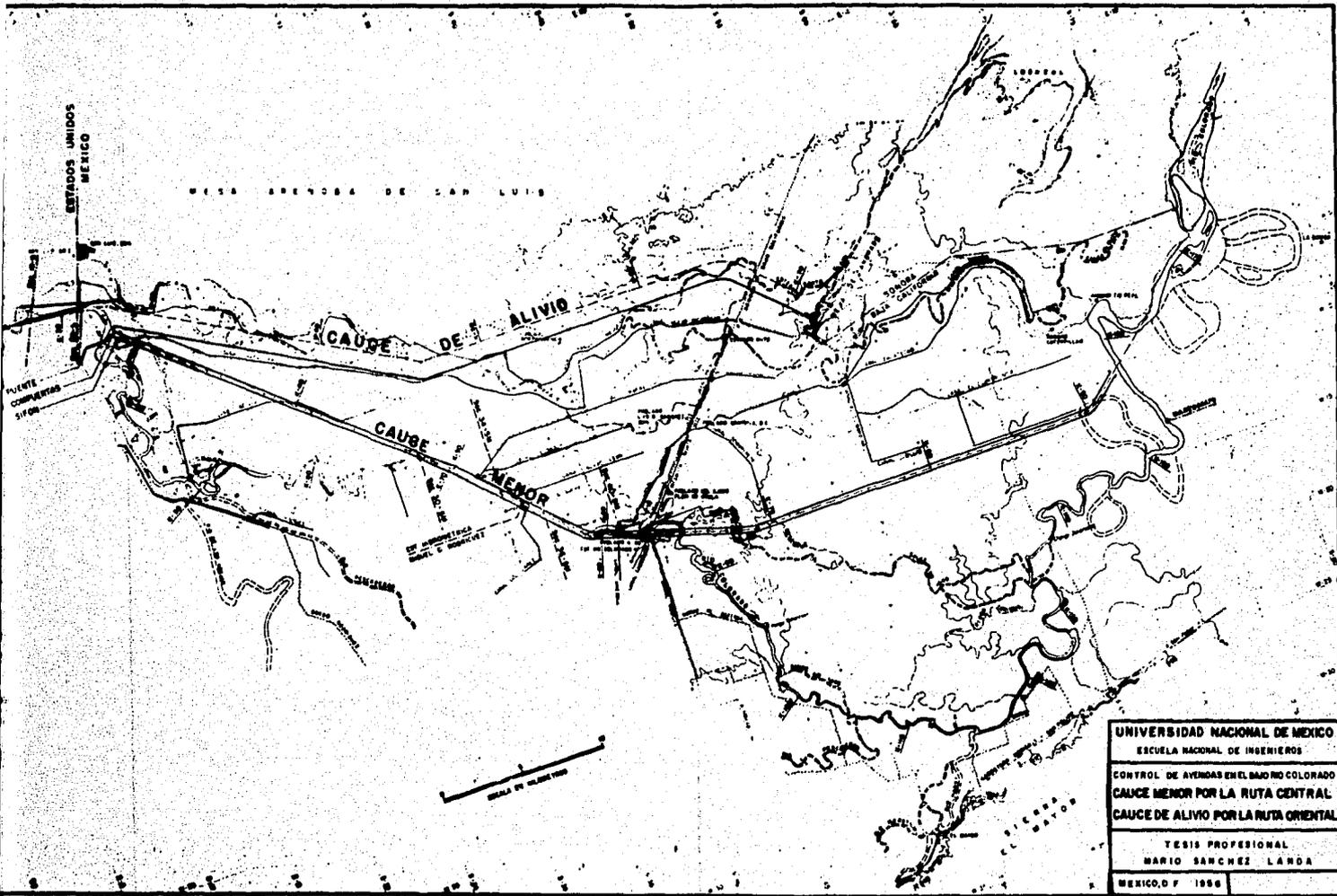
PUENTE COMPLETAS SIFON

CAUZE DE ALIVIO

CAUZE MENOR

CAUZE MAYOR

SEALA DE MEDICIONES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
CONTROL DE AVENIDAS EN EL BAJO RIO COLORADO
CAUCE MENOR POR LA RUTA CENTRAL
CAUCE DE ALIVIO POR LA RUTA ORIENTAL
TESIS PROFESIONAL
MARIO SANCHEZ LANDA
MEXICO, D.F. 1956

## Resumen de las Condiciones Hidráulicas en la Estructura.

Sección	Tirante	Velocidad
Entrada a la estructura....	2.64 m. ....	0.803 m/seg.
Fin de la transición de entrada .....	3.471 m. ....	1.895 m/seg.
Entrada a la zona de — compuertas (entrada) .....	3.433 m. ....	2.066 m/seg.
Entrada al conducto .....	3.69 m. ....	1.936 m/seg.
Salida del conducto .....	4.534 m. ....	1.575 m/seg.
Fin de la estructura de compuertas (salida) .....	3.505 m. ....	2.038 m/seg.
Principio transición de salida .....	3.540 m. ....	1.858 m/seg.
Salida de la estructura....	2.648 m. ....	0.803 m/seg.

## Resumen de pérdidas de carga.

Transición de entrada .....	0.018 770 m.
Zona de compuertas (entrada) .....	0.003 800 m.
Conducto .....	1.003 489 m.
Zona de compuertas (salida) .....	0.017 9 m.
Transición salida .....	0.032 58 m.

---

Total .. 1.0577 m.

**CALCULO ESTRUCTURAL.**— En los anales de la Secretaría de Recursos Hidráulicos se han calculado y diseñado conductos dobles de diámetro bastante grande (de 2 a 3 metros), el procedimiento de cálculo en cualquiera de ellos, era a grandes rasgos el siguiente: para la determinación de los momentos flexionantes en los anillos se hacía uso de la Ecuación de la Barra Plana en incrementos finitos, dado que las piezas no eran de sección uniforme y mediante el auxilio de las ecuaciones de estática, ya conocidos los momentos en ciertas secciones, se determinaban las fuerzas normales y cortantes. Algunas veces, cuando la sección transversal de los conductos era semejante a la recomendada por U.S. Bureau of Reclamation, se comprobaba el cálculo mediante el uso de los coeficientes dados por esta oficina; los cuales fueron obtenidos mediante experiencias con el deformómetro de Beggs.

Por lo que respecta a las condiciones de carga, eran siempre simétricas respecto al eje vertical de simetría de la estructura, en otras palabras, nunca se habían determinado los esfuerzos cuando uno de los conductos estaba lleno de agua y el otro vacío, ya fuera que el relleno sobre ellos estuviera colocado o no. En el cálculo estructural del Sifón Sánchez Mejorada se determinarán los esfuerzos motivados por estas últimas condiciones de carga.

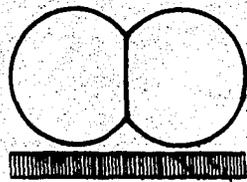
Antes de iniciar el cálculo numérico es conveniente hacer una breve descripción de los sistemas de cargas, sus efectos y en la forma como se tomarán posteriormente.

Las condiciones de carga probables a que puede estar sujeta la estructura son las siguientes:

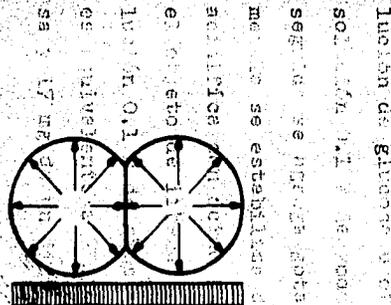
- I) .- Ambos conductos vacíos sin el relleno colocado, el peso propio y la consiguiente reacción del terreno.
- II) .- Ambos conductos con agua (máxima presión hidrostática), sin el relleno colocado, el peso propio y la reacción del terreno.
- III).- Ambos conductos vacíos con el relleno colocado, peso propio de la estructura y la reacción correspondiente del terreno.
- IV) .- Conducto izquierdo con agua (máxima presión hidrostática) sin el relleno, el peso propio de la estructura y la reacción consiguiente del terreno.
- V) .- Conducto izquierdo con agua (máxima presión hidrostática) relleno colocado, el peso propio y la reacción del terreno.

Como complemento a lo expuesto se adjunta el esquema de cargas.

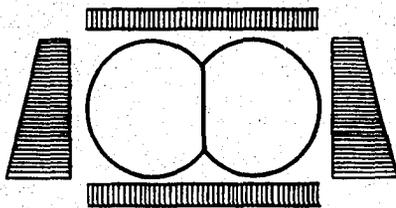
De las cinco anteriores condiciones, la primera puede desecharse pues los esfuerzos que por ella se originan son mínimos. En la segunda y cuarta se obtienen los esfuerzos de tensión máximos y mayores quizá, en la cuarta, en el anillo izquierdo, pues en ella los nudos no guardan las condiciones de empotramiento como en la primera. En la tercera y quinta se obtienen los esfuerzos de compresión máximos, así como también —



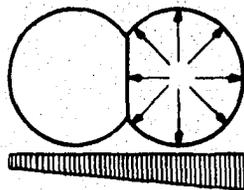
I.- Peso propio



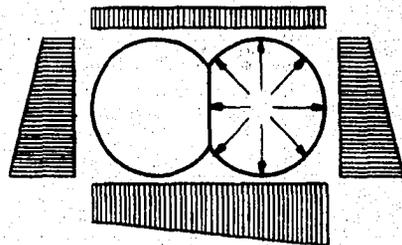
II.- Ambos ductos con agua



III.- Relleno colocado



IV.- Ducto izquierdo con agua



V.- Ducto izquierdo con agua y relleno colocado

ESQUEMA DE CARGAS

los máximos momentos flexionantes, probablemente mayores en la quinta en el anillo derecho por la misma razón anterior.

Con el objeto de simplificar el cálculo para las diferentes condiciones de carga, se harán las siguientes consideraciones:

Se determinarán los elementos mecánicos en cada dovela para cada una de las siguientes condiciones de carga:

- a).- La estructura únicamente sujeta a la acción de su peso propio y la correspondiente reacción del terreno.
- b).- La estructura igual geoméricamente a la que se estudia sólo que sin peso propio, con la máxima presión hidrostática en ambos conductos y la reacción del terreno.
- c).- La estructura hipotética, sin peso, pero sujeta a los empujes de tierras debidos al relleno, y la reacción del terreno.
- d).- La estructura supuesta sin peso pero sujeta a la presión hidrostática ocasionada por el agua contenida en uno de los conductos.

Y por último, valiéndose del principio de superposición se combinarán los efectos mecánicos del conducto bajo las cargas mencionadas anteriormente y en esta forma se obtendrán los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y normales en la estructura sujeta a las condiciones mencionadas al principio del capítulo.

La forma, en general, que se ha de seguir para la solución de la estructura bajo las condiciones mencionadas, es la siguiente

te:

Para los sistemas de cargas simétricos respecto al eje vertical de los conductos, dada la condición en los nudos de concurrencia de las barras curvas y la recta (refiriéndose a sus ejes), se pueden considerar estos como empotramientos, ya que los giros en ellos son nulos y los desplazamientos verticales despreciables. Por esta razón el análisis bajo tales condiciones de carga, se simplifica considerablemente ya que será suficiente el estudio de una de las piezas curvas, para este caso mediante la Ecuación de la Barra Plana considerando como empotramientos los nudos mencionados, en la inteligencia que los diagramas de momentos flexionantes y fuerzas cortantes y normales guardarán la misma condición de simetría de la estructura y el sistema de cargas.

En lo que se refiere a la barra recta (diafragma), estará sujeta únicamente a fuerzas normales y cortantes no habiendo acciones de momentos flexionantes.

Para los sistemas de cargas asimétricos, los nudos de concurrencia de las barras están sujetos a un cierto giro, con lo cual pierden las propiedades de un empotramiento. Para la solución de la estructura sujeta a estas cargas se hace necesario el uso de un método de relajación, en el presente problema se empleará el de Distribución de Momentos, determinando los momentos de empotramientos, rigideces y factores de transporte mediante la aplicación de la Ecuación de la Barra Plana.

Después de haber hecho un bosquejo general del método a -

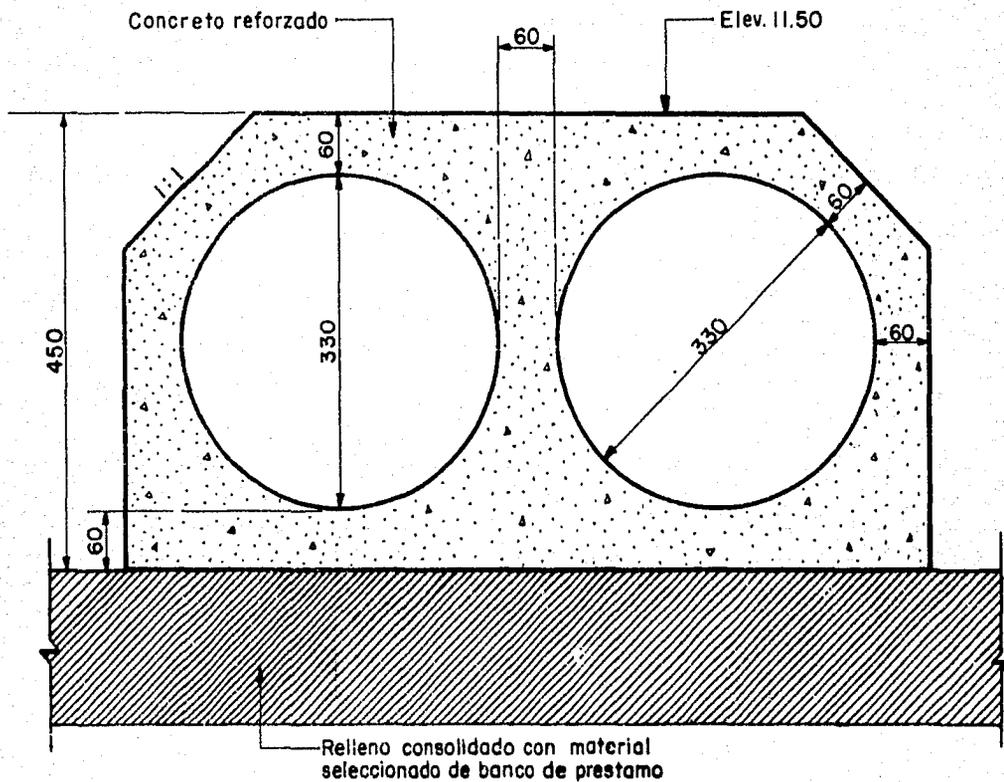
seguir se pasa al desarrollo numérico.

La geometría de la sección del conducto quedó determinada por las condiciones hidráulicas, de resistencia y de la carga - admisible en la cimentación. La primera fija el diámetro de los conductos en 3.30 metros cada uno, la segunda recomienda un espesor mínimo de 60 centímetros y la última aunada a la facilidad de construcción lo que es el perímetro exterior, por esto - se fija como sección mas conveniente la mostrada en el plano.

**CARACTERISTICAS ELASTICO-GEOMETRICAS.**- El análisis de la estructura segun la Ecuación de la Barra Plana aplicada en incrementos finitos, requiere los valores de las características-elástico-geométricas particulares de cada dovela y del conducto. Estas características permanecen inalterables bajo cualquier condición de carga a que se someta la estructura. Para su determinación se sigue la secuela siguiente:

Ya fija la sección se procede primeramente al trazo de la línea media, para ello se fijan puntos de medios de secciones - donde pueden darse estos con exactitud, como son las secciones-entre las dovelas 2-3, 6-7, 7-8, 8-9, 9-10, 10-11, (Véase plano) y luego los puntos congruentes se unen mediante segmentos - de arco.

En seguida se procede a la división en dovelas, para ello hay que tener en cuenta: que el número de dovelas en que se divide la barra no sea mayor de veinte ni menor de diez, atendiendo al grado de aproximación que se desee en los resultados finales, no es conveniente dividir en número mayor de veinte porque



**SECCION TRANSVERSAL DEL CONDUCTO**

el método numérico resulta muy laborioso y no se obtiene una -- exactitud sensiblemente mayor a la que resultaría en dividir en este número.

Debe procurarse el mayor número de dovelas iguales entre-sí, para simplificar el desarrollo del cálculo, y en las zonas-cercanas a puntos de quiebre de la línea media dividir en dove-las de menor longitud que las restantes pues generalmente esas-zonas requieren mayor precisión en el trazo de los diagramas -- por ser ahí donde se presentan generalmente concentraciones de-esfuerzos.

La determinación de las características geométricas de -- las dovelas, teniendo en cuenta que se ha tomado un tramo del -conductor de 1 m. de longitud, se hace en la siguiente forma:

Sabiendo que:

b .- Ancho de la sección resistente igual a 1.00 m.

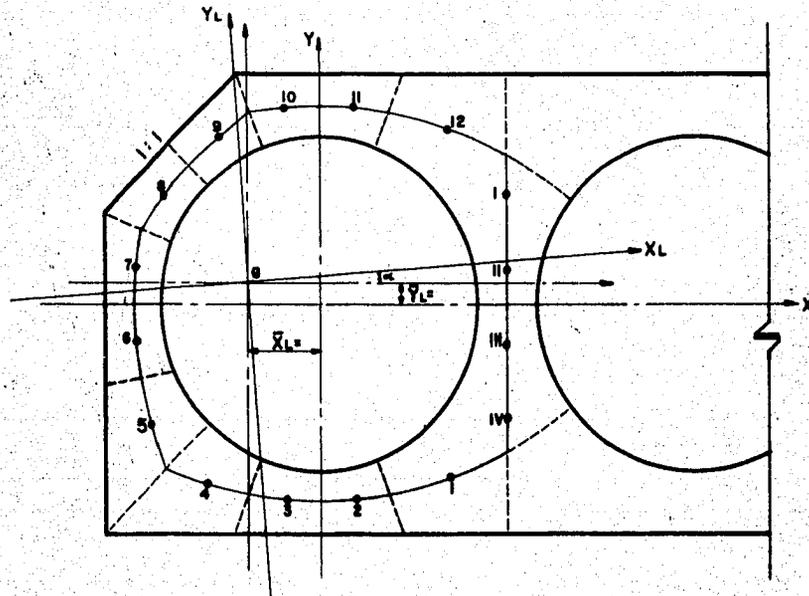
h .- Peralte de la sección resistente igual a la distan-cia normal a la línea media, por el centro de cada-dovela, entre los perímetros exterior e interior -- del conductor.

