

087(126)c

nfp: 426

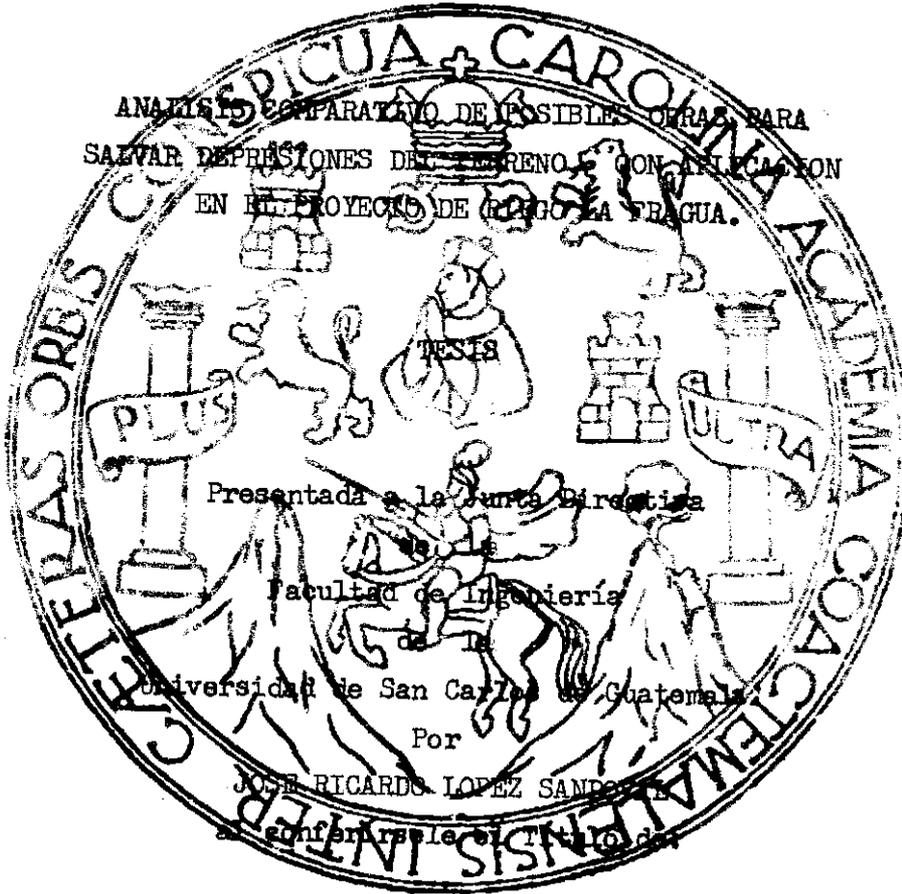


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, Centro América.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE POSIBLES OBRAS PARA  
 SALVAR DEPRESIONES DEL TERRENO, CON APLICACION  
 EN EL PROYECTO DE REGO LA FRAGUA.



INGENIERO CIVIL

Guatemala, Julio de 1, 1969.-

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 Biblioteca Central

JUNTA DIRECTIVA  
DE LA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
DE LA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Decano: Ing. Amando Vides Tobar.  
Vocal Primero: Ing. Marco Antonio Cuevas.  
Vocal Segundo: Ing. Francisco Ubieta B.  
Vocal Tercero: Ing. Adolfo Beherens  
Vocal Cuarto: Br. Alfredo Bonatti L.  
Vocal Quinto: Br. Eliseo Osorio R.  
Secretario : Ing. Héctor Centeno

TRIBUNAL QUE PRACTICO  
EL EXAMEN GENERAL PRIVADO.

Decano : Ing. Amando Vides Tobar.  
Vocal Segundo: Ing. Francisco Ubieta B.  
Examinador : Ing. Héctor Andrade  
Examinador : Ing. Hugo Solares  
Secretario : Ing. Jorge Luis Lazo.

TESIS DE REFERENCIA  
**NO**  
SE PUEDE SACAR DE LA BIBLIOTECA  
BIBLIOTECA CENTRAL - USAC.

DEDICO ESTE ACTO

A mis padres:

Antonio López R.  
Victoria Sandoval Chew  
de López. ( Q.E.P.D. )

A mi esposa:

María Antonieta Cade de López

A mis Hermanos:

Mirna Magdalena  
José Efraín  
Victor Gilberto  
Rolando Antonio  
Walter Octavio

A la Facultad de Ingeniería

A mis amigos

A mis compañeros de estudio y trabajo

A la División de Recursos Hidráulicos.-

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR:

Cumpliendo con lo establecido por la Ley de la  
Universidad de San Carlos de Guatemala, tengo el honor  
de someter a nuestra consideración mi trabajo de Tesis  
intitulado:

ANALISIS COMPARATIVO DE POSIBLES OBRAS PARA  
SALVAR DEPRESIONES DEL TERRENO, CON APLICACION  
EN EL PROYECTO DE RIEGO LA FRAGUA

Tema que me fué asignado por la Honorable  
Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería.

Mis expresivos agradecimientos para el personal de la  
División de Recursos Hidráulicos en especial a:

Ing. Lucio Yon Chang  
Ing. Oscar Espinoza  
Ing. Mario Vela  
Br. Marco Antonio Bocalletti

Por su valiosa colaboración para la realización de  
este trabajo.

## CONTENIDO

	INTRODUCCION . . . . .	I
I	.- DESCRIPCION DEL PROYECTO DE RIEGO . . . . .	1
II	.- OBSTACULOS EN LOS SISTEMAS DE RIEGO POR GRAVEDAD . . . . .	6
III	.- OBRAS PARA SALVAR DEPRESIONES . . . . .	7
	III. 1 SIFON INVERTIDO	
	III. 2 PUENTE CANAL	
	III. 3 RELLENO CON DRENAJE	
IV	.- DATOS PRELIMINARES PARA LA SELECCION DE LAS OBRAS PROPUESTAS. . . . .	16
V	.- CASO TIPICO . . . . .	19
VI	.- CONSIDERACIONES Y METODO EMPLEADO EN EL DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS PROYECTADAS. . . . .	20
VII	.- CALCULO DE COSTOS DE CADA SOLUCION . . . . .	66
VIII	.- VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE CADA SOLUCION.	82
IX	.- ANALISIS COMPARATIVO . . . . .	85
X	.- CONCLUSIONES . . . . .	103
XI	.- BIBLIOGRAFIA . . . . .	110