$\Delta s$ .- Longitud de cada dovela medida sobre la línea media.

I .- Momento de inercia principal y centroidal de la sección resistente, igual a  $\frac{bh^3}{12}$ .

$\Delta s/EI$ .- Area elástica, en el desarrollo del cálculo se -simplifica el módulo de elasticidad E, por ser toda la sección de un material homogéneo.

$X_L, Y_L$ .- Coordenadas de los centros de las dovelas referi-



SECCION TRANSVERSAL DEL CONDUCTO  
 MOSTRANDO LAS DOVELAS Y LOS EJES DE LEVY  $\bar{X}_L$  y  $\bar{Y}_L$

das a los ejes de Levy.

Dichas características elástico-geométricas de la barra,-- que intervienen en la Ecuación de la Barra Plana, obligan a localizar la posición de los ejes de Levy (ejes centroidales y -- principales del área elástica). Para ello se tabularon los valores de la Tabla I, cuyo desarrollo es el siguiente:

1.- Sobre un dibujo de la estructura, a escala conveniente, en donde se muestran las dovelas, se miden: la longitud de cada dovela  $\Delta s$  y su peralte medio,  $h$ .

2.- A continuación se tabulan los momentos de inercia  $I$  de las secciones resistentes, localizadas en los centros de dovelas.

3.- Dividiendo cada  $\Delta s$  entre su correspondiente  $I$ , quedan definidos los incrementos finitos de área elástica  $\Delta \bar{g}$ , cuya suma da el valor del área elástica total de la barra.

4.- Se miden las distancias  $X$  y  $Y$  de los centros de las dovelas a dos ejes cualesquiera, en este caso se eligen perpendiculares entre sí y con origen localizado en el centro de la -- circunferencia del perímetro interior; con estos valores y los correspondientes de los incrementos finitos de área elástica se determina el valor del momento estático, de toda el área en -- cuestión referida a dichos ejes. Con este valor y el correspondiente de toda el área elástica se determina el centroide de -- ella, llamado centro de Levy.

5.- Aplicando las fórmulas dadas por la teoría de los momentos de inercia, se determina la posición de los ejes princi-

TABLA I.  
CARACTERISTICAS CONDUCTO

Dov	n/I	x	y	x $\Delta$	y $\Delta$	$\bar{x}$	$\bar{y}$	$\bar{x}^2$ $\Delta$	$\bar{y}^2$ $\Delta$	$\bar{xy}$ $\Delta$	$x_L$	$y_L$
1	.000,0716	+ 138	- 171	+ 0.00988	- 0.01,224	+ 213	- 191.5	3.2483	2.6255	+ 2.9204	+ 199	- 20
2	.000,2975	+ 39	- 194	+ 0.01160	- 0.05772	+ 114	- 214.5	3.8670	13.6872	+ 7.2758	+ 99	- 22
3	"	- 39	- 194	- 0.01160	- 0.05772	+ 36	- 214.5	0.3856	13.6872	+ 2.2973	+ 21	- 21
4	.000,0848	- 121	- 178	- 0.01026	- 0.01509	- 46	- 198.5	0.1794	3.3408	- 0.7742	- 60	- 19
5	.000,0848	- 178	- 121	- 0.01509	- 0.01026	- 103	- 141.5	0.8922	1.6980	- 1.2353	- 113	- 13
6	.000,2975	- 194	- 39	- 0.05772	- 0.01160	- 119	- 59.5	4.2126	1.0532	- 2.1063	- 123	- 5
7	"	- 194	+ 39	- 0.05772	+ 0.01160	- 119	+ 18.5	4.2126	0.1018	+ 0.6549	- 117	+ 2
8	"	- 165	+ 109	- 0.04909	+ 0.03242	- 90	+ 88.5	2.4102	2.3302	+ 2.3700	- 83	+ 9
9	"	- 109	+ 164	- 0.03243	+ 0.04879	- 34	+ 143.5	0.3441	6.1260	+ 1.4522	- 24	+ 14
10	"	- 39	+ 193	- 0.01160	+ 0.05742	+ 36	+ 172.5	0.3856	8.8527	- 1.8475	+ 48	+ 16
11	"	+ 39	+ 193	+ 0.01160	+ 0.05742	+ 114	+ 172.5	3.8669	8.8527	- 5.8512	+ 127	+ 16
12	.000,0716	+ 138	+ 171	+ 0.00988	+ 0.01224	+ 213	+ 150.5	3.2483	1.62179	- 2.2951	+ 223	+ 13
+.0026928				- 0.20255	+ 0.05526			27.2598	63.977	+ 2.8610		

$$x_1 = - 75.3$$

$$y_1 = + 20.5$$

SINTESIS

TABLA I.  
CARACTERISTICAS CONDUCTO

	$y$	$\bar{x}$	$\bar{y}$	$\bar{x}^2$	$\bar{y}^2$	$-\bar{xy}$	$x_L$	$y_L$	$-x_L y_L$	$\bar{x}_L^2$	$\bar{y}_L^2$	$\bar{x}$	$\bar{y}$
88	- 0.01,224	+ 213	- 191.5	3.2483	2.6255	+ 2.9204	+ 199	- 207	+ 2.9494	2.8354	3.0680	+ 0.01525	- .01371
60	- 0.05772	+ 114	- 214.5	3.8670	13.6872	+ 7.2758	+ 99	- 222	+ 6.5385	2.9158	14.6620	+ 0.03392	- .06381
60	- 0.05772	+ 36	- 214.5	0.3856	13.6872	+ 2.2973	+ 21	- 217	+ 1.3557	0.1312	14.0089	+ 0.01071	- .06381
26	- 0.01509	- 46	- 198.5	0.1794	3.3408	- 0.7742	- 60	- 195	- 0.9922	0.3053	3.2245	- 0.00390	- .01683
09	- 0.01026	- 103	- 141.5	0.8922	1.6980	- 1.2353	- 113	- 134	- 1.2840	1.0828	1.5227	- 0.00873	- .01200
72	- 0.01160	- 119	- 59.5	4.2126	1.0532	- 2.1063	- 123	- 51	- 1.8662	4.5009	0.7738	- 0.03540	- .01770
72	+ 0.01160	- 119	+ 18.5	4.2126	0.1018	+ 0.6549	- 117	+ 27	+ 0.9398	4.0725	0.2169	- 0.03540	+ .00550
09	+ 0.03242	- 90	+ 88.5	2.4102	2.3302	+ 2.3700	- 83	+ 94	+ 2.3211	2.0495	2.6287	- 0.02678	+ .02633
13	+ 0.04879	- 34	+ 143.5	0.3441	6.1260	+ 1.4522	- 24	+ 145	+ 1.0353	0.1714	6.2549	- 0.01012	+ .04269
50	+ 0.05742	+ 36	+ 172.5	0.3856	8.8527	- 1.8475	+ 48	+ 169	- 2.4133	0.6854	8.4969	+ 0.01071	+ .05132
50	+ 0.05742	+ 114	+ 172.5	3.8669	8.8527	- 5.8512	+ 127	+ 163	- 6.1585	4.7984	7.9043	+ 0.03392	+ .05132
88	+ 0.01224	+ 213	+ 150.5	3.2483	1.62179	- 2.2951	+ 223	+ 135	- 2.1556	3.5606	1.3049	+ 0.01525	+ .010776
55	+ 0.05526			27.2598	63.977	+ 2.8610			+ 0.27	27.1092	64.0665	-2mm	-10mm.

$$y_1 = + 20.5$$

SINTESIS CONDUCTO:

$\bar{x} = + 0.0026928$  (o.g.m.)

$\bar{x} = 64.0665$  (o.g.m.)

$\bar{y} = 27.1092$  (o.g.m.)

T A B L A   I I  
D I A F R A G M A.

Dov.	$\frac{A}{g}$	x	$\bar{x}$	$\frac{x^2}{g}$
I	.0000270	- 111	- 111	0.3327
II	.0002353	- 37	- 37	0.3221
III	.0002353	+ 37	+ 37	0.3221
IV	.0000270	+ 111	+ 111	0.3327
	.0005246			1.3096

$$\bar{x} = 64.0665$$

SINTESIS DIAFRAGMA:

$$\frac{A}{g} = 0.0005246 \quad (\text{o.g.s.})$$

$$\bar{x} = 0$$

$$\bar{y} = 1.3096 \quad (\text{o.g.s.})$$

pales y centroidales del área elástica, ejes de Levy. Por último se miden las coordenadas de los centros de las dovelas referidas a dichos ejes,  $X_L$  y  $Y_L$ .

El mismo procedimiento se sigue para determinar las características del diafragma.

Esto es en síntesis el contenido de las tablas I y II, cuyos resultados finales son:

	$\Delta$	$\bar{I}_x$	$\bar{I}_y$
Barras curvas (conductos).	0.002 6928	64.0665	27.1092
Barra recta (diafragma).	0.000 5246	————	1.3096

Dada la semejanza en el desarrollo del cálculo numérico para la obtención de los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales, para las diferentes condiciones de carga mencionadas anteriormente, bastará para mostrar la secuela del cálculo, el desarrollo de dos de ellas: cuando la estructura está sujeta únicamente a la acción de su peso propio y cuando el conducto izquierdo está lleno de agua (condiciones I y IV). Se expone además la obtención de las rigideces y factores de transporte, útiles para la solución del último sistema de cargas.

#### ESTRUCTURA SUJETA UNICAMENTE A LA ACCION DE SU PESO PROPIO.

Dado a la elección de la Ecuación de la Barra Plana aplicada en incrementos finitos, como método para la solución de la estructura se valorarán cada uno de los términos que intervienen en ella.

A la vista de dicha ecuación, simplificada para este caso:

so:

$$M = M_1 - \left[ \frac{\sum M_1 \Delta A}{\bar{a}} + \frac{\sum M_1 X_L \Delta A}{\bar{a}_y} X_L + \frac{\sum M_1 Y_L \Delta A}{\bar{a}_x} Y_L \right]$$

En donde:

$M$ .- Momento flexionante en la estructura hiperestática.

$M_1$ .- Momento flexionante en la estructura considerada como isostática.

$\sum M_1 \Delta A$  .- Se designará como carga elástica.

$\sum M_1 X_L \Delta A$  ó  $\sum M_1 Y_L \Delta A$  .- Momentos de primer orden de la carga elástica respecto a los ejes de Levy.

$X_L, Y_L$ .- Coordenadas de Levy del punto de la línea mediana donde se desee determinar el momento flexionante hiperestático.

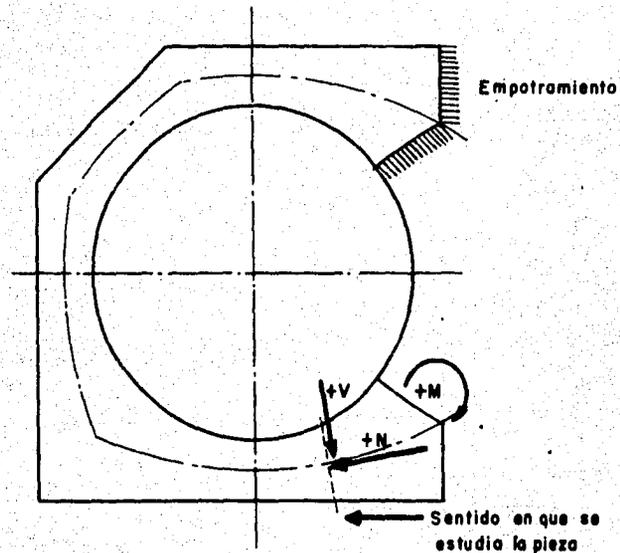
Los términos restantes ya han sido identificados.

Avalúo de los momentos isostáticos.- Como pieza isostática se ha elegido un voladizo, empotrado en el extremo A y libre en el B (Véase esquema), esta elección obedece a la semejanza que existe entre esta estructura y la original.

Cuando se analizan piezas de este tipo y bajo esta misma condición de carga es demasiado engorroso obtener los momentos isostáticos gráficamente, pues los lados del polígono funicular se entrelazan haciendo difícil la medida de los brazos de las fuerzas; por esta razón se encontrarán aquellos en una forma que puede llamarse analítica.

El orden a seguir en el cálculo es el siguiente:

1.- Mediante un planímetro se determina el área de cada dovela, multiplicándose por el ancho  $b$  (1.00 m.) y por 2 400 —



V = Fuerza cortante  
 N = Fuerza normal  
 M = Momento flexionante

PIEZA ELEGIDA COMO ISOSTATICA Y CONVENCION DE SIGNOS

$\text{Kg/m}^3$ . se obtiene el peso de cada una de ellas.

2.- Con un planímetro integrándose toman momentos estáticos de esas mismas áreas respecto a dos ejes, con lo cual se está en posición de fijar su centroide.

3.- Gráficamente se miden las distancias del centroide de cada dovela a los centros de cada una de ellas, con estas distancias y siguiendo la definición de momento flexionante se determinan los mismos de la pieza considerada como isostática.

Este es en resumen el procedimiento a seguir para formar la Tabla III, que facilita la obtención de los momentos flexionantes de la pieza isostática y cuyos valores se habrán de sustituir en la Ecuación de la Barra Plana.

Sustitución en la Ecuación de Barra.- Ya teniendo los valores de los momentos flexionantes isostáticos, las características elástico-geométricas en cada una de las secciones y las correspondientes a toda la pieza, el problema se reduce a una simple integración numérica como muestra la Tabla IV. Multiplicando las sumas de las columnas correspondientes se obtienen los términos de la Ecuación:

$$-\frac{\sum M_i \Delta A}{A} = -1453.487$$

$$-\frac{\sum M_i X_L \Delta A}{A_y} X_L = -140.5 X_L$$

$$-\frac{\sum M_i Y_L \Delta A}{A_x} Y_L = -8150.7 Y_L$$

Con estos valores se está en posibilidades de determinar-





los momentos flexionantes de la pieza real (Tabla IV), sustituyéndolos en la Ecuación de la Barra Plana junto con las coordenadas de Levy de la línea media, donde se desee conocer el momento. No debe perderse de vista el signo negativo antepuesto - al paréntesis de los valores correctivos.

La Tabla IV también, en sus dos últimas columnas muestra la aplicación de la Primera Ecuación de Bresse.

$$\phi_2 - \phi_1 = \frac{\sum M \Delta s}{EI}$$

aplicada entre los extremos de la barra que se han supuesto empotramientos. La suma algebraica debía ser rigurosamente igual a cero, pero dada la aproximación del método usado, se toleran errores hasta de 10%, en este caso se tuvo de 3.3%.

Las fuerzas normales y cortantes se encuentran gráficamente: se traza el polígono dinámico de las fuerzas que obran sobre el anillo.

La forma en que se encontraron los momentos flexionantes equivale a escoger en el polígono dinámico el polo sobre el origen del mismo, de tal manera que las fuerzas correctivas dadas por la Ecuación:

$$X = \sum M_1 Y_L \Delta A$$

$$Y = \sum M_1 X_L \Delta A$$

Se suman vectorialmente a cada uno de los lados de dicho polígono o lo que es lo mismo se agregan en el origen de él. No debe perderse de vista que las correcciones X y Y tienen la dirección de los ejes de Levy pero según un sistema izquierdo, es

T A B L A IV

D	$M_i$	$x_L$	$y_L$	$Y x_L$	$X y_L$	$M_c$	$M_T$	$d \frac{A}{e}$	$M_T d \frac{A}{e}$
1	- 23 843	+199	-207	+ 1 621 989	+ 236 084	- 404 586	- 428 429	0.000 0716	- 31.49
2	- 357 213	99	-222	+ 806 919	+ 253 191	+ 393 377	+ 36 164	0.000 2975	+ 10.76
3	- 869 595	21	-217	+ 171 165	+ 247 489	+ 1 034 833	+ 165 238	0.000 2975	+ 49.16
4	- 1 668 315	- 60	-195	- 489 042	+ 222 398	+ 1 720 131	+ 51 816	0.000 0848	+ 4.39
5	- 2 305 185	-113	-134	- 921 029	+ 152 827	+ 2 221 689	- 103 496	0.000 0848	- 8.78
6	- 2 527 978	-123	- 51	- 1 002 536	+ 58 166	+ 2 397 857	- 130 121	0.000 2975	- 38.71
7	- 2 527 978	-117	+ 27	- 953 632	- 30 794	+ 2 437 913	- 90 065	0.000 2975	- 26.79
8	- 2 229 655	- 83	+ 94	- 676 508	- 107 207	+ 2 237 202	+ 7 547	"	+ 2.25
9	- 1 713 437	- 24	+145	- 195 617	- 165 373	+ 1 814 477	+ 101 040	"	+ 30.06
10	- 1 152 642	+ 48	+169	+ 391 234	- 192 745	+ 1 254 998	+ 102 356	"	+ 30.45
11	- 621 072	127	+163	+ 1 035 139	- 185 902	+ 604 250	- 16 822	"	- 5.00
12	- 75 806	223	+135	+ 1 817 606	- 153 968	- 210 151	- 285 957	0.000 0716	- 20.47

T A B L A V .

Dov.	MOMENTO	N	V
1	- 428 429	2 200	4 600
2	36 164	1 670	1 650
3	165 238	350	1 760
4	51 816	850	- 1 500
5	- 103 496	6 750	- 1 550
6	- 130 121	4 690	100
7	- 90 065	3 350	850
8	7 547	430	1 020
9	101 140	- 450	150
10	102 356	- 650	- 380
11	- 16 822	- 1 400	- 1 500
12	- 285 957	- 1 250	- 5 400

decir el sentido positivo de las Yes hacia arriba y el de las X de derecha a izquierda y que dichas correcciones ya han sido — cambiadas en el signo debido al negativo que antecede al término correctivo.

Ya teniendo las fuerzas corregidas que obran en cada uno de los centros de dovelas, basta descomponerlas en dos direcciones normal y tangencial a la línea media en dicho punto (Véase esquema).

Los valores de las fuerzas normal y cortante junto con el momento flexionante en cada dovela se consignan en la Tabla V.

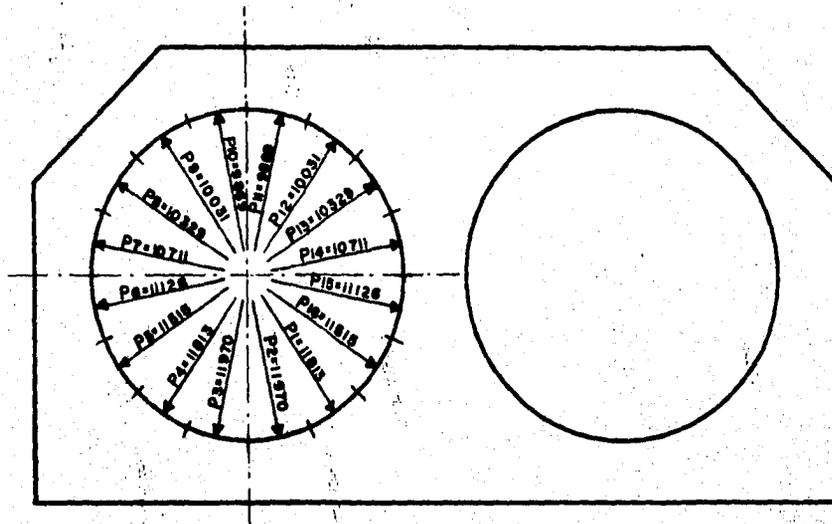
De esta manera queda resuelta la estructura para cuando — únicamente actúa su peso propio.

#### UN CONDUCTO CON AGUA Y EL OTRO VACIO.

Análisis de los momentos de empotramiento en el anillo — con agua.

Dado que en este caso se emplea el método gráfico para la determinación de los momentos flexionantes de la pieza isostática, se valúan los empujes hidrostáticos en arcos de circunferencia de  $22^{\circ}30'$  (Véase Esquema), esta medida se debe a la división de los  $360^{\circ}$  del perímetro interior del conducto entre las 16 dovelas que lo circundan.

Para la determinación de la presión del agua en el interior del conducto, se tomó en cuenta la diferencia de niveles — entre cualquier punto de éste y la carga hidráulica a la entrada, incluyendo la carga de velocidad.



**CROQUIS MOSTRANDO EL EMPUJE HIDROSTATICO**

Después del cálculo hidráulico se tiene que la elevación de la carga hidráulica a la entrada del Sifón es:

Cota plantilla canal entrada .....	25.348 m.
Tirante en el canal entrada .....	2.640 m.
Carga de velocidad en el canal .....	<u>0.033 m.</u>
Cota de la carga hidráulica a la entrada ...	28.021 m.

Ahora bien, de datos del proyecto se tiene que:

Cota de la plantilla del Rfo .....	22.600 m.
Relleno sobre el conducto .....	9.200 m.
Cota de la parte superior del conducto .....	13.400 m.
Cota de la plantilla de los conductos .....	9.500 m.

Gráficamente se miden las diferencias de niveles (h) entre la carga hidráulica a la entrada y el centro de gravedad de cada arco; por otra parte cada uno de ellos tiene una longitud de:

$$L = \frac{3.1416 \times 3.30}{16} = 0.64795 \text{ m.}$$

y por tanto un área de  $0.64795 \text{ m}^2$ .

Con todos estos valores se tabulan los correspondientes a la fórmula:

$$E = h \ 1000 \times 0.64795$$

DOVELA	DIF. NIVELES	EMPUJES
1	18.23 m.	P <sub>1</sub> - 11 813 Kg.
2	18.47 "	P <sub>2</sub> - 11 970 "
3	18.47 "	P <sub>3</sub> - 11 970 "
4	18.23 "	P <sub>4</sub> - 11 813 "
5	17.77 "	P <sub>5</sub> - 11 515 "
6	17.17 "	P <sub>6</sub> - 11 126 "
7	16.53 "	P <sub>7</sub> - 10 711 "
8	15.94 "	P <sub>8</sub> - 10 329 "
9	15.48 "	P <sub>9</sub> - 10 031 "
10	15.23 "	P <sub>10</sub> - 9 869 "
11	15.23 "	P <sub>11</sub> - 9 869 "
12	15.48 "	P <sub>12</sub> - 10 031 "
IV	15.94 "	P <sub>IV</sub> - 11 515 "
III	16.53 "	P <sub>III</sub> - 11 126 "
II	17.17 "	P <sub>II</sub> - 10 711 "
I	17.77 "	P <sub>I</sub> - 10 329 "

La reacción del terreno debida al peso del agua contenida en el tramo en estudio, se determina mediante el uso de la fórmula de la escuadría, en la forma siguiente:

Peso del agua contenida:

$$P = 3.30^2 \times \frac{3.1416}{4} \times 1 \times 1000 = 8\,548.65 \text{ Kg.}$$

Excentricidad de la carga respecto a la línea media de la cimentación:

$$e = \frac{3.30}{2} + 0.30 = 1.95 \text{ m.}$$

Las fatigas del terreno, máxima y mínima, puesto que se supone una variación lineal de éstas, están dadas por:

$$f = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{6e}{t} \right)$$

En donde:

f.- Esfuerzo en el desplante de la cimentación.

P.- Fuerza total normal.

A.- Área de la cimentación.

e.- Excentricidad de la fuerza normal.

t.- Ancho de la cimentación.

Sustituyendo valores:

$$f \text{ máx.} = \frac{8548.65}{8.40} \left( 1 + \frac{6 \times 1.95}{8.40} \right)$$

mín.

$$f \text{ máx.} = 2\,432.30 \text{ Kg/m}^2.$$

$$f \text{ mín.} = -396.90 \text{ Kg/m}^2.$$

Posición de la línea de esfuerzo normal nulo:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{Y} \quad Y \quad (\text{Fórmula de la Escuadría})$$

Sustituyendo valores e igualando a cero:

$$0 = \frac{P}{h} + \frac{12 P e}{h^3} Y$$

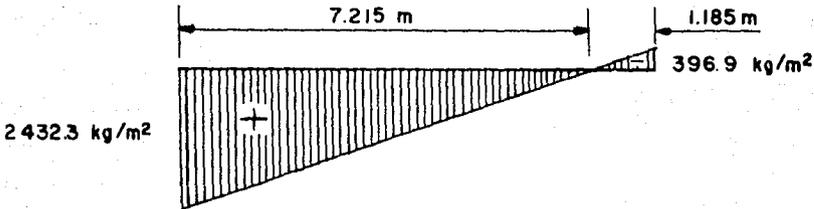
Despejando:

$$Y = \frac{h^2}{12 e}$$

$$Y = \frac{8.40^2}{12 \times 1.95} = 3.015$$

que es la distancia de la línea media de la cimentación a la línea de esfuerzo normal nulo.

La distribución de esfuerzos normales en la cimentación -  
queda:



Comprobación de los esfuerzos obtenidos.- El resultado de multiplicar éstos por el área en que obran debe ser igual a la descarga total:

$$R = \frac{2432.30 \times 7.215 \times 1.00}{2} - \frac{396.90 \times 1.185}{2} \times 1.00$$

$$= 8\,532.28 \text{ Kg.}$$

$$\text{Diferencia: } P - R = 16.31 \text{ Kg.}$$

$$\text{Error: } e = \frac{16.31}{8532.28} = 0.0019 = 0.19\%$$

La reacción correspondiente en cada dovela será igual al esfuerzo medio en su desplante por el área correspondiente, de tal manera que:

DOV.	AREA HOR.	REACCION
1	1.10 m <sup>2</sup>	1 227 Kg.
2	0.85 "	1 529 "
3	0.85 "	1 824 "
4	1.40 "	2 086 "
		2 314 "

El punto de aplicación de cada una de ellas se supone en el centro del desplante, por esta razón y para tener una mayor aproximación se divide la dovela 4 en dos partes iguales siendo la reacción en cada una de ellas la indicada.

Hasta el momento se han valuado las cargas que obran en las dovelas del ducto con agua y en el diafragma.

#### MOMENTOS DE LA PIEZA ISOSTATICA.

Como pieza isostática, en este caso, se ha elegido un "cantiliver" empotrado en el extremo de la dovela 12 y libre en el de la dovela 1. Los trazos de los polígonos dinámico y funicular, no presentan mayores problemas, únicamente debe comprobarse el primero con el cierre de sus lados (coincidencia del origen con el extremo) ya que de cualquier manera la estructura isostática debe estar en equilibrio al intervenir todas las fuerzas en juego. (Véase Esquema).

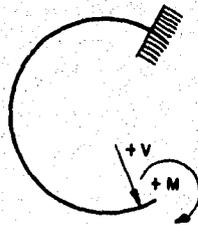
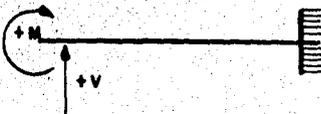
Ya teniendo la línea de presiones en la barra, fácilmente se determinan los momentos flexionantes en cada centro de dovela multiplicando la resultante de las fuerzas que obran a la izquierda de la sección considerada por su brazo correspondiente,

no olvidando que el primer rayo del dinámico va del polo hacia el origen del primer lado del mismo.

La convención de signos para los elementos mecánicos en este y todos los desarrollos del cálculo, es la siguiente:

Para el análisis de la estructura siempre debe recorrerse ésta en un mismo sentido, del extremo libre al empotramiento. Esta elección tiene por objeto facilitar la interpretación de los signos de los elementos mencionados.

Si se supone la pieza "desenrollada", como muestra la figura f, hasta una posición tal que se tenga su eje recto y el empotramiento a la derecha; los momentos flexionantes positivos producirán tensiones en las fibras inferiores de la pieza, las fuerzas cortantes positivas irán de abajo hacia arriba y las fuerzas normales positivas serán compresiones. Ahora si se vuelve la pieza a su geometría original los momentos flexionantes positivos producirán tensiones en las fibras interiores del ducto, las fuerzas cortantes positivas tendrán un sentido del interior al exterior del ducto y las fuerzas normales positivas seguirán siendo compresiones.



De la construcción hecha como muestra el anexo y lo anteriormente expuesto, se está en posibilidad de formar la siguiente tabla para obtener los momentos flexionantes en la pieza isostática.

Dovela	Fuerza Kg.	Brazo cm.	Momento Fler. Kg-cm.
1	28 300	23.5	- 665 050
2	29 450	49.0	- 1 443 050
3	28 600	53.0	- 1 515 800
4	26 500	44.0	- 1 166 000
5	26 500	50.0	- 1 325 000
6	24 500	74.0	- 1 813 000
7	24 300	76.0	- 1 770 800
8	24 300	74.0	- 1 798 200
9	24 900	67.0	- 1 668 300
10	25 550	59.0	- 1 507 450
11	26 800	50.0	- 1 201 900
12	27 100	20.0	- 542 000

En igual forma que en el sistema de cargas anterior, ya contando con todos los elementos para la integración numérica, se forma la Tabla VI, cuyos resultados para la Ecuación son:

$$\sum M_1 \Delta \frac{A}{\delta} = - 4 081.43$$

$$\sum M_1 X_L \Delta \frac{A}{\delta} = 65 881.60$$

$$\sum M_1 Y_L \Delta \frac{A}{\delta} = -10 926.3$$

Sustituyendo estos términos y las características elásti-

T A B L A VI

Dov.	$M d \frac{A}{B}$	$M x_L d \frac{A}{B}$	$M y_L d \frac{A}{B}$
1	47.62	- 9 476.4	+ 9 857.4
2	429.31	- 42 501.7	+ 95 306.8
3	450.95	- 9 470.0	+ 97 856.2
4	98.88	+ 5 932.8	+ 19 281.0
5	112.36	+ 12 696.7	+ 15 056.2
6	539.37	+ 66 342.5	+ 27 507.9
7	526.81	+ 61 636.8	- 14 223.9
8	534.96	+ 44 401.7	- 50 286.24
9	496.32	+ 11 911.7	- 71 966.4
10	448.47	- 21 526.6	- 75 791.4
11	357.57	- 45 411.4	- 58 283.9
12	38.81	- 8 654.6	- 5 239.4
	- 4 081.43	+ 65 881.6	- 10 926.3

co-geométricas en la Ecuación de la Barra.

$$M = M_i \left[ \frac{-4081.43}{0.0026928} + \frac{65\,881.6}{27.1092} X_L + \frac{-10\,926.3}{64.0665} Y_L \right]$$

Ecuación que permite valuar los momentos flexionantes hiperestáticos del arco en función de los momentos de la pieza isostática y las coordenadas de Levy, en el punto donde se debe éste.

En la última expresión, el tercero y cuarto término del segundo miembro dentro del paréntesis, son del tipo:

$$X Y_L$$

$$Y X_L$$

es decir, las correcciones que estos representan se pueden visualizar como el producto de dos fuerzas localizadas en la dirección de los ejes de Levy, por tanto son fuerzas correctivas que deberán agregarse vectorialmente a cada uno de los rayos del polígono dinámico para que automáticamente quede corregida la resultante a la izquierda de la sección considerada. Prácticamente esta corrección se hace al polo del "dinámico isostático" moviendo éste en direcciones paralelas a los ejes de Levy, en una magnitud según los valores de X y Y no pasando por alto el signo negativo anterior al paréntesis del término correctivo.

Haciendo la construcción mencionada se obtiene el polo "hiperestático", es decir la posición del origen que da valores reales de las resultantes a la izquierda de las secciones consideradas en la estructura hiperestática.

Por lo que respecta a la posición del funicular, se tiene que la estructura isostática es un voladizo y por tanto el momento flexionante en el extremo libre es cero, se conocen además sus coordenadas de Levy, luego sustituyendo valores en la ecuación anterior se tiene:

$$M_E = 0 - \left[ \frac{-4081.43}{0.0026928} + \frac{65881.6}{27.1092} \times (258) + \frac{-10\,926.30}{64.0665} \times (-187) \right]$$

$$M_E = 856\,791 \text{ Kg.cm.}$$

que es el momento hiperestático en el que fué extremo libre, — así que dividiendo este entre el valor del primer rayo del dinámico, se tiene la distancia a partir de este y por donde pasará el origen del funicular. Por tanto:

$$d = \frac{856\,791}{27\,700} = 32 \text{ cm.}$$

Ya teniendo el nuevo polo en el dinámico y la posición del primer lado del funicular, gráficamente se obtienen los momentos de la estructura hiperestática como muestra la Tabla VII — multiplicando el valor de la resultante de las fuerzas que se encuentran a la izquierda de la sección, cuyo valor se mide en el dinámico, por su brazo correspondiente, en el funicular.

En la misma Tabla VII se dan los valores para integración numérica de la primera Ecuación de Bresse, aplicada entre los extremos que se consideran empotrados. Los resultados son:

$$\sum (+ M \Delta_A) = 113.28$$

$$\sum (- M \Delta_A) = \underline{-315.09}$$

$$\text{Suma} \quad -201.81$$

T A B L A VII

Dov.	F	d	$M_h$	$M d \frac{A}{g}$
1	27 600	12	+ 331 200	+ 23.71
2	28 500	8	- 228 000	- 67.83
3	29 600	4	- 118 400	- 35.22
4	28 200	13	+ 366 600	+ 31.09
5	28 200	13	+ 366 600	+ 31.09
6	26 700	4	- 106 800	- 31.77
7	26 500	4	- 106 000	- 31.54
8	26 500	4	- 106 000	- 31.54
9	26 500	4	- 106 000	- 31.54
10	26 500	5	- 132 500	- 39.42
11	25 900	6	- 155 400	- 46.23
12	25 500	15	+ 382 500	+ 27.39

El error en el cálculo es:

$$e = \frac{201.81}{113.28} = 178.1 \%$$

fuera de la tolerancia; por lo que se decide hacer otra nueva - corrección a los resultados obtenidos, como se indica en la Ta- bla VIII.

La construcción de esta Tabla se hace en la misma forma - que las similares ya desarrolladas, basándose en los valores de  $M \Delta_{\frac{A}{\theta}}$  ya obtenidos en la Tabla V. Los valores finales de la Ta- bla VIII:

$$\sum M_1 \Delta_{\frac{A}{\theta}} = - 201.81$$

$$\sum M_1 X_L \Delta_{\frac{A}{\theta}} = 1 202.20$$

$$\sum M_1 Y_L \Delta_{\frac{A}{\theta}} = - 9 706.5$$

Sustituyendo estos valores junto con las características- geométricas del conducto, se tiene:

$$M = M_1 - \left[ \frac{- 201.81}{0.002 6923} + \frac{1202.2}{27.1092} X_L + \frac{-9706.52}{64.0665} Y_L \right]$$

$$M = M_1 - \left[ - 74958 + 44 X_L - 152 Y_L \right]$$

Las correcciones a los momentos de la pieza isostática se harán en forma "analítica", es decir sustituyendo en la ante- rior ecuación los valores de las coordenadas de Levy para cada- dovela y después se efectuarán las operaciones indicadas junto- con la sustitución de los valores de los momentos isostáticos.- Tal es el criterio para la construcción de la Tabla IX, en don- de también se incluye la integración de la Primera Ecuación de- Bresse, que ahora indica un error de 0.36%.