•••••

## INTRODUCCION

La agricultura en nuestro medio es de vital importancia ya que por tradición somos fruto de ella y por necesidad tendremos que seguirlo siendo, por esta razón es indiscutible que nuestra mayor preocupación debe ser el mejoramiento de nuestros sistemas de explotación agrícola; así como el desarrollo de nuevas zonas que hasta la fecha no han sido cultivadas, para con ello lograr una mayor producción en beneficio de nuestro país.-

Una forma de incrementar nuestra agricultura es mediante planes de desarrollo de carácter nacional o al menos regional, que la saquen del estancamiento en que se encuentra, ya que en la actualidad el índice de producción tiene un incremento lentísimo, ocasionado primordialmente por el arraigado empirismo existente en nuestro sistema de cultivo.-

Para lograr tal desarrollo es indiscutible que uno de los factores esenciales es el proporcionar la cantidad de agua adecuada a aquellas tierras que han permanecido en la ociosidad por falta de humedad; incorporándolas y transformándolas en fuentes reales de producción agrícola. En consecuencia las obras físicas necesarias para transportar el agua desde su captación hasta el lugar de su utilización, cobran caracteres de gran importancia, ya que la baja producción agropecuaria, se debe en la mayoría de los casos

## II

a la carencia total de sistemas de riego adecuados.-

Puede decirse que las obras que constituyen un sistema de riego son las de captación, las de conducción y las de distribución; presentando cada una de ellas una serie de problemas que de su resolución adecuada depende el futuro funcionamiento del mismo.-

Mi intención al desarrollar el trabajo de tésis sobre uno de los problemas más comunes en las obras de conducción, constituidos por las depresiones naturales del terreno y la selección adecuada de la obra posible a instalar; no es más que dar una guía para resolver en un futuro los problemas de ésta índole, que se presenten.-

## I.- DESCRIPCION DEL SISTEMA DE RIEGO

### I. 1 ANTECEDENTES DEL PROYECTO

Diferentes gobiernos con el deseo de cristalizar la idea de incorporar a la agricultura Nacional el área denominada " Los Llanos de la Fragua " encargaron a diversas entidades nacionales y extranjeras, (expertos en la materia), el estudio tendiente a su irrigación adecuada. El suelo de los llanos de la Fragua y el caudal de los ríos que la bordean constituyen recursos que han permanecido en la ociosidad, es decir sin haber aportado beneficio alguno, pero que ahora felizmente al estar el proyecto en su fase final de construcción, se tiene la seguridad de que en un futuro inmediato alcanzarán las metas para las cuales fueron proyectadas.-

### I. 2 LOCALIZACION

El valle de la Fragua se encuentra localizado en el Depto. de Zacapa, en la zona Nororiente del país, entre los meridianos 89° 30' y 89° 40' Longitud Oeste de Greenwich y los paralelos 14° 55' y 15° 05' Latitud Norte, siendo sus límites naturales los siguientes: al Oriente por la Sierra de Jocotán; al Norte por la Sierra de las Minas y al Sureste por el Río Motagua.-

### I. 3 GENERALIDADES

El valle tiene una área de 11600 Has. de las cuales, por estudios de suelos efectuados por el Instituto Agropecuario Nacional y la División de Recursos Hídricos, se llegó a determinar que únicamente 8500 Has. son adecuadas para riego.-

El valle de la Fragua tiene un clima calido. I seco y se encuentra a una altitud promedio de 250 m sobre el nivel del mar; está rodeado casi en su totalidad por montañas lo que ocasiona que los vientos provenientes del Mar Caribe y Océano Pacífico que llevan las nubes saturadas de vapor de agua, las hagan precipitarse en las partes montañosas sin alcanzar el valle, ocasionando con ello que en los Llanos de la Fragua ocurra la menor precipitación registrada en toda la Republica.-

#### I. 4 FUENTES DE APROVECHAMIENTO

Después de un análisis detallado de las fuentes factibles de aprovechamiento, que están constituidas por las aguas del río Motagua, del río grande de Zacapa, el agua subterránea y en mínima parte por una serie de riachuelos y arroyos que desaguan en el Motagua; se llegó a determinar que la solución más económica y adecuada es el uso de las aguas del Río Grande de Zacapa cuyo caudal es suficiente para el riego planificado del valle de la Fragua.-

#### I. 5 TIPO DE SISTEMA

Esencialmente los tipos de sistemas para riego son: el riego por gravedad, el riego por bombeo y el combinado; el primero de ellos aprovecha la energía natural, el segundo proporciona la energía mecánica necesaria para elevar el agua de un punto a otro más alto y el tercero combina los dos anteriores.-

El sistema adoptado en el proyecto de riego -

la Fragua fué el combinado, pues resultó ser el más favorable por la configuración topográfica del valle y -- las condiciones imperantes en el mismo. Este tipo de riego y sistema aprovecha el desnivel del terreno para la conducción de las aguas por gravedad y proporciona la energía mecánica necesaria para elevar el agua cuando el área servida se encuentra a un nivel superior a la conducción.-

#### I. 6 OBRAS DE CAPTACION Y DERIVACION

Las obras de captación se encuentran localizadas a 1 km. de distancia de la población de Santa Lucía a la altura de la cota 215 m.s.n.m.; consisten en una presa derivadora de cresta fija, de 74 m de ancho, 68 m. de largo y 1.50 m. de alto, que servirá para captar un caudal de  $5.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , para irrigar 4500 Has. del valle, con las aguas del Río Grande de Zacapa. La Bocatoma y el desarenador se encuentran localizados en la margen derecha de dicho río.-

#### I. 7 OBRAS DE CONDUCCION

Las obras de conducción consisten esencialmente en un canal trapezoidal de 1.50 m de Plantilla, 1.80 m de profundidad y 1: 1.25 de Talud, será revestido con el fin de evitar la filtración del agua, tiene 10 km. de longitud y sale de la bocatoma siguiendo la margen derecha del río casi paralelo a la línea férrea hasta llegar frente a la población de Santa Rosalía, en donde pasa a la margen izquierda atravesando el río Grande -- por medio de un sifón; luego se orienta hacia la aldea

de la Fragua y finaliza en la aldea Llano de Piedras, - en la primera estación de bombeo a la altura de la cota 210 msnm.-

Esta estación llamada también bombeo de Llano de Piedras, cubre un área de 1100 Has. de la zona cen - tral del valle, eleva un caudal de 1200 lts./seg. a una altura de 27mts. y consta de un canal principal de 8.6 kms. de largo y una red de 22 kms.-

La segunda estación de bombeo llamada bombeo de Guayabal, cubre un área de 1500 Has. de la zona oes - te del valle y eleva un caudal de 1700 lts./seg. a una altura de 7 mts., alimentando al sistema F, cuyo canal principal es de 21 km. y una red de canales secundarios de 23 kms. de largo aproximadamente.-