Los valores de los momentos de empotramiento son:

T A B L A VIII

Dov.	$M_{x_L} d \frac{A}{\sigma}$	$M_{y_L} d \frac{A}{\sigma}$	$M d \frac{A}{\sigma}$
1	+ 4 718.3	- 4 908.0	+ 2.519
2	- 6 715.2	+ 15 058.3	+ 10.467
3	- 739.6	+ 7 642.7	+ 10.467
4	- 1 865.4	- 6 062.6	+ 2.983
5	- 3 513.2	- 4 166.1	+ 2.983
6	+ 3 907.7	+ 1 620.3	+ 10.467
7	+ 3 690.2	- 851.6	+ 10.467
8	+ 2 617.8	- 2 964.8	+ "
9	+ 757.0	- 4 573.3	+ "
10	- 1 892.2	- 6 662.0	+ "
11	- 5 871.2	- 7 535.5	+ "
12	+ 6 108.0	+ 3 697.7	+ 2.519

T A B L A IX

Dov.	y	$M(x)$	x	$M(y)$	$M_{T_o}$	$M_o$	$M_{T_T}$	$M d \frac{A}{B}$
1	207	- 31 464	199	- 8 756	+ 115 178	+ 331 200	+ 446 378	+ 31.96
2	222	- 33 744	99	- 4 356	+ 113 058	- 228 000	- 114 942	- 34.20
3	217	- 32 984	21	- 924	+ 108 866	- 118 400	- 9 534	- 2.84
4	195	- 29 640	60	+ 2 640	+ 101 958	+ 366 600	+ 468 558	+ 39.73
5	134	- 20 368	113	+ 4 972	+ 90 354	+ 366 600	+ 456 954	+ 38.75
6	51	- 7 752	123	+ 5 412	+ 77 298	- 106 800	- 29 502	- 8.78
7	27	+ 4 104	117	+ 5 148	+ 65 706	- 106 000	- 40 294	- 11.99
8	94	+ 14 288	83	+ 3 653	+ 57 017	- 106 000	- 48 893	- 14.55
9	45	+ 22 040	24	+ 1 056	+ 52 918	- 106 000	- 53 082	- 15.79
10	169	+ 25 688	48	- 2 112	+ 51 382	- 132 500	- 81 118	- 24.13
11	163	+ 24 776	127	- 5 588	+ 55 770	- 155 400	- 99 630	- 29.64
12	135	+ 20 520	223	- 9 812	+ 64 250	+ 382 500	+ 446 750	+ 31.99

De la primera aplicación de la Ecuación de Barra:

Para el nudo A.

$$M_{1A} = 856\ 791\ \text{Kg.cm.}$$

Para el nudo B.

$$M_{1B} = 36 \times 25\ 500 = 918\ 000\ \text{Kg.cm.}$$

Sustituyendo valores, para la segunda aplicación de la Ecuación de Barra:

Momentos de empotramiento (flexionantes):

Nudo A:

$$M_{FA} = 856\ 791 - (74\ 958 + 44 \times 258 - 152 \times (-187))$$

$$M_{FA} = 891\ 975\ \text{Kg.cm.}$$

Nudo B:

$$M_{FB} = 918\ 000 - (-74\ 958 + 44 \times 278 - 152 \times 107)$$

$$M_{FB} = 996\ 990\ \text{Kg.cm.}$$

Estos momentos de empotramiento, como se dijo al principio, son los resultados finales que se buscaban.

Determinación de los momentos de empotramiento en el diafragma.- Analizando el esquema adjunto, se desprende que las únicas cargas que obran sobre el diafragma son las debidas al empuje hidrostático, y que ya han sido valuadas.

Construyendo los polígonos dinámico y funicular, para la obtención de los momentos flexionantes de la barra considerada como isostática libre en el extremo A y empotrada en el extremo

T A B L A X

D	d	F	$M_1$	$M d \frac{1}{g}$	$M x_L d \frac{1}{g}$	F'	d'	M'	$M' d \frac{1}{g}$
1	46	11 910	+ 5 474 000	147.80	- 16 405.80	12 350	54	- 666 900	- 24.68
2	154	8 200	+ 12 628 000	2 971.37	- 109 940.70	8 200	13	+ 106 600	+ 25.08
3	148	8 200	+ 12 136 000	2 855.60	+ 105 657.20	8 200	12	+ 98 400	+ 23.15
4	34	12 800	+ 4 352 000	117.50	+ 13 042.50	12 300	52	- 639 600	- 23.67
				6 092.27	- 7 646.80				+ 48.23 - 48.35

B, y siguiendo el mismo criterio que en el caso anterior se tiene la primera parte de la Tabla X, las columnas  $F_d$  y  $M_1$ .

La obtención de los elementos correctivos de la Ecuación de la Barra Plana, se hace mediante simples multiplicaciones de los valores que indican los encabezados de las columnas de la Tabla X.

En este caso los ejes de Levy coinciden con los de simetría de la barra,  $X_L$  con el vertical y  $Y_L$  con el horizontal. Y por tanto los valores de  $Y_L$  son nulos en los centros de dovelas.

Los valores dados por la Tabla X son:

$$\sum M \Delta_A = 6\ 092.27$$

$$\sum M X_L \Delta_A = -7\ 646.80$$

Valores que junto con las características elástico-geométricas son sustituidos en la Ecuación de Barra:

$$M = M_1 - \left[ \frac{6\ 092.27}{0.000\ 5246} + \frac{-7\ 646.80}{1.3096} X_L \right]$$

El momento flector en el extremo libre será:

$$\text{Siendo } X_L = -147$$

$$M = 0 - \left[ 1\ 161\ 317.2 + 85\ 833 \right] = -1\ 247\ 150 \text{ Kg.cm.}$$

La fuerza correctiva al dinámico:

$$Y = \frac{-7\ 646.80}{1.3096} = 584 \text{ Kg.}$$

La excentricidad del funicular referida al punto que se considera como extremo libre:

$$e = \frac{-1\ 247\ 150}{20\ 400} = -61.3 \text{ cm.}$$

El denominador se obtiene de dinámico corregido.

Con estos datos se traza el funicular y dinámico de la estructura hiperestática, estando en condiciones de determinar los momentos flexionantes de ella como muestra la Tabla X.

El error obtenido según la primera Ecuación de Bresse:

$$e = \frac{0.12}{48.23} = 0.20 \%$$

Y los valores de los momentos de empotramiento son:

Mudo A:  $M_{FA} = - 1\ 247\ 150\ \text{Kg.cm.}$

Mudo B:  $M_{FB} = - 63 \times 19\ 200 = - 1\ 209\ 600\ \text{Kg.cm.}$

Momentos de empotramiento en el conducto vacío.— Bajo esta condición de carga, las dovelas de la barra que están sujetas a la acción de fuerzas externas son de la número 1 a la 4, por ser las que reciben las acciones de la reacción del terreno debido al agua contenida en el ducto adyacente.

La ley de distribución de la reacción ya fué encontrada al iniciar el cálculo de los momentos de empotramiento, por lo que ahora se valía la fuerza en cada una de las cuatro dovelas, tabulando los valores que figuran en la siguiente expresión:

$$R = A_H \sigma_m$$

R.— Reacción.

$A_H$ .— Área horizontal de la dovela.

$\sigma_m$ .— Esfuerzo medio.

Y formando la Tabla XI. En la dovela No. 24, parte está sujeta a tensión ( $1.19\ \text{m}^2$ ) por lo que se ha dividido en dos correspondientes secciones.

T A B L A    X I

Reacción en cada dovela (1-4)

Dov.	Area H	Fuerzas	Brazos respecto al lado menor.
1	1.10	912.88	0.59
2	0.85	425.82	0.47
3	0.85	182.09	0.52
4	1.40    0.21	7.44	0.14
	1.19	- 236.16	0.40
		1292.07	

La posición de la resultante de la reacción que obra en cada dovela se determina encontrando la posición del centro de gravedad del diagrama de fatigas correspondiente.

Los momentos flexionantes de la pieza isostática (las mismas condiciones de apoyo que en los casos precedentes) se evaluarán en forma analítica, siguiendo la definición de momento flexionante, como indica la Tabla XII, los brazos de cada reacción se deducen con los datos de la tabla anterior.

En la Tabla XIII se muestra la integración numérica, para determinar algunos de los elementos que intervienen en la Ecuación de Barra, hecha en la forma ya indicada, obteniéndose:

$$\sum M_1 \triangle A = -738.4466$$

$$\sum M_1 X_L \triangle A = 36\,919.385$$

$$\sum M_1 Y_L \triangle A = -7\,815.026$$

Valores que sustituidos junto con las características elástico-geométricas del anillo en la ecuación mencionada dan:

$$M = M_1 - \left( \frac{-738.4466}{0.0026928} + \frac{36919.385}{21.1092} X_L + \frac{-7815.026}{64.0665} Y_L \right)$$

$$M = M_1 - (-274\,230.021 + 1\,361.877 X_L - 121.983 Y_L)$$

Sustituyendo los correspondientes valores de  $M_1$ ,  $X_L$  y  $Y_L$ , se forma la Tabla XIV, en la cual se indican los momentos flexionantes de la barra curva empotrada en ambos extremos.

Los momentos flexionantes isostáticos en los nudos A y B, son 0 y 65 895.57 respectivamente y sus coordenadas de Levy:

$$X_{AL} = 258 \quad X_{BL} = 278$$

$$Y_{AL} = -187 \quad Y_{BL} = 107$$

T A B L A    X I I

Momentos Isostáticos (Analíticamente)

Dov.	Brazo	Fuerza	Momento Parcial	Momento
1	0.05	912.88	- 50.21	- 50.21
2	1.04	912.88	- 949.40	- 981.10
	0.07	452.82	- 31.70	
3	1.825	912.88	- 1 666.00	- 2 063.17
	0.855	452.82	- 387.16	
	0.055	182.09	- 10.01	
4	2.65	912.88	- 2 419.13	- 3 340.45
	1.68	452.82	- 760.74	
	0.87	182.09	- 158.42	
	0.29	7.44	- 2.16	
5	3.22	912.88	- 2 939.47	- 4 231.01
	2.255	452.82	- 1 021.11	
	1.45	182.09	- 264.03	
	0.86	7.44	- 6.40	
6	3.363	R 1292.07	- 4 345.23	
7	3.36	R "	- 4 341.35	
8	3.07	R "	- 3 966.65	
9	2.52	R "	- 3 256.02	
10	1.82	R "	- 2 351.57	
11	1.03	R "	- 1 330.83	
12	0.05	R "	- 64.60	

T A B L A XIII

Доп	$\Delta/I$	$X \frac{\Delta}{\sigma}$	$Y \frac{\Delta}{\sigma}$	$M$	$M \frac{\Delta}{\sigma}$	$X M \frac{\Delta}{\sigma}$	$Y M \frac{\Delta}{\sigma}$
1	0.000 0716	0.015 25	- 0.013 71	- 5 021	- 0.3595	- 76.570	68.838
2	0.000 2975	0.033 92	- 0.063 81	- 98 110	- 29.1877	- 3 327.891	6 260.399
3	" "	0.010 71	- 0.063 81	- 206 317	- 61.3793	- 2 209.655	13 165.088
4	0.000 0848	- 0.003 90	- 0.016 83	- 334 045	- 28.3270	1 302.776	5 621.977
5	" "	- 0.008 73	- 0.012 00	- 423 101	- 35.8790	3 693.672	5 077.212
6	0.000 2975	- 0.035 40	- 0.017 70	- 434 523	- 129.2706	15 382.114	7 691.057
7	" "	- 0.035 40	0.005 50	- 434 135	- 129.1552	15 368.379	- 2 387.743
8	" "	- 0.026 78	0.026 33	- 396 665	- 118.0078	10 622.689	- 10 444.189
9	" "	- 0.010 12	0.042 69	- 325 602	- 96.8666	3 295.092	- 13 899.949
10	" "	0.010 71	0.051 32	- 235 157	- 69.9592	- 2 518.531	- 12 068.257
11	" "	0.033 92	0.051 32	- 133 083	- 39.5922	- 4 514.175	- 6 829.820
12	0.000 0716	0.015 25	0.010 78	- 6 460	- 0.4625	- 98.515	- 69.639
						49 664.722	37 884.571
						-12 745.337	- 45 699.597
					- 738.4466	36 919.385	- 7 815.026

T A B L A XIV

Dov.	$Y z_L$	$X y_L$	$M''$	$M$ Hiperestático	$M$ s/I
1	271 013.523	25 250.481	22 033.983	- 27 054.983	- 1.937
2	134 825.823	27 080.226	- 112 323.972	14 213.972	4.229
3	28 599.417	26 470.311	- 219 160.293	12 843.293	3.821
4	- 81 712.620	23 786.685	- 332 155.956	- 1 889.044	- 0.160
5	- 153 892.101	16 345.722	- 411 776.400	- 11 324.600	- 0.960
6	- 167 510.871	6 221.133	- 435 519.759	996.759	0.297
7	- 159 339.609	- 3 292.541	- 436 863.171	2 728.171	0.812
8	- 113 035.791	- 11 466.402	- 398 732.214	2 067.214	0.615
9	- 32 635.048	- 17 687.535	- 324 602.604	- 999.396	- 0.297
10	65 370.096	- 20 615.127	- 229 475.052	- 5 681.948	- 1.690
11	172 958.379	- 19 883.229	- 121 154.871	- 11 928.129	- 3.549
12	303 698.571	- 16 467.705	13 000.845	- 19 460.845	- 1.393

Sustituyendo se tiene que los momentos de empotramiento —

son:

$$M_A = - ( - 274\ 230.021 + 1\ 361.877 \times 258 + 121.983 \times 187 )$$

$$M_A = - 99\ 945.066 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_B = 65\ 895.57 - ( -274230.021 + 1361.877 \times 278 - 121.953 \times 107 )$$

$$M_B = - 25\ 433.664 \text{ Kg.cm.}$$

Valores que se deseaba encontrar en este desarrollo.

Determinación de las rigideces y factores de transporte — en los anillos y diafragma.— Las rigideces y factores de transporte que se emplearán en el método de Distribución de Momentos serán angulares y naturales, cuyos valores están dados por:

$$r = \frac{1}{\frac{A}{E}} + \frac{X_L^2}{a_y} + \frac{Y_L^2}{a_x}$$

$$t_{AB} = \frac{\frac{1}{\frac{A}{E}} + \frac{X_{LA} X_{LB}}{a_y} + \frac{Y_{LA} Y_{LB}}{a_x}}{r_A}$$

$$t_{BA} = \frac{\frac{1}{\frac{A}{E}} + \frac{X_{LA} X_{LB}}{a_y} + \frac{Y_{LA} Y_{LB}}{a_x}}{r_B}$$

Los términos restantes ya han sido identificados anteriormente.

Para los arcos, iguales en ambos:

$$\frac{A}{E} = 0.002\ 6928$$

$$a_x = 64.0665$$

$$a_y = 27.1092$$

Coordenadas de Levy en los nudos:

$$X_{AL} = 258 \quad X_{BL} = 278$$

$$Y_{AL} = -187 \quad Y_{BL} = 107$$

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones anteriores -  
se tiene:

Rigidez angular natural en los arcos:

$$r_A = \frac{1}{0.0026928} + \frac{258^2}{27.1092} + \frac{187^2}{64.0665}$$

$$r_A = 371.36 + 2455.40 + 545.82$$

$$r_A = 3372.58$$

$$r_B = \frac{1}{0.0026928} + \frac{278^2}{27.1092} + \frac{107^2}{64.0665}$$

$$r_B = 371.36 + 2850.84 + 178.70$$

$$r_B = 3400.90$$

Además los factores de transporte angulares naturales:

De A hacia B

$$t_{AB} = - \frac{\frac{1}{0.0026928} + \frac{258 \times 278}{27.1092} - \frac{187 \times 107}{64.0665}}{3372.58}$$

$$t_{AB} = - \frac{371.36 + 2645.74 - 312.32}{3372.58}$$

$$t_{AB} = - \frac{2704.78}{3372.58}$$

$$t_{AB} = - 0.802$$

En forma similar, se obtiene el factor de transporte de -  
B hacia A:

$$t_{BA} = - 0.795$$

Por lo que se refiere al diafragma:

$$\delta = 0.000\ 5246$$

$$\bar{z}_x = 0$$

$$\bar{z}_y = 1.3096$$

Coordenadas de Levy:

$$X_{AL} = -148 \quad X_{BL} = +148$$

$$Y_{AL} = 0 \quad Y_{BL} = 0$$

Sustituyendo valores en las ecuaciones correspondientes -  
para obtener:

Rigidez angular natural (igual en ambos nudos):

$$r_A = r_B = \frac{1}{0.000\ 5246} + \frac{148^2}{1.3096}$$

$$r_A = r_B = 1906 + 16726$$

$$r_A = r_B = 18\ 632$$

Factor de transporte angular natural (igual de A hacia B,  
que de B hacia A).

$$t_{AB} = t_{BA} = - \frac{\frac{1}{0.0005246} - \frac{148^2}{1.3096}}{18\ 632}$$

$$t_{AB} = t_{BA} = \frac{14\ 820}{18\ 632}$$

$$t_{AB} = t_{BA} = 0.795$$

Resumiendo los valores obtenidos para las rigideces y --  
factores de transporte:

	R I G I D E C E S		FACTORES TRANSPORTE	
	Nudo A	Nudo B	A → B	B → A
Arco	3 372.58	3 400.90	- 0.802	- 0.795
Diafragma	18 632	18 632	0.795	0.795

Con los datos anteriormente consignados se está en condiciones de calcular las rigideces angulares naturales de los nudos, así como también los factores de distribución de las barras en los mismos.