#### I. 8 SISTEMA DE DISTRIBUCION

Este sistema está constituido por los siguien - tes canales de distribución:

El canal D que tiene una longitud de aproxima - damente 11 km. sale al final del canal de conducción y riega por gravedad 2400 Has. de tierra localizadas en - la región norte y oriental del valle.-

Este sistema F es alimentado por la 2a. esta - ción de bombeo o bombeo Guayabal, cuya captación es la - caja que se encuentra al final del canal D. las tuberías de presión descargan en una caja de la que sale hacia - el noroeste un canal de riego de pequeñas dimensiones y hacia el suroeste el canal F-2 que descarga en la obra

partidora de los canales F y F-1. El F-1 recorre hacia el oeste 4320 mts. con un caudal de 300 lts./seg. y el F hacia el Sur de la caja localizada en el fin del canal F-2, conduciendo un caudal de 1300 lts./seg. que se reparten al final en los canales E-1 y E-2 a los que se alimenta por medio de una caja distribuidora.-

Sist. AB. El E-2 conduce 600 lts./seg. y tiene una longitud de 6340 mts., corre hacia el oeste casi paralelo a la línea férrea.-

El E-1 corre en sentido contrario al E-2 y paralelo a la línea férrea con un caudal de 600 lts./seg. y una longitud de 6200 mts.-

Este sistema es alimentado por la primera estación de bombeo o bombeo llano de Piedras; la cual eleva un caudal de 1200 lts./seg. a una altura de 27 mts.-

Las tuberías de presión descargan en una caja de la que sale el canal AB; que corre por la ladera de la montaña a una altura promedio de 240 mts. s.n.m. Al final de este canal se encuentra una caja de la cual se bombeará en un futuro para el canal A.-

El canal AB está diseñado para conducir 2000 lts./seg. pero conducirá 1200 litros/seg. ya que los otros 800 serán los que se necesiten cuando se construya el canal A.-

El canal B parte de la caja localizada al final del canal AB y tiene una longitud de 8626 mts.; de él parten 17 canales secundarios que riegan la zona con

un desarrollo de 22 Kms. de canales revestidos; de los que parten los canales de riego propiamente.-

## II. OBSTACULOS EN LOS SISTEMAS DE RIEGO POR GRAVEDAD

Un canal no es más que un conducto en el que el agua circula por acción de la gravedad y sin ninguna presión.-

Los canales en su recorrido, se encuentran -- con obstáculos de diferente índole, que para salvarlos es necesario el uso de estructuras auxiliares denominadas Obras de Arte, que llegan a ser indispensables para guiar la corriente de agua sobre accidentes tanto naturales como artificiales.-

Se puede decir que son indispensables en virtud de que antes de empezar a diseñar una obra de arte para salvar depresiones, ya se han agotado todos los recursos con que cuenta el Ingeniero para evitarla, o sea que se han considerado las alternativas de bordear completamente el obstáculo, ó bien cambiar parcialmente o en su totalidad el trazo y pendiente del canal con el mismo fin.-

Ahora bien, cuando se hace imposible el evitar la construcción de una obra auxiliar sin perjuicio de la economía del Sistema de riego y de los objetivos que son posibles de alcanzar, es menester analizar exhaustivamente el paso más apropiado para la instalación de tal estructura.-

De los accidentes mencionados, el que mayores

problemas presenta es el de accidente natural, ya que - puede variar desde una simple depresión, hasta zanjones de gran consideración y ríos de gran caudal en los cuales se hace necesario un estudio cuidadoso para determinar la obra más adecuada, para salvarlos.-

Dentro de la clasificación de accidentes artificiales generalmente se encuentran las carreteras, líneas férreas y otros canales que al estar construídos - se encuentran situados en forma tal con respecto al canal, que es muy difícil evitarlos, no teniendo otra solución que salvarlos mediante la instalación de una obra de arte.-

### III. OBRAS PARA SALVAR DEPRESIONES

Las obras de arte denominadas obras de paso, - como su nombre lo indica, sirven para salvar o pasar -- desniveles del terreno, como zanjones, carreteras, vías férreas, etc. aprovechando el peso propio del caudal -- conducido.-

Para el desarrollo del presente trabajo y debido a que por su magnitud presentan mayores problemas, únicamente se estudiarán las depresiones naturales de la tierra, y las posibles soluciones que existen para salvarlas, ó sean: el sifón invertido, el puente Canal, el Relleno con Drenaje o una combinación de los anteriores.-

#### III. 1 SIFON INVERTIDO

##### III. 1. 1. DEFINICION

El sifón invertido, es sencillamente un tubo trabajando bajo presión; es decir, es un conducto cerrado en el cual se aplica el Principio de los Vasos Comunicantes, o sea que la gravedad es la que origina la -- circulación; transformando la diferencia de nivel en -- carga de presión.-

### III. 1. 2. PARTES CONSTITUYENTES DE UN SIFON

Las partes constituyentes de un sifón son las que a continuación se enumeran:

- 1.- Transición de entrada
- 2.- Entrada al conducto
- 3.- Conducto o sifón en sí
- 4.- Salida del sifón
- 5.- Transición de salida

### III. 1. 2. 1. TRANSICION DE ENTRADA Y SALIDA

La transición tanto en la entrada como en la salida es el cambio que sufre la conducción del líquido al pasar de una sección típica a otra diferente. Las - transiciones en un sifón se deben realizar evitándose - los cambios bruscos que ocasionan pérdidas de carga de consideración o sea que entre más paulatino se realice el cambio, menor será la pérdida.-

### III. 1. 2. 2. ENTRADA Y SALIDA DEL SIFON

Se les llama así a las partes del sifón invertido que unen ya sea la transición de entrada o salida, al conducto o sifón en sí. Se construyen generalmente con bordes redondeados o abocinados con el fin de redu-

cir al mínimo las pérdidas por entrada y salida del --  
conducto.-

### III. 1. 2. 3. CONDUCTO O SIFON EN SI

El conducto constituye la parte principal del sifón; ya que las demás partes son complementarias y como consecuencia, de la selección adecuada de su sec - cion depende el buen funcionamiento del mismo.-

El área de la sección transversal del conduc- to, generalmente es menor que la del canal; debido a -- que el líquido circula a mayor velocidad, con el fin de evitar acumulación de sedimentos en el fondo del mismo, y por razones de economía.-

### III. 2 PUEENTE CANAL

#### III. 2. 1. DEFINICION

El puente canal es un conducto que va apoyado sobre el terreno, por medio de pilas y cabezales apro- piados de puentes, es decir su rasante se encuentra a -- nivel superior al del perfil del terreno, en la depre- sion a salvar.-

#### III. 2. 2. PARTES CONSTITUYENTES DE UN PUEENTE CANAL

Las partes construyentes de un puente canal -- pueden enumerarse de la manera siguiente:

- 1.- Transición de entrada
- 2.- Puente en sí
- 3.- Transición de salida

Las partes de un puente canal, no se describi

rán por su facilidad de comprensión.-

### III. 2. 3. TIPOS DE PUENTES

Los puentes canales desde el punto de vista - de sus materiales de construcción puede ser: de madera, de metal, de concreto, o una combinación de los anteriores.-

Considerando la forma de su sección pueden - ser: rectangulares, triangulares, semicirculares, etc.-

#### III. 2. 3. 1. CONSIDERACIONES SOBRE LOS PUENTES DE MADERA

Los puentes canales de madera generalmente se construyen para salvar depresiones de poca altura, conduciendo caudales relativamente pequeños y en donde el obstáculo que podrían oponer los apoyos no es de consideración. Lo anterior es debido a la menor resistencia de la madera respecto a la de otros materiales.-

Los puentes canales de madera son usualmente de secciones triangulares y semicirculares.-

Los puentes canales de madera con uso intermi<sup>nt</sup>ente y debido al intemperismo están sujetos a fugas - considerables de agua, por el encogimiento de la madera sin embargo estas fugas pueden reducirse con el uso de duelas de machiembre.-

El uso de maderas finas en la construcción -- del mismo puede dar una duración aproximadamente de 30 años, mientras si se construyen de pino duran cerca de 20 años.-

### III. 2. 3. 2. CONSIDERACIONES SOBRE LOS PUENTES DE METAL Y COMBINACION CON OTROS TIPOS

Los puentes construídos en su totalidad con metal son poco comunes en nuestro medio debido a su alto costo, siendo de mayor uso los combinados con otros tipos de materiales como madera y concreto.-

Los puentes de metal y madera están supeditados al alto costo del metal y a la resistencia estructural de la madera, regularmente se construyen de secciones semicirculares sobre caballetes de madera; construyéndose el conducto con hojas de acero delgado, laminadas a la forma semicircular y apolladas en parrillas unidas a largueros que transmiten la carga a la estructura de apoyo. Todo el metal que queda en contacto con el agua debe ser galvanizado o estar cubierto con una pintura adecuada para su protección. La vida útil de éste tipo de puente varía de 15 a 30 años.-

### III. 2. 3. 3. PUENTES DE CONCRETO Y COMBINACION CON OTROS TIPOS

El puente de concreto es el tipo más duradero de puente canal, sin embargo por ser rígido y relativamente frágil debe tenerse cuidado en evitar las grietas que pueden ser resultado de asentamientos desiguales en los apoyos. Una forma muy sencilla de evitarlas en parte, es, colocando juntas de construcción adecuadas en cada pila.-

Los puentes pequeños de concreto a menudo se

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

construyen de secciones percoladas apoyadas en pilas de acero, de madera o concreto y los puentes canales grandes con pilas de concreto y cubetas del mismo material. Las secciones más usadas son las rectangulares y circulares, en nuestro medio la más común es la rectangular, que se puede diseñar con costados en voladizo, sostenidos con contrafuertes o bien por tirantes. La escogencia de uno de estos tipos, requiere criterio por parte del diseñador.-

Debido a las secciones delgadas que quedan expuestas al intemperismo, los puentes canales de concreto no se adaptan bien a climas con cambios bruscos de temperatura. Los problemas de construcción y transporte, pueden hacer que los puentes canales de concreto -- sean excesivamente caros para su uso en terrenos muy abruptos donde el acceso es difícil.-

### III. 3. RELLENO CON DRENAJE

#### III. 3. 1. CONSIDERACIONES PRELIMINARES

El relleno con drenaje consiste esencialmente en la colocación de una obra en el fondo de la depresión, para desalojar la crecida máxima esperada y, la elevación del nivel del suelo hasta alcanzar el del canal, mediante un relleno del mismo material o de otro que sea fácil de obtener y que, además no se encuentre a una distancia mayor que la máxima de acarreo libre, este material a su vez debe poseer ciertas propiedades mecánicas que lo hagan aceptable para tal fin y ser --

bién compactado para evitar futuros asentimientos, filtraciones, lavados de talud, etc. Esta compactación se puede realizar en forma eficiente y generalmente más económica si se cuenta con la maquinaria necesaria para ello. Para llevar el control de la compactación requerida se hacen pruebas de laboratorio por cada capa de relleno.-

Además de los problemas mencionados anteriormente se tienen otros de carácter hidráulico, especialmente aquellos que se presentan cuando el canal tiene que pasar sobre quebradas que conduzcan en invierno una cantidad fuerte de agua, y si no se cuenta con datos hidrometeorológicos para calcular la avenida esperada en una forma racional, se tiene necesidad de estimarla en forma empírica, lo cual puede dar lugar a que se presenten dos casos:

- A.- Que se construya una estructura de drenaje muy grande para las necesidades, desperdiciando así una gran cantidad de dinero.-
- B.- Que se construya una estructura muy pequeña, la cual acarreará problemas al ocurrir la correntada.-

Los dos extremos mencionados arriba no son recomendados, ya que, si bien hay inundaciones excepcionales que necesitan enormes estructuras para resistirlas sin peligro, también las estadísticas hidrográficas de

otros países nos indican que estas grandes corrientes - no ocurren con mucha frecuencia, considerándose como una buena práctica de Ingeniería el diseñar para una descarga promedio, que para la máxima excepcional, corriendo el riesgo de que algunas estructuras sean sobrecargadas durante cortos períodos, pero siendo el costo de la reposición ocasional de las estructuras o relleno dañados durante un período de años, menor que el de construir estructuras enormes en un principio.-

### III. 3. 2. METODOS PARA DETERMINAR LA CRECIDA MAXIMA

Como ya se vió anteriormente la selección de la crecida máxima esperada es de primordial importancia por lo que es necesario obtener la mayor cantidad de datos que nos proporcione al final, una determinación a - certada.-

Para calcularla existen varios métodos que son:

- a.- Método comparativo.
- b.- Método comparativo con fórmulas experimentales.
- c.- Método de sección y pendiente.
- d.- Método racional.
- e.- Métodos hidrometeorológicos.
- f.- Métodos estadísticos.