Nudo A.

Rigidez del nudo (suma de rigideces):

$$r_A = 2 r_{\text{arcos}} + r_{\text{diafragma}}$$

$$r_A = 2 \times 3372.58 + 18632$$

$$r_A = 25\ 377.16$$

Factores de distribución de las barras:

Para los arcos:

$$f_A = \frac{r_{\text{arcos}}}{r_A} = \frac{3\ 372.58}{25\ 377.16} = 0.133$$

Para el diafragma:

$$f_D = \frac{r_{\text{diafragma}}}{r_A} = \frac{18\ 632}{25\ 377.16} = 0.734$$

Comprobación de los factores de distribución:

$$2 \times 0.133 + 0.734 = 1$$

Nudo B.

Rigidez en el nudo:

$$r_B = 2 \times 3400.90 + 18632$$

$$r_B = 25\,433.80$$

Factores de distribución:

Para los arcos:

$$f_A = \frac{r_{\text{arcos}}}{r_B} = \frac{3\,400.90}{25\,433.80} = 0.134$$

Para el diafragma:

$$f_D = \frac{r_{\text{diafragma}}}{r_B} = \frac{18\,632}{25\,433.80} = 0.732$$

Comprobación de los factores de distribución:

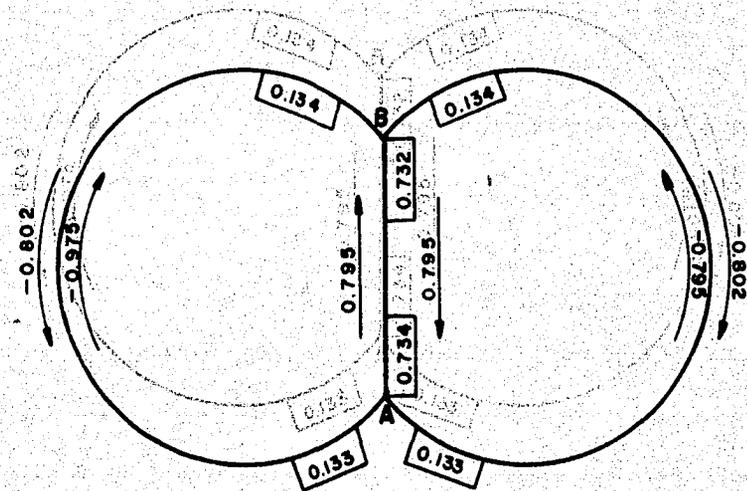
$$2 \times 0.134 + 0.732 = 1.$$

Los resultados anteriores se muestran también en forma gráfica en el esquema alusivo.

Ya teniendo los valores de los momentos de empotramiento, factores de transporte y de distribución; se procede a la aplicación del método de Distribución de Momentos, haciendo previamente las siguientes consideraciones.

El sentido en que se recorra la estructura siempre deberá ser el mismo, para fijar el signo de los momentos en los extremos de las piezas, en la misma forma que en una estructura reticular por ejemplo, de izquierda a derecha y de arriba hacia abajo. En el presente caso dada la ambigüedad de direcciones debido a la curvatura de las barras, el sentido elegido será del nudo A al B.

Los momentos se tomarán de Barra sobre Apoyo siguiendo la convención de signos ya establecida. No debe olvidarse que en la determinación de los momentos de empotramiento, se hicieron an--



FACTORES DE DISTRIBUCION Y FACTORES  
**FACTORES DE DISTRIBUCION Y FACTORES**  
**DE TRANSPORTE**

hos en el ducto izquierdo de la estructura, ahora si se supone - lleno el izquierdo y vacío el derecho hay necesidad de hacer un análisis respecto a los signos de los momentos de empotramiento.

En el esquema siguiente se tienen los momentos de los extremos BSA, que son los que se emplearán en la Distribución de - Momentos.

En esta forma se tienen todos los elementos necesarios pa - ra la Distribución, la que se lleva a cabo como muestra la Tabla - XV.

En la tabla anteriormente mencionada, se determinan tam - bién los momentos de desequilibrio en ambos nudos, con los que - se está en posibilidad de valuar los giros de los mismos divi - diendo dicho momento entre la rigidez del nudo correspondiente.

Con los valores de los giros en ambos nudos, y aplicando - la Ecuación de la Barra Plana, simplificada a este caso, se va - lúan los momentos correctivos a los de empotramiento debidos a - los giros de los nudos.

El desarrollo es el siguiente:

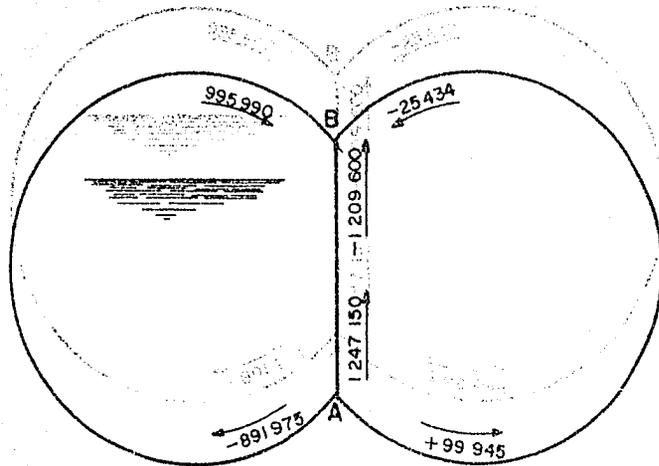
$$\text{Giro Nudo A} \quad \phi_1 = \phi_A = \frac{618 \times 533}{25377.2} = 24.3736$$

$$\text{Giro Nudo B} \quad \phi_2 = \phi_B = \frac{-472 \times 942}{25433.8} = -18.5950$$

La Ecuación de Barra cuando sólo hay giros en los apoyos - es:

$$M = - \left[ \frac{\phi_2 - \phi_1}{\delta} + \frac{\phi_2 X_{2L} - \phi_1 X_{1L}}{\delta_y} X_L + \frac{\phi_2 Y_{2L} - \phi_1 Y_{1L}}{\delta_x} Y_L \right]$$

Sustituyendo valores.



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO (B/A)

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO (B/A)

T A B L A X V

	H U D O (A)			H U D O (B)		
	A Isq.	Diaf.	A Der.	B Isq.	Diaf.	B Der.
F. de Distrib.	0.133	0.734	0.133	0.134	0.732	0.134
M. Empotr.	- 891 975	1 247 150	+ 99 945	+ 995 990	- 1 209 600	- 25 934
1a. Distr.	- 60 531	- 334 058	- 60 531	+ 32 032	+ 174 980	+ 32 032
Transp.	- 25 690	+ 139 109	- 25 690	+ 48 122	- 265 576	+ 48 122
2a. Distr.	- 11 668	- 64 393	- 11 688	+ 22 690	+ 123 951	+ 22 690
Transp.	- 18 197	+ 98 541	- 18 197	+ 9 276	- 51 192	+ 9 276
3a. Distr.	- 8 266	- 45 616	- 8 266	+ 4 374	+ 23 892	+ 4 374
Transp.	- 3 508	+ 18 994	- 3 508	+ 6 571	- 36 265	+ 6 571
4a. Distr.	- 1 593	- 8 972	- 1 593	+ 3 098	+ 16 926	+ 3 098
Transp.	- 2 485	+ 13 456	- 2 485	+ 1 266	- 7 133	+ 1 266
5a. Distr.	- 1 125	- 6 207	- 1 125	+ 617	+ 3 368	+ 617
Transp.	- 495	+ 2 678	- 495	+ 894	- 4 935	+ 894
6a. Distr.	- 225	- 1 239	- 225	+ 423	+ 2 304	+ 423
Transp.	- 339	+ 1 832	- 339	+ 179	- 985	+ 179
7a. Distr.	- 153	- 847	- 153	+ 84	+ 459	+ 84
Transp.	- 67	+ 365	- 67	+ 122	- 673	+ 122
8a. Distr.	- 31	- 170	- 31	+ 57	+ 314	+ 57
	- 1 026 348	+ 1 522 125	- 34 428			

Para los arcos:

$$M = - \left[ \frac{-18.5950 - 24.3736}{0.0026928} + \frac{-18.595 \times 107 - 24.3736 \times (-187)}{64.0665} Y_L \right. \\ \left. + \frac{-18.5950 \times 278 - 24.3736 \times 258}{27.1092} X_L \right]$$

$$(1).- M = - (-15\ 957 + 40.08 Y_L - 422.62 X_L)$$

Sustituyendo valores para el Diafragma:

$$M = - \left[ \frac{-18.595 - 24.3736}{0.0005246} + \frac{-18.595 \times 148 - 24.3736 \times (-148)}{1.3096} X_L \right]$$

$$(2).- M = - (-81\ 907 + 652.90 X_L)$$

Dando valores en las ecuaciones 1 y 2, se forman las Tablas XVI, XVII y XVIII donde se encuentran los valores de los momentos flexionantes reales, resultado de corregir los momentos de las barras consideradas como empotradas.

En forma semejante y como se explicó al principio del capítulo, se obtienen los momentos flexionantes, fuerzas normales y fuerzas cortantes para las restantes condiciones de carga.

El resumen de los resultados obtenidos después de haber superpuesto los efectos de las diferentes condiciones de carga se muestra gráficamente en el esquema adjunto.

**DISEÑO DE LOS BARRILES.**— El diseño tiene por objeto proporcionar el acero de refuerzo en la estructura pues ya se tiene fija su geometría.

Para el diseño se seguirán las especificaciones del American Concrete Institute.

T A B L A XVI  
Anillo Derecho (Vacío)

D.	M <sub>O</sub> H	X <sub>L</sub>	Y <sub>L</sub>	M <sub>O</sub>	M <sub>D</sub>
1	- 27 055	+ 199	- 207	+ 108 355	+ 81 300
2	+ 14 214	+ 99	- 222	+ 66 694	+ 80 908
3	+ 12 843	+ 21	- 217	+ 33 529	+ 46 372
4	- 1 889	- 60	- 195	- 1 584	- 3 473
5	- 11 325	- 113	- 134	- 26 428	- 37 753
6	+ 997	- 123	- 51	- 33 981	- 32 984
7	+ 2 728	- 117	+ 27	- 34 572	- 31 844
8	+ 2 067	- 83	+ 94	- 24 887	- 22 820
9	- 999	- 24	+ 145	+ 2	- 997
10	- 5 682	+ 48	+ 169	+ 29 499	+ 23 817
11	- 11 928	+ 127	+ 163	+ 63 097	+ 51 169
12	- 19 461	+ 223	+ 135	+ 104 790	+ 85 329

T A B L A XVII

Anillo Izquierdo (Lleno)

D	$\frac{M}{O} H$	$x_L$	$y_L$	$x'' y_L$	$y'' x_L$	$M_O$	$M_D$
1	+ 446 378	+ 199	- 207	- 8 297	- 84 101	+ 108 355	+ 554 733
2	- 114 942	+ 99	- 222	- 8 898	- 41 839	+ 66 694	- 48 248
3	- 9 534	+ 21	- 217	- 8 697	- 8 875	+ 33 529	+ 23 995
4	+ 468 558	- 60	- 195	- 7 816	+ 25 357	- 1 584	+ 466 974
5	+ 456 954	- 113	- 134	- 5 371	+ 47 756	- 26 428	+ 430 526
6	- 29 502	- 123	- 51	- 2 044	+ 51 982	- 33 981	- 63 483
7	- 40 294	- 117	+ 27	+ 1 082	+ 49 447	- 34 572	- 74 866
8	- 48 893	- 83	+ 94	+ 3 767	+ 37 077	- 24 887	- 73 780
9	- 53 082	- 24	+ 145	+ 5 812	+ 10 143	+ 2	- 53 080
10	- 81 118	+ 48	+ 169	+ 6 774	- 20 286	+ 29 499	- 51 619
11	- 99 630	+ 127	+ 163	+ 6 533	- 53 675	+ 63 097	- 36 533
12	+ 446 750	+ 223	+ 135	+ 5 411	- 94 244	+ 104 790	+ 551 540

T A B L A X V I I I .

D I A F R A G M A

D	$M_{OH}$	$x_L$	$Y'' x_L$	$M_o$	$M_D$
I	- 666 900	- 111	- 72 472	+ 154 379	- 512 521
II	+ 106 600	- 37	- 24 157	+ 106 064	+ 212 664
III	+ 98 400	+ 37	+ 24 157	+ 57 750	+ 156 150
IV	- 639 600	+ 111	+ 72 472	+ 9 435	- 630 165

Se estudiaron las dovelas 3 - 6 - 7 - 10 - II - III para --  
las condiciones más desfavorables, o sean:

Dev.	Condición.		
3.	Conducto izquierdo con agua y relleno colocado .....	(Momento)	A. Isq.
	Conducto izquierdo con agua .....	(F. Normal)	A. Isq.
	Conducto izquierdo con agua y relleno colocado .....	(F.Cortante)	A. Isq.
	Relleno colocado y saturado .....	(Flexo-Comp.)	--
6.	Conducto izquierdo con agua y relleno colocado .....	(Momento)	A. Isq.
	Ambos conductos con agua (sin relleno)	(F. Normal)	--
	Conducto izquierdo con agua y relleno colocado .....	(F.Cortante)	A. Isq.
	Conducto izquierdo con agua y relleno colocado .....	(Flexo-Comp.)	A. Der.
7.	Conducto izquierdo con agua y relleno colocado .....	(Momento)	A. Isq.
	Ambos conductos con agua (sin relleno)	(F. Normal)	--
	Conducto izquierdo con agua y relleno colocado .....	(F.Cortante)	A. Isq.
	Conducto izquierdo con agua y relleno colocado .....	(Flexo-Comp.)	A. Der.
10.	Conducto izquierdo con agua y relleno colocado .....	(Momento)	A. Der.
	Ambos conductos con agua (sin relleno)	(F. Normal)	--

- Conducto izquierdo con agua y relleno  
colocado ..... (F. Cortante) A. Izq.
- Relleno colocado ..... (Flexo-Comp.) —
- II Conducto izquierdo con agua ..... (Momento)
- III. Conducto izquierdo con agua y relleno  
colocado ..... (F. Normal)
- Conducto izquierdo con agua y relleno  
colocado ..... (F. Cortante)
- Conducto izquierdo con agua y relleno  
colocado ..... (Flexo-Comp.)

De los anteriores conceptos tomaremos los más desfavorables.

Dov.	Momento	F. Normal	F.Cortante	Flexo-Compresión	
				Momento	F.Normal
3	946033 Kg.cm. 12350 (t)	27 250 Kg. (t)	20 460 Kg.	922 038	15 250 Kg. (Comp.)
6	-631604 15990 (o)	20 510 (t)	12 100	-601 105	42 635 (Comp.)
7	-639431 14950 (o)	22 350 (t)	11 750	-596 409	41 130 (Comp.)
10	718173 11450 (o)	27 850 (t)	17 180	694 356	12 650 (Comp.)

Diseño por momento.- (Despreciando la acción de la fuerza normal)

Datos:

Dovela No. 3.

b = 100 cm.

h = 64 cm.

$$r = 7.5 \text{ cm.}$$

$$k = 0.428$$

$$d = 56.5 \text{ cm.}$$

$$J = 0.857$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$K = 11.58$$

$$f_s = 1265 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M = 946 \text{ 033 Kg.cm.}$$

Momento resistente de la pieza considerada como balanceada.

$$M_r = 11.58 \times 100 \times 56.5^2 = 3 \text{ 680 000 Kg.cm.} \quad M_r$$

La pieza trabaja como peraltada, luego:

$$k^3 - 3k^2 - \frac{6Mn}{f_s b d^2} k + \frac{6Mn}{f_s b d^2} = 0$$

$$\frac{6Mn}{f_s b d^2} = \frac{6 \times 946 \text{ 033} \times 15}{1265 \times 100 \times 56.5^2} = 0.2108$$

$$k^3 - 3k^2 - 0.2108k + 0.2108 = 0$$

Solución de la ecuación:

-3	- 0.2108	+ 0.2108
0.2415	- 0.6662	- 0.2117
-2.7585	- 0.8770	- 0.0009

de donde  $k = 0.2415$  y  $J = 0.9195 \approx 0.92$

$$A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{946 \text{ 033}}{1265 \times 0.92 \times 56.5} = 14.4 \text{ cm.}$$

Diseño por fuerza normal. - (Tensión)

Datos:

Dovela No. 10.

$$f_s = 1 \text{ 265 Kg/cm}^2.$$

$$N(t) = 27 \text{ 850 Kg.}$$

$$\text{Area del Acero total en la sección} = \frac{27 \text{ 850}}{1 \text{ 265}} = 22.0 \text{ cm}^2.$$

Revisión por tensión diagonal:

Datos:

Dovela No. 3.

b = 100 cm.

K = 0.242

de pieza peraltada.

h = 64 cm.

J = 0.920

r = 7.5 cm.

v = 0.03 f<sub>o</sub>' = 4.2 Kg/cm<sup>2</sup>.

d = 56.5 cm.

V = 20 460 Kg.

f<sub>o</sub>' = 140 Kg/cm<sup>2</sup>.

$$v = \frac{20\ 460}{100 \times 0.92 \times 56.5} = 3.94 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

Diseño por Flexo-compresión.

Datos:

Dovela No. 6.

n = 15 Kg/cm<sup>2</sup>

t = 64 cm.

f<sub>o</sub>' = 140 Kg/cm<sup>2</sup>

d = 56.5 cm.

f<sub>s</sub> = 1265 Kg/cm<sup>2</sup>

d' = 7.5 cm.

f<sub>s</sub>' = 1100 Kg/cm<sup>2</sup>

a = 24.5 cm.

N = 42635 Kg.

b = 100 cm.

M = 601105 Kg.cm.

$$k^3 + 3 \left( \frac{a}{t} - \frac{1}{2} \right) k^2 + 6 n p \frac{a}{t} k - 3 n p \left[ 2 \left( \frac{a}{t} \right)^2 + \frac{a}{t} \right] = 0$$

$$k = \frac{601\ 105}{42\ 635} = 14.09 \text{ cm.} > \frac{t}{6}$$

Suponiendo p = 0.008 y refuerzo simétrico en dos caras. —

(p es el porcentaje de acero total en la sección).

$$k^3 + 3 \left( \frac{14.09}{64} - \frac{1}{2} \right) k^2 + 6 \times 15 \times 0.008 \times \frac{14.09}{64} k - 3 \times 15 \times 0.008 \left[ 2 \times \left( \frac{24.5}{64} \right)^2 + \frac{14.09}{64} \right] = 0$$

$$k^3 + 3(0.22 - 0.50)k^2 + 0.158 k - 0.36 \cdot 0.293 + 0.22 = 0$$

$$k^3 - 0.84 k^2 + 0.158 k - 0.185 = 0$$

Resolviendo:

Para  $k = 0.895$

$$\begin{array}{r r r} -0.84 & + 0.158 & - 0.185 \\ \hline 0.895 & + 0.049 & + 0.185 \\ \hline 0.055 & 0.207 & \text{---} \end{array}$$

Por otra parte:

$$N = \frac{f_o b t}{2k} \left[ k^2 + n p (2k - 1) \right]$$

Sustituyendo valores:

$$42635 = f_o \frac{100 \times 64}{2 \times 0.895} \cdot 0.895^2 + 15 \times 0.008 (2 \times 0.895 - 1)$$

Efectuando operaciones:

$$42635 = 3570 f_o (0.80 + 0.120 \times 0.790)$$

$$42635 = f_o \times 3570 \times 0.895$$

Despejando:

$$f_o = \frac{42635}{3197} = 13.37 \text{ Kg/cm}^2$$

Además:

$$f_n = n f_o \left( \frac{1-k}{2k} - 1 \right)$$

$$f_n = 15 \times 13.37 \frac{1 - 0.766}{1.79} - 1 = 202 - 0.869$$

$$f_n = -175 \text{ Kg/cm}^2.$$

Se acepta  $A_n = 0.008 \times 64 \times 100 = 51.2 \text{ cm}^2$ ,  $\frac{A_n}{2} = 25.6 \text{ cm}^2$ .

6 sea  $25.6 \text{ cm}^2$ . por cada cara.

Esfuerzos permisibles:

$$f_a = \frac{0.18 f_c^t + 0.8 f_a p}{1 + (n-1) p}, \quad C = \frac{f_a}{0.45 f_c^t}, \quad D \doteq 6$$

$$f_p = f_a \frac{t + D e}{t + C D e}$$

$$f_a = \frac{0.18 \times 140 + 0.8 \times 1265 \times 0.008}{1 + 14 \times 0.008} = \frac{25.2 + 8.1}{1.112} = 29.9 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$C = \frac{29.9}{63} = 0.475$$

$$f_p = 29.9 \frac{64 + 6 \times 14.09}{54 + 0.475 \times 6 \times 14.09} = \frac{64 + 84.45}{64 + 40.1} 29.9$$

$$f_p = \frac{148.45}{104.1} \times 29.9 = 31.6 \quad 13.37 \text{ Kg/cm}^2$$

Resumiendo los resultados obtenidos:

Area de acero necesaria	Condición.
14.4 cm <sup>2</sup> , por cara	Por momento flexionante.
11.0 " " "	Por fuerza normal (tensión).
25.6 " " "	Por flexo-compresión.

$\Sigma_o$ , necesarios por adherencia:

$$\Sigma_o = \frac{V}{u j d} = \frac{20\,460}{0.05 \times 140 \times 0.92 \times 56.5} = 56.2 \text{ cm.}$$

Dov.	Momento	F. Normal	F. Cortante	Flexo-Compresión.	
				Momento	F. Normal
II	212 664	—	- 700	212 664	95 597
III	156 150	—	- 700	156 150	94 330

Diseño por momento. - (Despreciando la acción de la F. Normal).

Datos:

Dovela II.

$$\begin{array}{ll}
 b = 100 \text{ cm.} & k = 0.428 \\
 h = 69 \text{ cm.} & J = 0.857 \quad \text{Balanceada} \\
 r = 7.5 \text{ cm.} & K = 11.58 \\
 d = 61.5 \text{ cm.} & M = 212\,664 \\
 f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2. & \\
 f_s = 1265 \text{ Kg/cm}^2. &
 \end{array}$$

Momento resistente de la pieza, como balanceada.

$$M_r = K b d^2 = 11.58 \times 100 \times 61.5^2 = 4\,350\,000 \text{ Kg.cm} \quad M_r$$

La pieza trabaja como peraltada, luego:

$$k^3 - 3k^2 - \frac{6 M n}{f_s b d^2} k + \frac{6 M n}{f_s b d^2} = 0$$

$$\frac{6 M n}{f_s b d^2} = \frac{6 \times 212\,664 \times 15}{1265 \times 100 \times 61.5^2} = 0.04$$

$$k^3 - 3k^2 - 0.04 k + 0.04 = 0$$

Solución de la ecuación:

$$\begin{array}{r}
 - 3 \quad - 0.04 \quad + 0.04 \\
 0.111 \quad - 0.3206 \quad - 0.04002 \\
 \hline
 -2.889 \quad - 0.3606 \quad 0.00002
 \end{array}$$

de donde  $k = 0.111 \quad J = 0.963$

$$A_s = \frac{212\,664}{1265 \times 0.963 \times 61.5} = 2.85 \text{ cm}^2.$$

Diseño por Flexo-Compresión.

Datos:

Dovela No. II

$n = 15$

$t = 69 \text{ cm.}$

$f'_0 = 140 \text{ Kg/cm}^2.$

$d = 61.5 \text{ cm.}$

$f''_0 = 1265 \text{ Kg/cm}^2.$

$d' = 7.5 \text{ cm.}$

$f'_0 = 1100 \text{ Kg/cm}^2.$

$a = 27 \text{ cm.}$

$N = 95\,597 \text{ Kg.}$

$b = 100 \text{ cm.}$

$M = 212\,664 \text{ Kg.cm.}$

$$k = \frac{1}{2} + \frac{1 + 12 n p \left(\frac{a}{t}\right)^2}{12 \left(\frac{a}{t}\right) (1 + n p)}$$

$$e = \frac{212\,664}{95\,597} = 2.22 \text{ cm.} \quad \frac{t}{6}$$

$$k = \frac{1}{2} + \frac{1 + 12 \times 15 \times 0.008 \left(\frac{27}{69}\right)^2}{12 \left(\frac{2.22}{69}\right) (1 + 15 \times 0.008)}$$

$$k = \frac{1}{2} + \frac{1 + 0.2201}{0.433} = \frac{1}{2} + \frac{1.2201}{0.433} = 3.32$$

Por otra parte:

$$N = \frac{f_0 b t}{2k} (2k - 1) (1 + n p)$$

$$95\,597 = f_0 \frac{100 \times 69}{2 \times 3.32} (2 \times 3.32 - 1) (1 + 15 \times 0.008)$$

$$95\,597 = f_0 \times 1040 \times 5.64 \times 1.12 = 6\,550 f_0$$

$$f_0 = \frac{95\,597}{6\,550} = 14.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''_0 = \frac{f_0}{kt} (kt - d')$$

$$f''_0 = \frac{14.6}{3.32 \times 69} (3.32 \times 69 - 7.5)$$

$$f'_c = 0.0638 \times 221.5 = 14.1 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_s = 14.1 \times 15 = 222 \text{ Kg/cm}^2.$$

Se acepta  $A_s = 0.008 \times 69 \times 100 = 55.2 \text{ cm}^2$  en dos caras.

o sea:  $\frac{55.2}{2} = 27.6 \text{ cm}^2$  por cara

Esfuerzo permisible:

$$f_a = \frac{0.18 f'_c + 0.8 f_s p}{1 + (n-1) p}, \quad C = \frac{f_s}{0.45 f'_c}, \quad D = 6$$

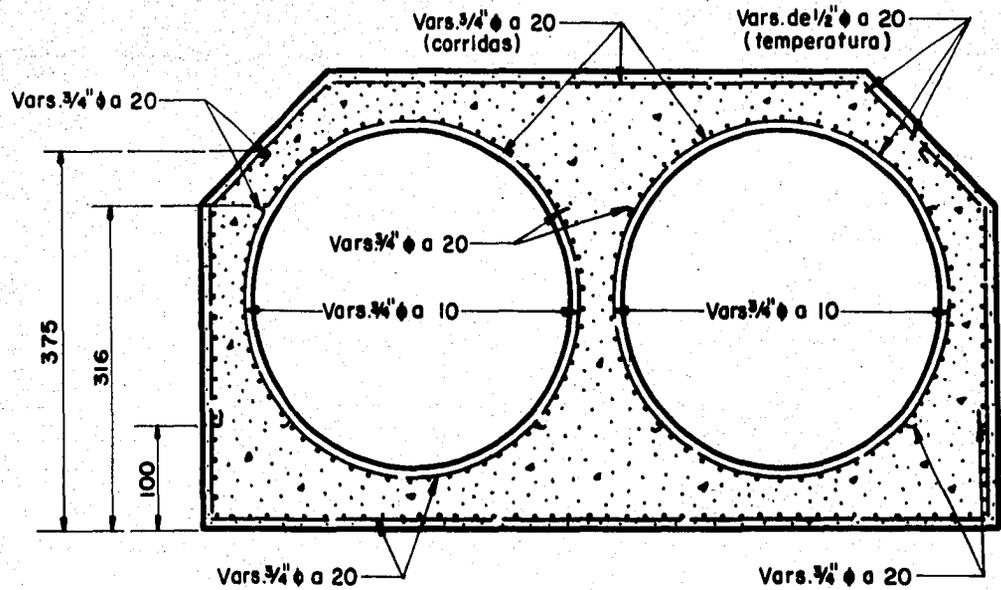
$$f_p = f_a \frac{t + D}{t + C D e}$$

$$f_a = 29.9 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_c$$

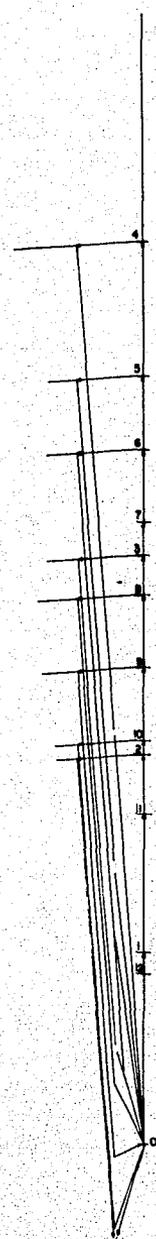
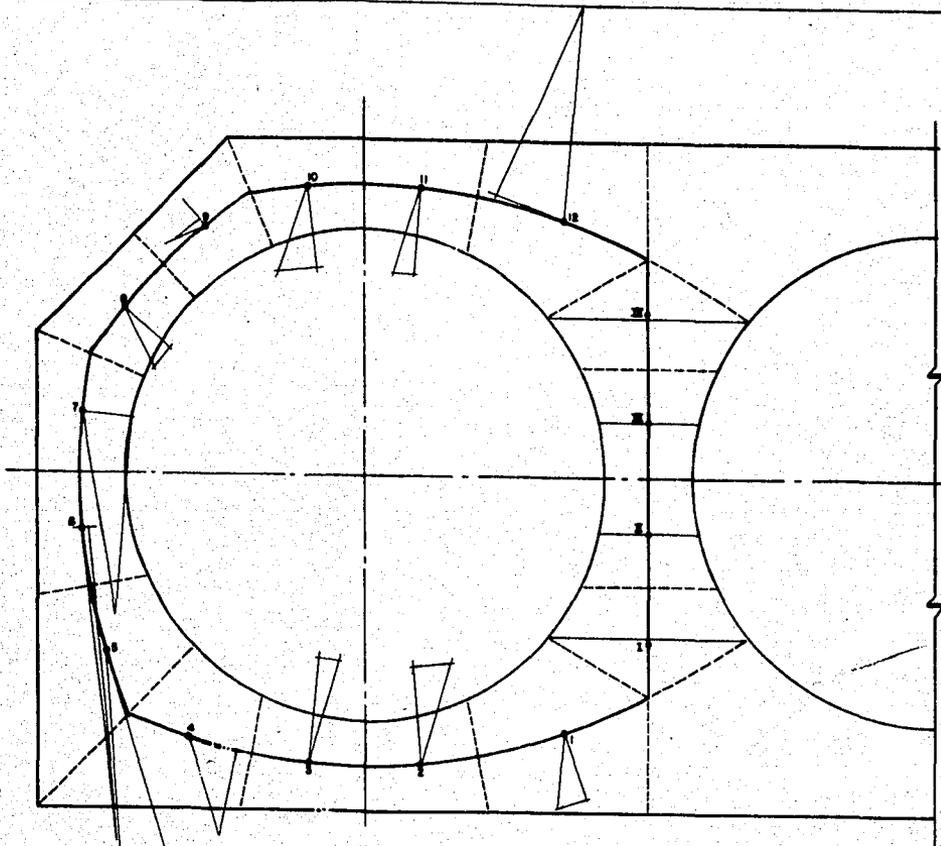
$$A_{ST} = 0.003 \times 100 \times 20 = 6 \text{ cm}^2 \text{ por cara.}$$

Por tanto a la vista de los resultados obtenidos y de los diagramas de momentos, fuerzas cortantes y normales, el acero de refuerzo en la estructura de los barriles queda distribuido en la forma que muestra el plano .

Dada la sencillez del diseño de los muros en transiciones y zonas de compuertas, puentes de maniobras y ménsulas para las compuertas, no se incluyen en el presente trabajo.

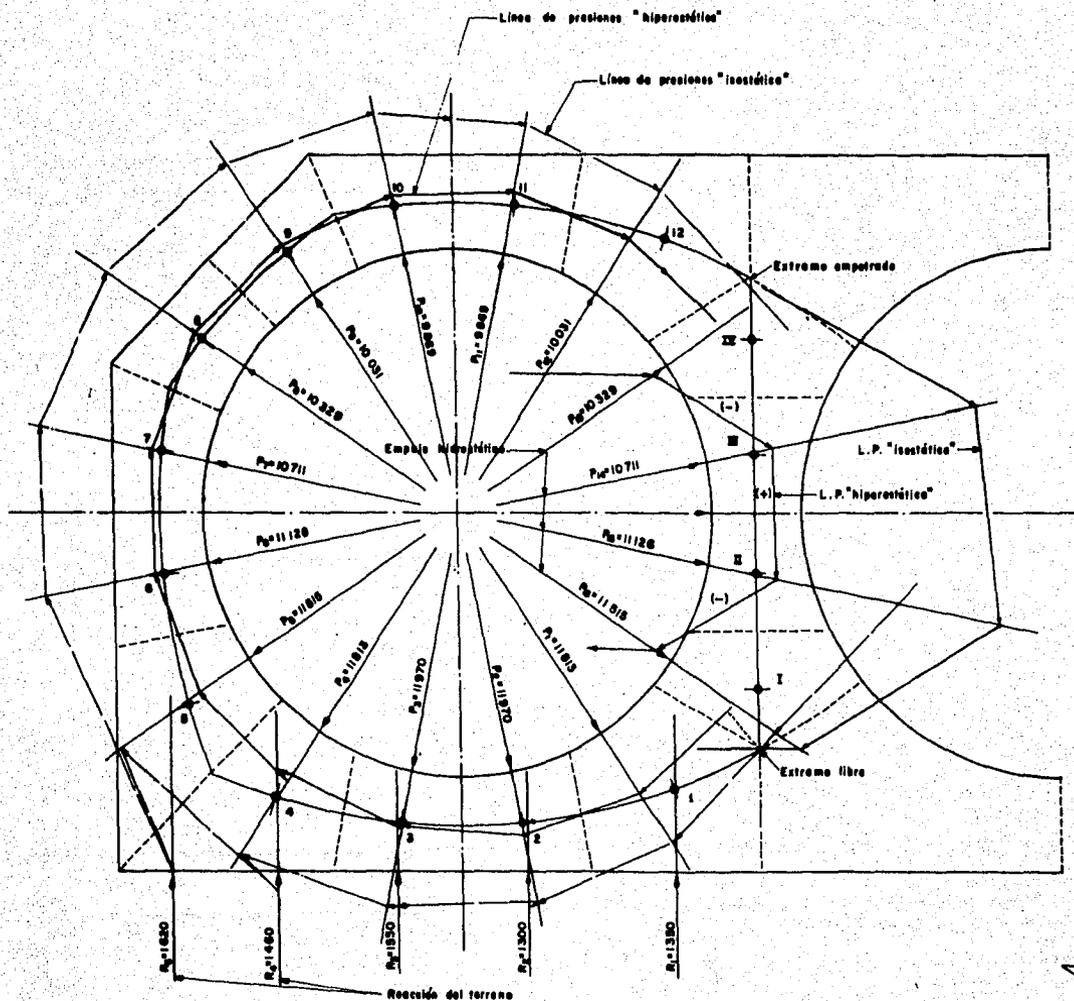


**ESQUEMA DEL REFUERZO**

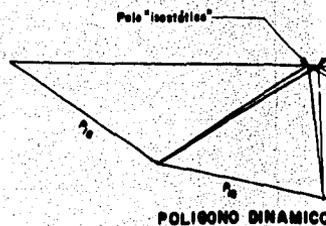
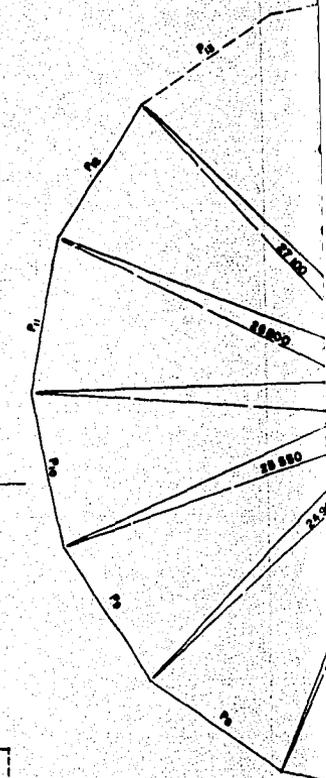


Escala de fuerzas: 1:50

OBTENCION DE FUERZAS NORMALES  
Y TANGENCIALES - PESO PROPIO.