De los enunciados anteriormente, los métodos que nos proporcionan datos más confiables son: el método racional el hidrometeorológico y el estadístico; por lo que su uso debe ser preferido por sobre todos los de

- más, siempre que sea posible.-

### III. 3. 3. TIPOS DE OBRAS DE DRENAJE

De acuerdo a la forma de su sección transversal, las obras de drenaje con relleno más conocidas en nuestro medio son las que se describen a continuación:

- 1.- Drenajes circulares
- 2.- Drenajes rectangulares
- 3.- Bóvedas

#### III. 3. 3. 1. DRENAJES CIRCULARES

Los drenajes circulares son todas aquellas obras que están constituidas por conductos de sección circular, siendo generalmente construidos con diversos materiales, clasificándose los mismos por su grado de rigidez o flexibilidad.-

Los conductos rígidos incluyen los de hormigón simple o armado, de mampostería y de hierro fundido.

Los conductos flexibles los fabricados de planchas corrugadas de metales dúctiles, los cuales tienen capacidad de resistir impactos, vibraciones, cargas imprevistas, etc. y prestarse tanto para las condiciones severas de servicio, como para las normales.-

#### III. 3. 3. 2. DRENAJES RECTANGULARES

Los drenajes rectangulares están constituidos por conductos de sección cuadrada o rectangular llamadas cajas, que se localizan generalmente en los lugares donde es necesario desalojar un gasto considerable. El

uso de esta obra es usualmente limitado debido a su alto costo comparado con el de las demás obras de este tipo, a pesar de ello posee ciertas ventajas que pueden hacerlo ideal para ciertos casos.-

### III. 3. 3. 3. BOVEDAS

No son más que estructuras que forman un arco en su techo apoyado en base del mismo material o de otro similar, siendo muy común su uso en nuestro medio. Estas obras son generalmente construídas de concreto armado y de metal corrugado, dependiendo la selección de una de ellas del área de descarga, del período de diseño, de las condiciones imperantes en el terreno y de la facilidad de obtención de materiales de construcción.-

### III. 3. 3. 4. OTRAS COMBINACIONES

Otras soluciones factibles de realizar cuando la topografía lo permite son: el relleno con sifón, relleno con puente canal y sifón-Puente canal.-

El relleno combinado con sifón invertido o con puente canal, consiste en rellenar una parte de la depresión que se considera adecuada e instalar el sifón o el puente canal en la parte restante de la misma.-

El puente canal-sifón invertido consiste en la combinación de ambas estructuras, que puede ser ideal para determinadas depresiones topográficas.-

## IV. DATOS PRELIMINARES PARA LA SELECCION DE LAS OBRAS PROPUESTAS

A través del avance la las técnicas de cons -

trucción, han ido apareciendo una serie de datos experimentales, que en su aplicación nos dan una idea de la estructura posible de instalar en un accidente topográfico, así como descartar de antemano soluciones que tenga el problema y que no se encuentren dentro de los límites que ellos especifican. Sin embargo, es de hacer notar, que su uso en accidentes de gran consideración debe hacerse con cierta reserva, para evitar el no tomar en cuenta ciertas soluciones que pueden ser adecuadas, para cumplir con los objetivos de determinado proyecto.-

Se ha llegado a determinar que para salvar de presiones del terreno con profundidades menores de 3m., el relleno con drenaje es la solución más económica, a menos que no se cuente con el material suficiente para hacerlo o que el mismo se encuentre a una distancia mayor que la distancia de acarreo libre.-

Si la longitud de la depresión topográfica no es grande y el desnivel es menor de 10m. la obra aconsejable es el puente canal.-

Si por el contrario se tienen longitudes grandes y alturas mayores de 10m., la solución más adecuada es el sifón invertido, siempre y cuando se cuente con suficiente carga para perder.-

Quando las características del accidente se en cuentren entre los límites anteriores, lo mejor será diseñar todas las soluciones posibles y proceder a un análisis comparativo para la selección de la obra adecuada.-

da.-

## IV. 1. CASOS ESPECIALES

Existen casos especiales, en los cuales no -- son aplicables los datos experimentales explicados ante riormente, ya que las condiciones imperantes en los mis mos son completamente diferentes.-

En muchos casos estudiados no ha sido el as - pecto económico lo que ha gobernado sino el tipo de ac- cidente a salvar, tal el caso de una carretera o vía fé rrea, en la cual se hace necesario el empleo del sifón invertido para salvarlos, siempre que, dichos accidentes se encuentran a un mismo nivel que el canal, pues de lo contrario también se tendría la posibilidad de instalar un puente canal.-

En otros casos ha sido la pérdida de carga y la configuración topográfica las que han gobernado en - la escogencia de la obra a usar, encontrándose estos ca sos generalmente en los valles, donde el canal tiene ne cesidad de cruzar partes o regiones bajas y no cuenta - con suficiente carga para perder, quedando como única so lución el relleno.-

Así como los anteriores se pueden citar muchos casos más, en los cuales gobiernan determinadas circuns tancias para la selección de la obra a instalar, no que dando otra alternativa que adoptarlas.-

De todo lo visto anteriormente ya se perfila la idea de que el factor económico aunque es importante

no es el decisivo en la selección de una obra, sino las condiciones imperantes en el proyecto de riego.-

#### V. CASO TIPICO

Para determinar el caso a estudiar en el presente trabajo, se hizo un estudio de los accidentes topográficos de mayor significación en los diversos proyectos de riego, de la División de Recursos Hidráulicos.

Después de haber estudiado varias depresiones naturales se llegó a la conclusión, que, la depresión -- con más factibilidad de estudio para el fin propuesto -- en esta tesis, es la Quebrada de San Juan, localizada -- en el proyecto de riego la Fragua. Se dice con más factibilidad de estudio, debido a que en muchos accidentes topográficos por simple inspección y experiencia, se podían eliminar una o más soluciones posibles que tuvieran el problema, ya que se encontraban completamente definidos por una de sus características principales.-

En conclusión, el accidente topográfico a estudiar será la Quebrada de San Juan, que se encuentra localizada a 500m. al suroeste de la aldea Llano de Piedras, tiene un ancho de 150m. aproximadamente y una profundidad de 10m. en promedio.-

Esta quebrada en el punto de estudio es plana, con una sección transversal que se acerca sensiblemente a la rectangular; presenta unas pequeñas hondonadas que llevan agua individualmente y se unen en épocas de invierno para formar una sola corriente, que corre en gran

parte por material arcilloso. Su caudal en época de es-  
tíaje es de aproximadamente 20 lts./seg.-