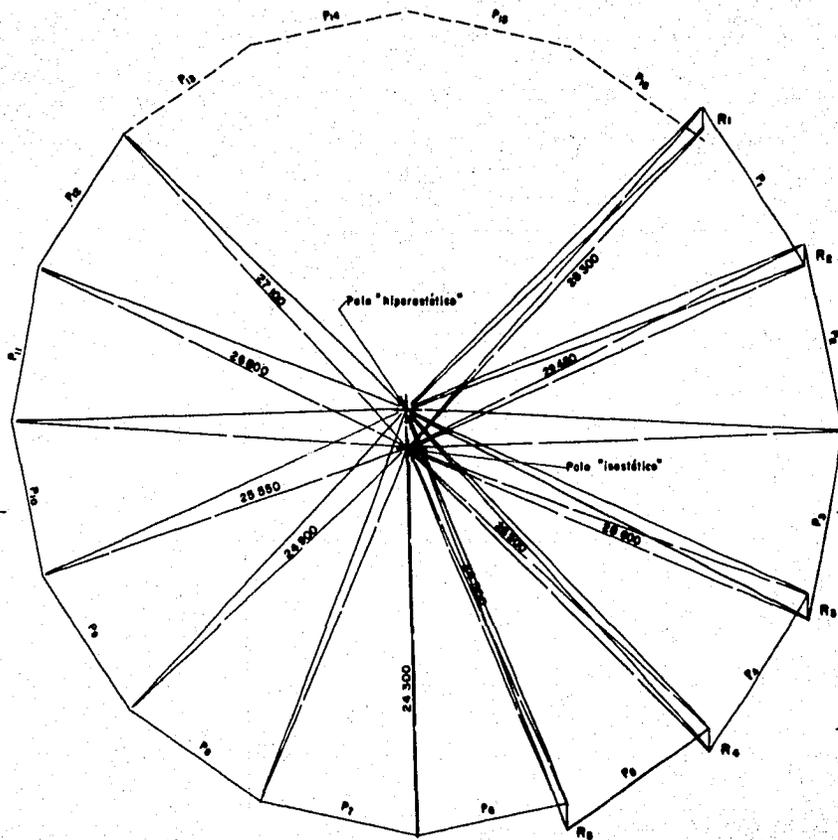
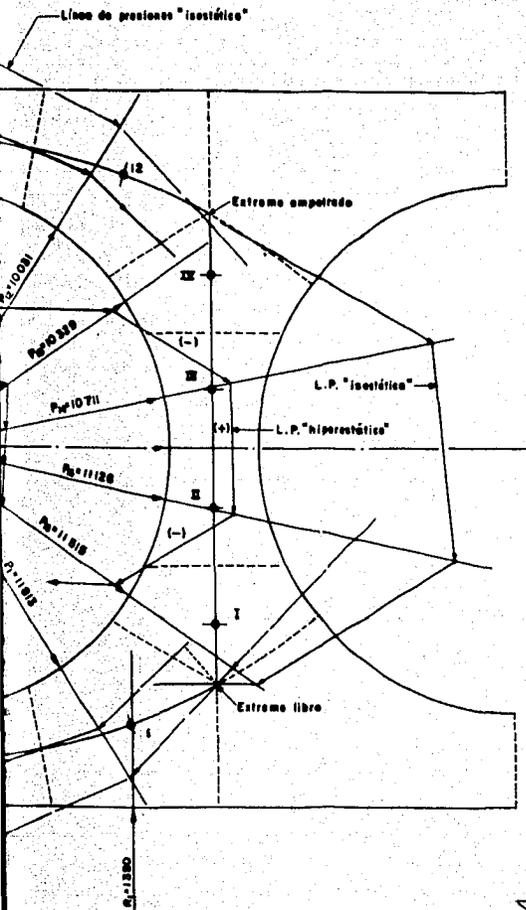


ESCALA DE FUERZAS 1 cm. = 2000 kg  
 ESCALA DE LINEAS 1:20

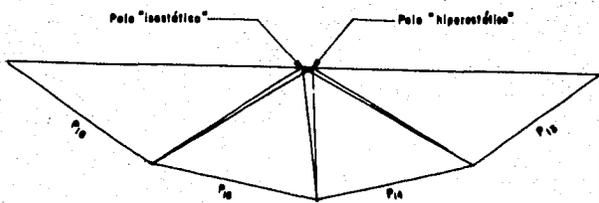


POLIGONO DINAMICO

de presiones "hiperostática"



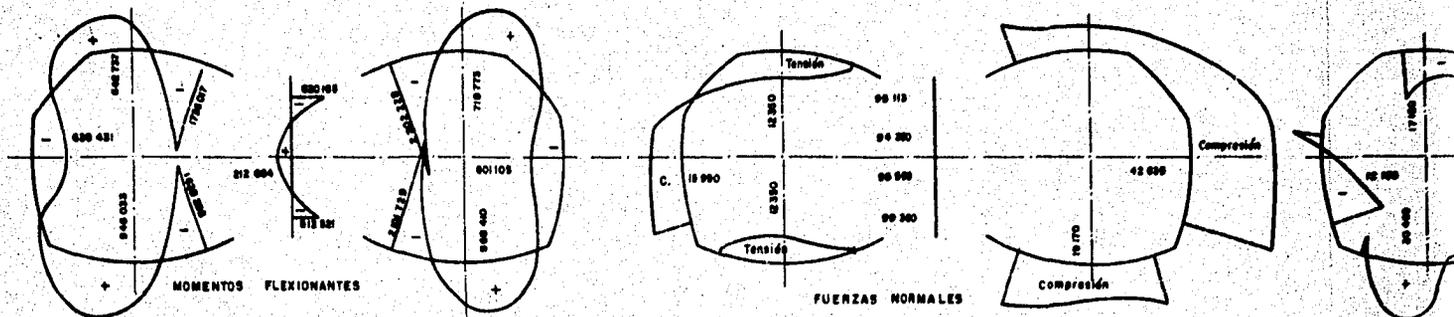
POLIGONO DINAMICO DEL ARCO



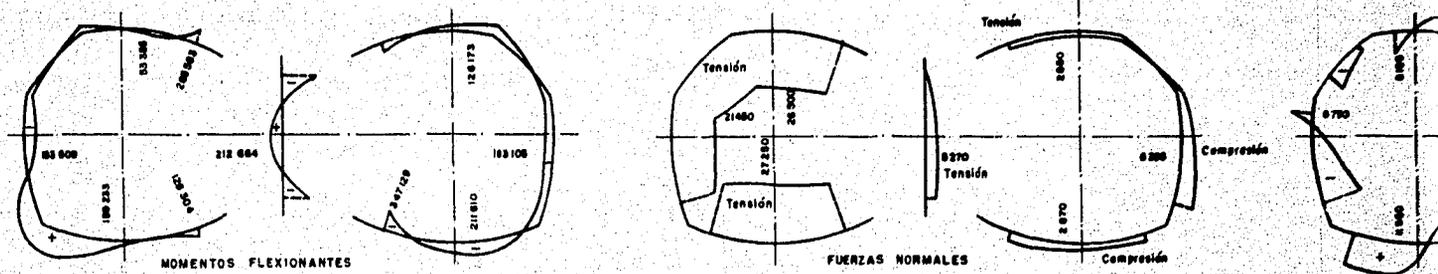
POLIGONO DINAMICO DEL DIAFRAGMA

ESCALA DE FUERZAS 1 cm. = 2 000 kg  
 ESCALA DE LINEAS 1: 20

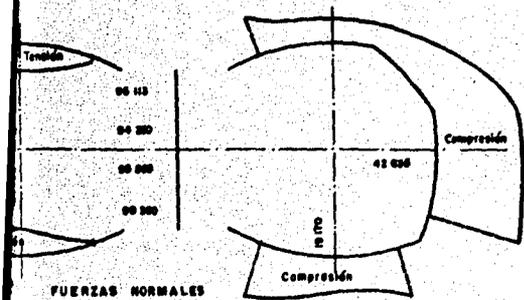
LÍNEA DE PRESIONES EN EL CONDUCTO,  
 BAJO LA ACCION DEL EMPUJE HIDROSTATICO  
 EN EL ANILLO IZQUIERDO



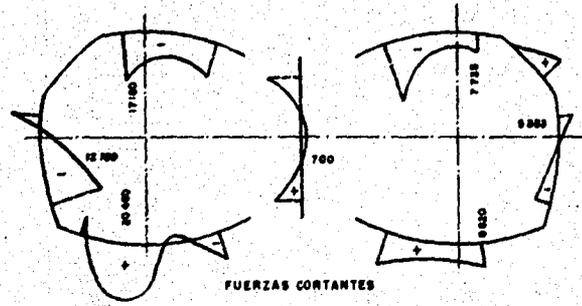
CONDUCTO IZQUIERDO CON AGUA Y RELLENO COLOCADO



CONDUCTO IZQUIERDO CON AGUA



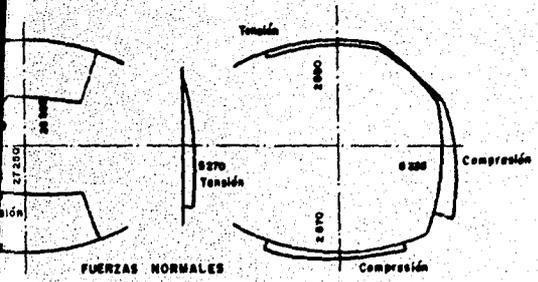
FUERZAS NORMALES



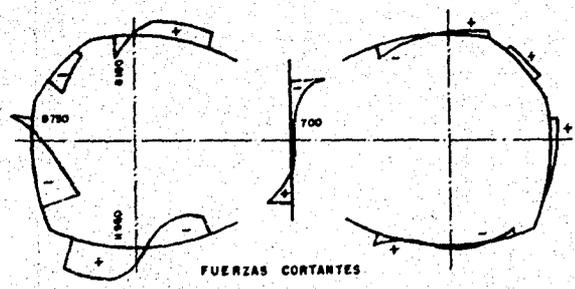
FUERZAS CORTANTES

TERDO CON AGUA Y RELLENO COLOCADO

**ESCALAS**  
 LINEAL \_\_\_\_\_ 1:50  
 MOMENTOS F. \_\_\_\_\_ 1 CM. = 500 000 KG CM.  
 F. NORMALES \_\_\_\_\_ 1 CM. = 12 500 KG.  
 F. CORTANTES \_\_\_\_\_ 1 CM. = 10 000 KG.



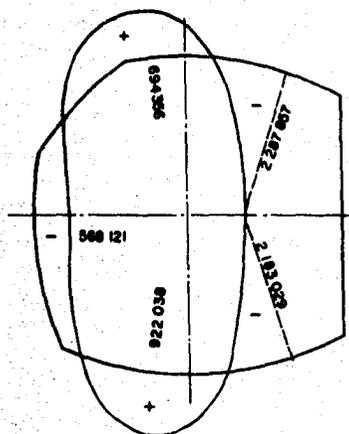
FUERZAS NORMALES



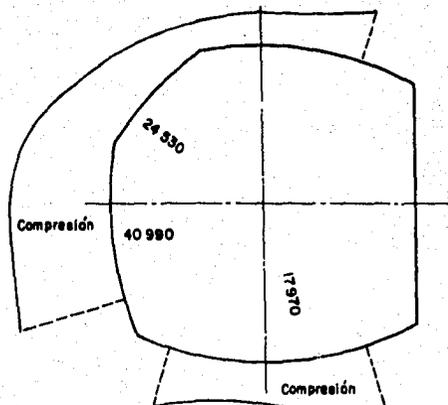
FUERZAS CORTANTES

CONDUCTO IZQUIERDO CON AGUA

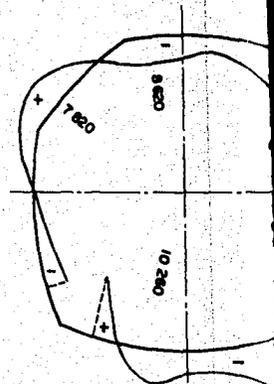
RESUMEN DE LOS EFECTOS MECANICOS FINALES  
 OBTENIDOS DESPUES DE SUPERPONER LAS DIFERENTES  
 CONDICIONES DE CARGA- I -



MOMENTOS FLEXIONANTES

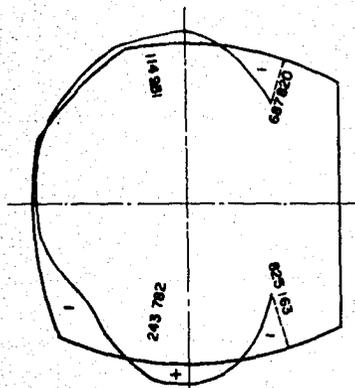


FUERZAS NORMALES

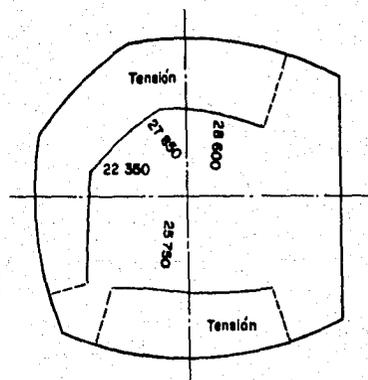


FUERZAS CORTANTES

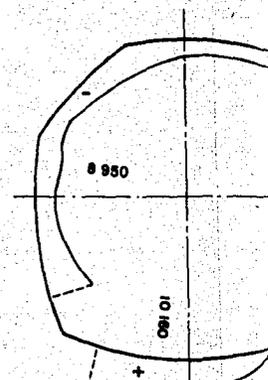
RELLENO COLOCADO



MOMENTOS FLEXIONANTES

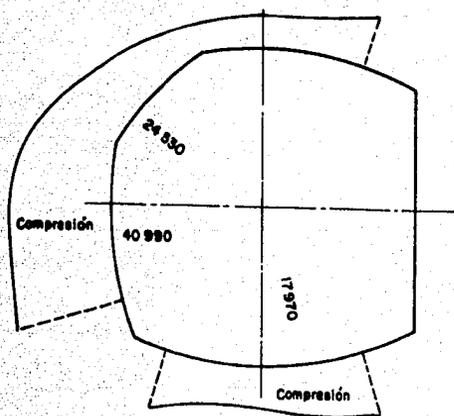


FUERZAS NORMALES



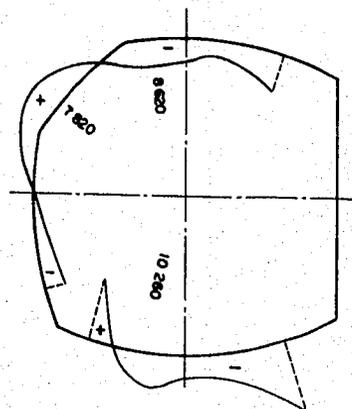
FUERZAS CORTANTES

AMBOS CONDUCTOS CON AGUA



FUERZAS NORMALES

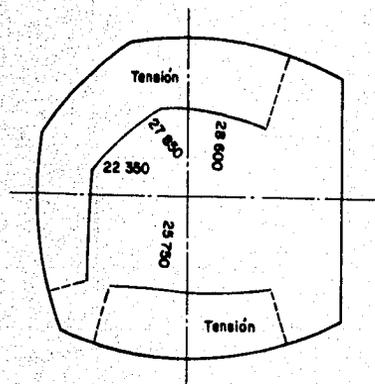
RELLENO COLOCADO



FUERZAS CORTANTES

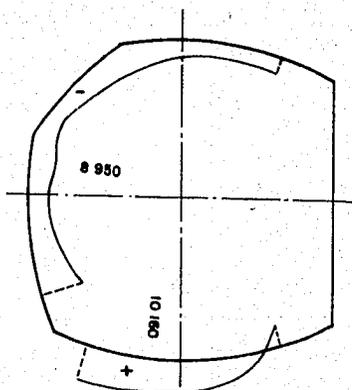
ESCALAS:

Lineal ————— l : 40  
 Momentos F. ————— l cm. = 500 000 Kg. cm.  
 F. normales ————— l cm. = 12 500 Kg.  
 F. cortantes ————— l cm. = 10 000 Kg.