Haciendo uso de los datos experimentales des-  
critos en el capítulo anterior y aplicados en nuestro ca-  
so determinamos que únicamente 2 son las obras facti --  
bles de estudio o sea el puente canal y el sifón inver-  
tido. Sin embargo por tratarse de una obra de gran con-  
sideración, es necesario estudiar todas las soluciones  
lógicas para salvarla y luego mediante un análisis com-  
parativo determinar cuál es la más adecuada.-

Por otro lado, analizando la configuración to-  
pográfica del accidente a salvar; deducimos que la com-  
binación de Puente canal-Sifón invertido no es aplicable  
a nuestro caso, no así las combinaciones de Relleno-Puen-  
te canal y Relleno-Sifón invertido que son factibles de  
realizar y que se estudiarán en el presente trabajo i -  
dentificándolas como Sifón invertido y Puente canal - -  
simplemente.-

## VI . CONSIDERACIONES Y METODO EMPLEADO EN EL DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS PROYECTADAS

A continuación se darán ciertas consideracio-  
nes tanto de carácter hidráulico como estructural, así  
como la descripción del método empleado para el cálculo  
de las 3 obras proyectadas.-

### VI. 1. SIFON INVERTIDO

#### VI. 1. 1. CONSIDERACIONES PRELIMINARES

Entre las secciones transversales del conduc-

to, las más comunes en nuestro medio son: la circular - y la rectangular, siendo la primera de las mencionadas hidráulicamente hablando, la más eficiente, pero tiene el inconveniente de que para su construcción se necesita de un formateado especial, sin embargo es de hacer notar que en la actualidad las circulares se usan generalmente prefabricadas. Es importante indicar que el criterio del diseñador es fundamental para la selección de la sección adecuada.-

Con respecto a la longitud, es necesario de terminarla en tal forma que se apegue adecuadamente al perfil existente y que al mismo tiempo no la alargue de masiado, para así reducir la pérdida de carga a obtener se.-

#### VI. 1. 2. DISEÑO HIDRAULICO

El diseño de un sifón invertido consiste esen cialmente en determinar la sección del conducto, para la cual se hace necesario la consideración de aspectos fun damentales como: la economía, mínima pérdida de energía, ningún peligro de erosión y la no formación de azolves dentro del conducto del sifón, teniéndose la seguridad de un buen diseño, al cumplir con los requisitos ante riores.-

La experiencia nos ha demostrado que el fac tor del cual dependen los requisitos de diseño, es la velocidad teniéndose valores mínimos y máximos de la misma que la experiencia ha dictado y de los cuales determinamos nuestra velocidad de diseño.-

Por ej: si el agua contiene sólidos en suspensión la -  
 velocidad mínima en el sifón debe ser suficiente para e-  
 vitar el depósito de estos materiales en el fondo del -  
 conducto, lo cual exige un valor para esa velocidad de  
 aproximadamente 2m/seg. Si por el contrario se tiene u-  
 na velocidad excesiva aparece el fenómeno de la erosión  
 en el conducto, necesitándose por consiguiente un recu-  
 brimiento protector en el mismo, por lo que se hace ne-  
 cesario tener un valor máximo de esta velocidad en la -  
 cual no se produzca dicho fenómeno, este valor es de a-  
 proximadamente 4 m./seg.-

#### VI. 1. 2. 1. DATOS PARA PROYECTAR

Del terreno: Cota a la entrada 208 msnm.  
 Cota a la salida 204 msnm.  
 Del Canal :  $b=1.50m, b'=6.00m$   $Q=3.57 m^3/seg.$   
 $d=1.50m$   $T= 5.25m$   $n=0.014$   
 $e'=0.30m$   $m=1.25$

#### VI. 1. 2. 2. DISEÑO DE LA SECCION

El estudio basado en la economía y grado de -  
 dificultad en la construcción, nos señaló la convenien-  
 cia de adoptar una sección rectangular para nuestro di-  
 seño típico incrementado únicamente en el mismo, el uso  
 de cartelas, que aumentarán su eficiencia hidráulica.-

Basándonos en datos experimentales asumimos u-  
 na velocidad de diseño de 2m/seg. con el fin de obtener  
 mínima pérdida de carga sin asolvamiento, por lo que a-  
 plicando la ecuación de continuidad tenemos:

$$A = Q/v = 1.79 \text{ m}^2$$

En donde Q es el caudal acarreado, A es el área de la sección y v es la velocidad del agua en el sifón.-

Las características principales de nuestro sifón son:

$$\text{Lado } L = 1.34\text{m}^{\circ}; \quad P = 4t = 5.36 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = 0.25$$

P = Perímetro mojado

R = Radio Hidráulico

Con el fin de evitar los efectos producidos por la carga viva é impacto se colocó la corona del conducto a 1.20m más bajo que el terreno, dando una longitud desarrollada de 204m y 2 deflexiones de 30°

#### VI. 1. 2. 3. CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA

Las pérdidas de carga se originan como consecuencia del cambio que sufre la conducción del líquido en su presión, velocidad, nivel y dirección al circular de un punto a otro, de aquí que se tengan pérdidas por entrada, por fricción, por cambio de dirección y por salida; de estas la que tiene mayor significación es la pérdida por fricción, que es la que da el valor más alto de todas las anteriores.-

Para el cálculo de la pérdida de carga, se acostumbra usar una fórmula que dé el valor de la carga como una función de la descarga que pasa a través de él. Esta fórmula es representativo de todas las pérdidas ocurridas en diferentes puntos del mismo, pudiendo escribirse su fórmula de la manera siguiente:

$$H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4$$

H Pérdida Total

H<sub>1</sub> Pérdida por entrada

H<sub>2</sub> Pérdida por fricción

H<sub>3</sub> Pérdida por cambio de dirección

H<sub>4</sub> Pérdida por salida.

A continuación se describen individualmente - las pérdidas parciales.-

#### VI. 1. 2. 3. 1. PERDIDA EN ENTRADA Y SALIDA DEL SIFON

En Guatemala se acostumbra tomar esta pérdida como un décimo del incremento de la carga de velocidad para la pérdida en la entrada y dos décimos en la salida.-

$$h_e = 0.1 \frac{(v^2 - v_a^2)}{2g} ; h_s = 0.2 \frac{(v^2 - v_a^2)}{2g}$$

v: velocidad en el sifón

v<sub>a</sub>: velocidad canal

#### VI. 1. 2. 3. 2. PERDIDA DE CARGA POR FRICCIÓN

La pérdida de carga por fricción en el conducto, es similar a las pérdidas que ocurren en canales o drenajes. La diferencia estriba que, en los canales abiertos la pérdida de carga es equivalente al desnivel por unidad de longitud debido a la pendiente de la su-perficie del agua, mientras que en el conducto del si-fón la pérdida de carga es representada por la pérdida de presión por unidad de longitud.-

Numerosas fórmulas experimentales han sido -- propuestas para evaluar esta pérdida, siendo de ellas - las más usadas las de Hazen Williams y la de Manning.-

En el presente trabajo se emplea la fórmula - de Manning.-

$$hf = \left( \frac{Vn}{R} \right)^2 \cdot Ls$$

n= Coef. de rugosidad  
R= Radio hidráulico  
Ls= Longitud desarro-llada  
V= Vel. en el sifón

#### VI. 1. 2. 3. 3. PERDIDAS DE CARGA POR CAMBIO DE DIRECCION

Las pérdidas de carga por cambio de dirección en una tubería o conducto, son producidas por una circulación secundaria y contracción del flujo ocurridos - inmediatamente aguas abajo de la causa de la perturba - ción, usándose para su evaluación la fórmula que se pre - senta a continuación:

$$h_g = C \frac{\theta}{90} \left( \frac{V^2}{2g} \right)$$

C= coef.  
 $\theta$  = angulo de deflexión  
V= velocidad en el sifón

Aplicando valores en las fórmulas anteriormen - te descritas se obtuvo una pérdida total de 2.50 mts.-

#### VI. 1. 2. 4. CALCULO DE TRANSICIONES

Las transiciones como se definió anteriormen - te son los cambios que sufre un canal al pasar de una - sección típica a otra diferente, produciéndose pérdidas



de carga, las cuales disminuirán si la transformación -- se efectúa por medio de un estrechamiento o ensancha -- miento progresivo. La manera de obtener este ensancha -- miento o estrechamiento progresivo, es adaptando las -- transiciones alabeadas con las cuales se reducen las -- pérdidas a un mínimo. Estas transiciones alabeadas son segmentos de curva convenientemente unidas para dar la sensación de suavidad. La práctica nos ha demostrado -- que la curva que mas se adapta a este tipo de obra es -- la parábola, que además tiene la ventaja de su cálculo sencillo.-

Para el cálculo de la longitud de la transi -- ción se empleó la fórmula:

$$L = \frac{T-t}{0.444}$$

T ancho de la superficie del  
agua en el canal  
t ancho del conducto.-

Para el cálculo de las parábolas que forman la transición, se usa la fórmula simple de dicha curva. -- Después de analizar este elemento del sifón en la forma descrita anteriormente, sus características principales resultaron ser las siguientes:

a.- Longitud de la transición

$$L = 8.80 \text{ m.}$$

b.- Ecuación usada para el cálculo de las -- curvas en planta de la transición.

$$y = 0.0602x^2$$

c.- Para la curva en perfil

$$y = 0.0058x^2$$

## VI. 1. 3. DISEÑO ESTRUCTURAL

## VI. 1. 3. 1. CONSIDERACIONES DEL DISEÑO

El diseño del conducto del sifón se hace si -  
guiendo métodos de aceptación general, los cuales va --  
rían de acuerdo a las prácticas de la localidad, sin em  
bargo, es de hacer notar, que en todos los métodos de -  
diseño, se deben cumplir ciertas condiciones de estabi-  
lidad para que el conducto pueda considerarse como bien  
diseñado. Las condiciones de estabilidad más importan-  
tes son las siguientes:

- 1.- Debe ser lo suficientemente fuerte y rígido para --  
cargar sin ruptura o deformación excesiva la tierra  
o agua actuando en su superficie exterior.-
- 2.- El conducto debe ser capaz de resistir las presión.  
hidráulica aplicada en sus paredes interiores, pro-  
ducida por una carga hidráulica.-

En el primer caso es necesario considerar el  
conducto vacío, y lleno en el segundo para obtener los  
valores críticos.-

Es de hacer notar, sin embargo que el requi -  
sito primordial de un conducto, es su resistencia es --  
tructural, ya que sin ella, los otros factores tales co  
mo durabilidad del material, economía y capacidad son -  
de poca importancia.-

Para evitar las grietas transversales en el -  
conducto se recomienda el uso de juntas de construcción  
a cada 6 o 12 m. de longitud, dejando siempre las mis -

mas normales al eje de conducto. Si se tiene garantía de la inmovilidad del cimiento, puede dejarse un espacio intermedio, que después de la retracción del hormigón, debe rellenarse formando un anillo con el mismo material pero armado.-

Cuando sean de tener asientos desiguales, entre los Tramos del conducto por falla del suelo, conviene impermeabilizar la junta con tiras de goma, dispuestas de manera que los movimientos del tramo del conducto no puedan producir su corte, disponiéndose para ello rellenos elásticos en el contacto con el cubrejuntas de goma, que deberá estar fabricado con un orificio central para darle elasticidad.-

Para protección del sifón conviene colocar a la entrada del mismo una reja gruesa, que impida la penetración de troncos, ramas y otros cuerpos flotantes que pudieran acodarse en el conducto del mismo.-

La colocación de válvulas de desagüe, en la parte más profunda del sifón o en cada uno de los puntos bajos existentes, es recomendable debido a que permiten el vaciado del conducto y la extracción de los sedimentos allí acumulados al no trabajar el sifón.-

Para la impermeabilización del conducto se suele usar una graduación apropiada de arena y balastro con un bajo porcentaje de cemento y agua, sin embargo existen ciertos materiales patentados que mejoran la eficiencia hidráulica y previenen la filtración a través

de las paredes del mismo.-

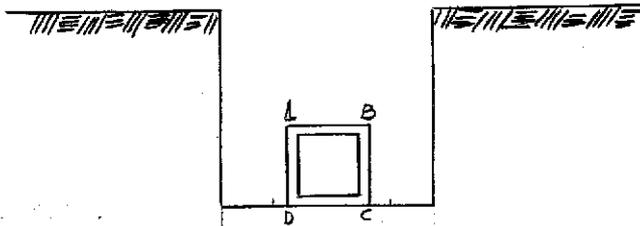
#### VI. 1. 3. 2. DATOS PARA DISEÑAR

Peso específico del agua		1000 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico de la tierra		1900 kg/m <sup>3</sup> (asumido)
f'c 210 kg/cm <sup>2</sup>	fc	95 kg/cm <sup>2</sup>
fy 2320 kg/cm <sup>2</sup>	fs	1265 kg/cm <sup>2</sup>
v 7.7 kg/cm <sup>2</sup>	u	22 kg/cm <sup>2</sup>

Angulo de reposo = 30°

Altura hasta el lecho superior del conducto -  
11.50 m.-

Profundidad del nivel del terreno al lecho su-  
perior del conducto 2.80 m.