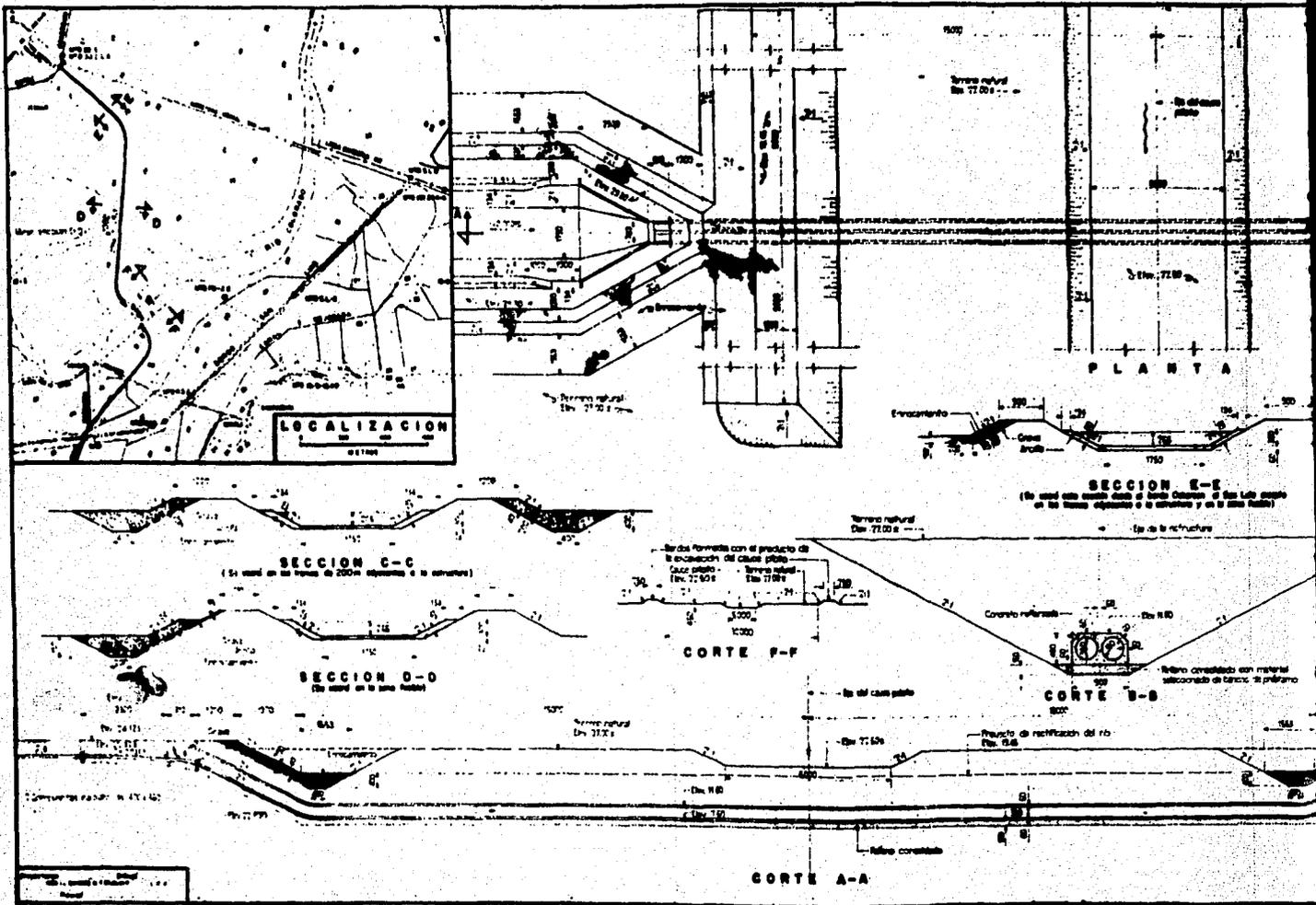
FUERZAS NORMALES

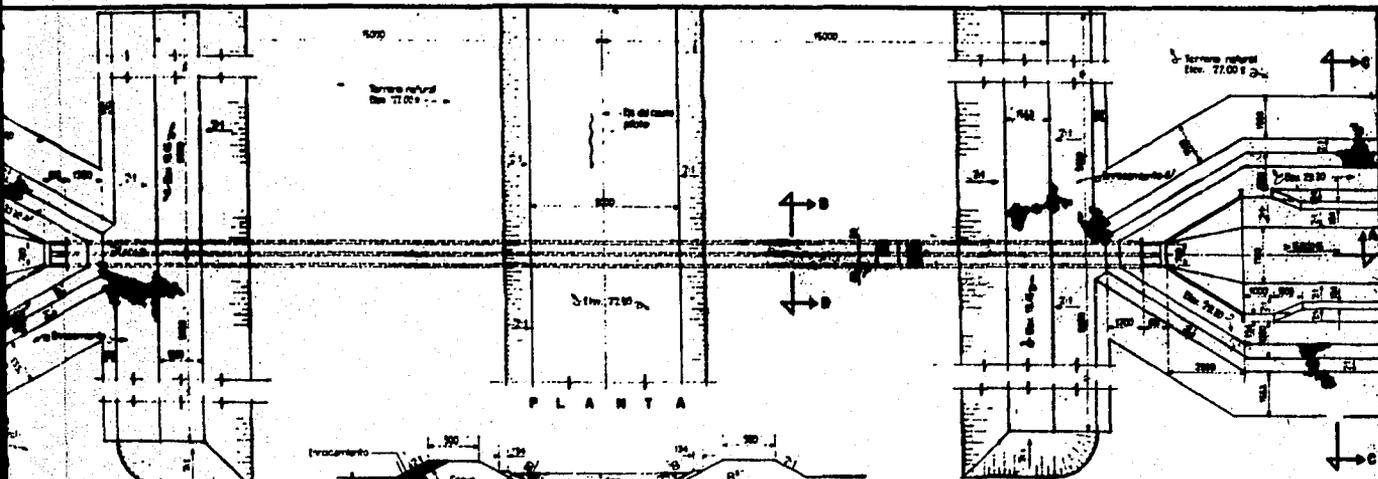
AMBOS CONDUCTOS CON AGUA



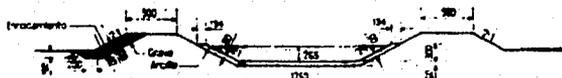
FUERZAS CORTANTES

RESUMEN DE LOS EFECTOS MECANICOS  
 FINALES OBTENIDOS DESPUES DE SUPER-  
 PONER LAS DIFERENTES CONDICIONES DE  
 CARGA - II -





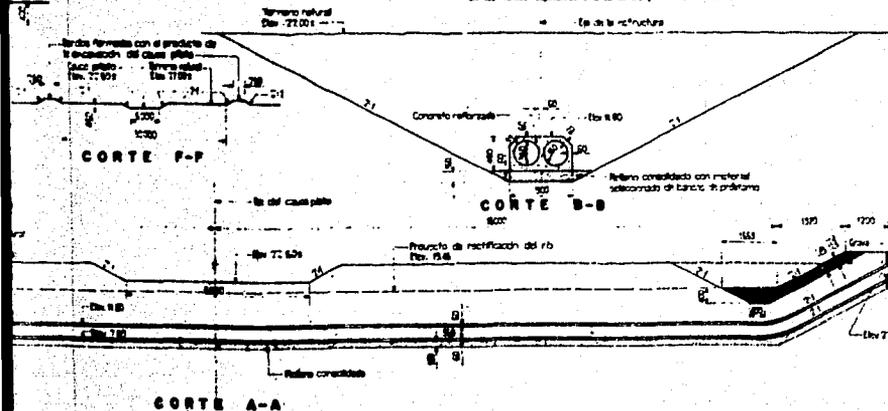
PLANTA



SECCION E-E

(Se usará esta sección para el diseño de la estructura y en la zona de abanico)

Escala de la estructura



DATOS HIDRAULICOS

CANAL		CULVERTO	
Q = 10 m <sup>3</sup> /seg	n = 0.025	Q = 50 m <sup>3</sup> /seg	n = 0.05
A = 66.71 m <sup>2</sup>	r = 2.25 m	A = 33.5 m <sup>2</sup>	r = 0.30 m
v = 0.278 m/seg	v = 2.6 m	v = 1.5 m	v = 3.60 m
L = 2.56 m			

CANTIDADES ESTIMADAS.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Escarpe	m <sup>2</sup>	78800
Rebaje	m <sup>2</sup>	1700
Escarpeamiento	m <sup>2</sup>	86530
Concreto reforzado	m <sup>3</sup>	600
Acero de refuerzo	kg	40700
Compuertas, rejas y accesorios	ty	15

NOTAS:

1. Referencias en carpinterías: véase el Manual de Carpintería de la S.C.L.A.  
2. Dimensiones en metros. Las celdas que aparecen en el plano son de 30 x 30 cm de la S.C.L.A.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO  
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

División de Riego del Rio Colorado, S.C.  
SIFON SANCHEZ MEJORADA  
PLANO GENERAL

TESIS PROFESIONAL  
MARIO SANCHEZ LANDA

MEXICO, D.F. 1956

### PROGRAMA DE TRABAJOS.

La elaboración detallada de un programa de trabajos requiere el conjunto de los siguientes elementos.

Conocimiento de las condiciones que influyen en el trabajo en el lugar.

Conocimiento del equipo de construcción con que se cuenta para el desarrollo de las obras.

Cierta experiencia en lo que se denomina "trabajo de campo" que redunde en una aplicación conveniente de los procedimientos de construcción.

Conocimiento del presupuesto que se empleará, en cierto período para las obras.

Acorde con lo expuesto se elabora un programa general de trabajos, puesto que se estima falta el conocimiento de algunos de los conceptos mencionados para presentar este en una forma más detallada.

**PROGRAMA DE TRABAJO**

CONCEPTO	CANT. OBRA	M E S E S																			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Excavación en seco para la estructura.	67 000 m <sup>3</sup> .	■	■																		
Excavación en seco para el cauce piloto.	132 000 m <sup>3</sup>							■	■	■	■	■									
Excavación en agua para la estructura.	327 000 m <sup>3</sup>	■	■	■	■	■	■	■	■	■											
Excavación en agua para el cauce piloto.	168 000 m <sup>3</sup>									■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		
Relleno compactado para la cimentación de la estructura.	7 830 m <sup>3</sup>							■	■	■	■	■									
Concreto reforzado para la estructura.	8 000 m <sup>3</sup>								■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		
Relleno sobre la estructura.	369 000 m <sup>3</sup>												■	■	■	■	■	■	■	■	■
Colocación de enrocamiento	18 000 m <sup>3</sup>																		■	■	■
Instalación de compuertas	4 pza.																			■	■

**FUERZA DE TRABAJO:** Excavación: 2 000 m<sup>3</sup>/ diarios.

Concreto : 30 m<sup>3</sup>/ turno.

**PROGRAMA DE TRABAJO**

CONCEPTO	CANT. OBRA	M E S E S																			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Excavación en seco para la estructura.	67 000 m <sup>3</sup>	■	■																		
Excavación en seco para el cauce piloto.	132 000 m <sup>3</sup>							■	■	■	■	■									
Excavación en agua para la estructura.	327 000 m <sup>3</sup>		■	■	■	■	■	■	■	■	■										
Excavación en agua para el cauce piloto.	168 000 m <sup>3</sup>									■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		
Relleno compactado para la cimentación de la estructura.	7 830 m <sup>3</sup>							■	■	■	■	■									
Concreto reforzado para la estructura.	8 000 m <sup>3</sup>									■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		
Relleno sobre la estructura.	369 000 m <sup>3</sup>																			■	■
Colocación de enrocamiento	18 000 m <sup>3</sup>																			■	■
Instalación de compuertas	4 pza.																				■

**FUEZA DE TRABAJO:**      Excavación: 2 000 m<sup>3</sup>/ diarios.  
                                   Concreto :      30 m<sup>3</sup>/ turno.

## DISTRITO DE RIEGO DEL RIO COLORADO, BAJA CALIFORNIA NORTE.

## SIFON SANCHEZ MEJORADA Y CAUCE PILOTO.

## CATALOGO Y CANTIDADES DE OBRA.

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
1. Desmonte, desenraíce y <u>lim</u> <u>pia superficial</u> .....	43	Ha.	600.00	25 800.00
2. Control y desagüe de las - excavaciones (administra- ción) .....				
3. Excavación en seco en <u>qual</u> <u>quier material y a qual---</u> <u>quier profundidad para alo</u> <u>jar las estructuras</u> .....	377 235	m3.	4.00	1 508 940.00
4. Excavación en seco en <u>qual</u> <u>quier material y a qual---</u> <u>quier profundidad formando</u> <u>bordos con el producto a -</u> <u>150 m. de distancia, en el</u> <u>cauce piloto</u> .....	540 650	m3.	3.00	1 621 950.00
5. Excavación en seco en <u>qual</u> <u>quier material y a qual---</u> <u>quier profundidad, para --</u> <u>las protecciones de enroca</u> <u>miento</u> .....	361 620	m3.	2.50	904 050.00
6. Relleno compactado con ma- terial seleccionado de <u>ban</u> <u>cos de préstamo, bajo la -</u> <u>cimentación de las estruc-</u> <u>turas</u> .....	7 200	m3.	10.00	72 000.00
7. Relleno compactado en res- paldos de muros y transi- ciones, y sobre el conduc- to .....	12 500	m3.	20.00	250 000.00
8. Colocación de grava o <u>reza</u> <u>ga como base para las pro-</u> <u>tecciones de enrocamiento.</u>	10 854	m3.	5.00	54 270.00
9. Enrocamiento a volteo para protecciones .....	149 695	m3.	5.00	748 475.00

CONCEPTO	TRABAJO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
10.	Colocación de filtros de grava para lloraderos ....	260	Pza.	20.00	5 200.00
11.	Concreto reforzado en losas de pisos incluyendo dentellones .....	110	m3.	150.00	16 500.00
12.	Concreto reforzado en muros y pilas incluyendo dentellones .....	750	m3.	220.00	165 000.00
13.	Concreto reforzado en los conductos .....	7 710	m3.	220.00	1 696 200.00
14.	Concreto reforzado en puentes de maniobras .....	8	m3.	300.00	2 400.00
ACERO DE REFUERZO Y ESTRUCTURAL					
15.	Colocación de acero de refuerzo en los conductos ..	416 500	Kg.	0.60	249 900.00
16.	Colocación de acero de refuerzo en las estructuras de entrada y salida .....	50 700	Kg.	0.60	30 420.00
17.	Instalación de compuertas radiales, malacates y accesorios .....	13 050	Kg.	2.25	29 362.50
18.	Suministro y colocación de placas de acero para juntas .....	1 465	m.l.	30.00	43 950.00
19.	Suministro y colocación de pernos de anclaje y placas de asiento en los puentes de maniobras .....	172	Kg.	2.75	473.00
TUBERIA Y VARIOS.					
20.	Suministro y colocación de tubería negra de 6.35 cm. $\phi$ (2 1/2") para barandales en puentes de maniobras ..	48	m.l.	20.00	960.00

CONCEPTO	TRABAJO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
21.	Suministro y colocación de tubos de 7.62 cm. $\phi$ (3") x 30 cm. para lloraderos ...	260	Pza.	15.00	3 900.00
22.	Suministro y colocación de juntas asfálticas .....	230	m2.	50.00	11 500.00
SUMINISTROS					
23.	Suministro de roca para protecciones incluyendo carga y acarreo en el primer Km. ....	149 695	m3.	12.50	1 871 187.50
24.	Suministro de grava o reza para protecciones, incluyendo carga y acarreo en el primer Km. ....	10 854	m3.	12.70	137 845.80
25.	Suministro de agregado grueso para concreto incluyendo carga y acarreo en el primer Km. ....	6 430	m3.	12.70	81 661.00
26.	Suministro de arena para concreto, incluyendo carga y acarreo en el primer Km.	2 150	m3.	12.70	27 305.00
27.	Suministro de material de bancos de préstamo para relleno compactado bajo la cimentación de las estructuras, incluyendo carga y acarreo en el primer Km...	7 200	m3.	5.70	41 040.00
28.	Suministro de material para filtros, incluyendo carga y acarreo en el primer Km. ....	78	m3.	20.00	1 560.00
ACARREOS.					
29.	Acarreo de roca para protecciones en los Kms. subsiguientes al primero .....	449 085	m3-Km.	1.10	493 993.50
30.	Acarreo de grava o reza para protecciones en los Kms. subsiguientes al primero.	216 080	m3-Km.	1.10	237 688.00

CONCEPTO	TRABAJO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
31.	Acarreo de agregados para-concreto en los Kms. subsecuentes al primero .....	128 600	m3-Km.	1.10	141 460.00
32.	Carga y descarga de acero de refuerzo, cemento y demás materiales suministrados por la Secretaría y su acarreo en el primer Km...	3 040	Ton.	10,00	30 400.00
33.	Acarreo de acero de refuerzo, cemento y demás materiales suministrados por la Secretaría en los Kms. subsecuentes al primero ..	45 750	Ton-Km.	0.85	38 887.50
34.	Carga y descarga de compuertas y mecanismos suministrados por la Secretaría y su acarreo en el primer Km. ....	13	Ton.	200.00	2 600.00
35.	Acarreo de compuertas y mecanismos suministrados por la Secretaría en los Kms. subsecuentes al primero ..	195	Ton-Km.	0.85	165.75

..SUMAN LOS CONCEPTOS DE TRABAJO  
PARA EL SIFON Y CAUCE PILOTO ..\$10 547 044.55