#### VI. 1. 3. 3. DISEÑO DEL CONDUCTO

Entre todos los métodos existentes para el cálculo de un conducto subterráneo, se escogió el método que considera el conducto como un marco con cuatro esquinas rígidas; resolviendo el mismo por la teoría elástica. Sin embargo antes de entrar al cálculo analítico del conducto se hace necesario determinar la clase, magnitud, dirección y sentido de las cargas y fuerzas que actúan sobre el conducto, así como las propiedades físicas del material de que está construido y el compor-

tamiento del mismo.-

En los dos casos se usó la teoría elástica y el método de Cross para resolver la estructura en cuestión.-

#### VI. 1. 3. 3. 1. PRIMER CASO

Este primer caso fué analizado con el sifón - trabajando bajo una carga hidráulica de 11.50 m.

Las fórmulas empleadas para calcular las cargas de diseño fueron:

$$\begin{aligned} \text{Presión del agua} &= wh ; & h &= \text{altura} \\ \text{Presión total del relleno} &= \frac{1}{2} Cah. wh^2 & & \text{(fórmula de Rankine)} \\ \text{Cah} &= \frac{1 - \text{Sen-}\theta}{1 + \text{Sen-}\theta} & \theta &= \text{Angulo de reposo del material} \\ & & w &= \text{Peso específico de la tierra} \\ & & h &= \text{altura.} \end{aligned}$$

Y para los elementos usados en el análisis. - por el método de Cross las siguientes:

$$\text{Momento fijo} = \frac{A}{L} \left( \frac{1 - 3\bar{x}}{L} \right)$$

De donde A área; L = Luz ;  $\bar{x}$  centroide del área del diagrama de momentos.-

$$\text{Coeficientes de distribución} = \frac{K}{\sum K}$$

$$\text{En donde } k = \text{Rigidez} = \frac{I}{L}$$

I Momento de Inercia de la sección

L Longitud

Coeficiente de Transmisión =  $\frac{1}{2}$

Las cargas de diseño se determinaron con un simple análisis de las existentes, con las cuales se calcularon los momentos fijos, que son necesarios para la aplicación del Método de Cross. Para el cálculo del coeficiente de distribución, se le asumió a la sección del conducto un peralte constante de 0.20 m. a todo lo largo de su sección.-

Con todos los datos necesarios para la aplicación del Método de Cross; se procedió a su cálculo, obteniéndose los momentos y cortes a que estaba sujeta la estructura.-

Para determinar las características principales del conducto, se usaron las fórmulas de la teoría elástica, las cuales se citan a continuación:

$$d = \frac{M}{kb} \quad ; \quad v = \frac{V}{bd}$$

$$As = \frac{M}{f_s j d} \quad ; \quad u = \frac{V}{\sum_o \cdot j d}$$

En donde d = Peralte; M = momento resistente; k = constante; b = ancho de la sección; As = refuerzo requerido;  $f_s$  = Esf. de tensión en el refuerzo; j = const. v = est. de corte; V = fuerza de corte; M = esf. de adherencia y  $\sum_o$  = Perímetro.

Los resultados obtenidos al sustituir los valores en --

Las fórmulas presentadas anteriormente, fueron los siguientes\*

En el tramo AB

$$\begin{aligned} da &= 13 \text{ cms.} & dab &= 0.07 \text{ cms.} & db &= 13 \text{ cms.} \\ Asa &= 15.30 \text{ cm}^2 & Asab &= 7.5 \text{ cms.}^2 & Asb &= 15.30 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

En el tramo BC = Tramo AD

$$\begin{aligned} db &= 13 \text{ cms.} & dbc &= 0.06 \text{ cms.} & Adc &= 12 \text{ cms.} \\ Asb &= 12.70 \text{ cm}^2 & asbc &= 7.90 \text{ cm}^2 & Asc &= 13.80 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

En el tramo CD

$$\begin{aligned} dc &= 0.12 & dcd &= 0.06 & dd &= 0.12 \\ Asc &= 13.80 \text{ cm}^2 & Ascd &= 7.00 \text{ cm}^2 & Asd &= 13.80 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$t = 13 + 7 (\text{rec}) = 20 \text{ cms.}$$

El peralte adoptado fué de 0.20m. constante -  
através de toda la sección, colocándosele en el sentido  
longitudinal refuerzo de temperatura con barras No. 3 a  
cada 30 cms., así como juntas de construcción a cada 6m.  
para evitar las grietas por futuros asentamientos. Tan-  
to la distribución del refuerzo en el conducto, como el  
detalle de juntas se pueden ver en el plano de estructu-  
ras adjunto al presente trabajo.-

#### VI. 1. 3. 3. 2. SEGUNDO CASO

El segundo caso se analizó considerando el -  
conducto vacío y actuando únicamente la tierra que lo -  
rodea.-

La altura del relleno en este caso fué de --  
2.80m. y su peso fué considerado  $1900 \text{ kg./m.}^3$ .-

Después del análisis de carga, se resolvió la estructura por medio del Método de Cross y los resultados obtenidos por este análisis se substituyeron en las fórmulas de la teoría elástica, obteniéndose las principales características del mismo, que fueron las siguientes:

En el tramo AB

$$\begin{aligned} da &= 13 \text{ cms.} & dab &= 13 \text{ cms.} & db &= 13 \text{ cms} \\ Asa &= 6.24\text{cm}^2 & Asab &= 4.20\text{cm}^2 & Ab &= 6.17\text{cm}^2 \end{aligned}$$

En el tramo BC = Tramo AD

$$\begin{aligned} db &= 13 \text{ cm} & dbc &= 13 \text{ cm.} & dc &= 13 \text{ cm.} \\ Asb &= 6.17\text{cm}^2 & Asbc &= 3.40\text{cm}^2 & Asc &= 6.82\text{cm}^2 \end{aligned}$$

En el tramo CD

$$\begin{aligned} dc &= 13 \text{ cm.} & dcd &= 13 \text{ cm.} & dd &= 13\text{cm.} \\ Asc &= 6.82\text{cm}^2 & Asc d &= 3.40\text{cm}^2 & Asd &= 6.82\text{cm}^2 \end{aligned}$$

En este segundo caso se tomó de antemano el peralte adaptado en el caso anterior y únicamente se calcularon las cantidades de refuerzo en cada tramo. Lo mismo que en el caso anterior, en el sentido longitudinal se le colocó refuerzo de temperatura con barras No. 3 cada 0.30 m.-

La distribución del refuerzo principal se puede ver en el plano de estructuras.-

#### VI. 1. 3. 4. CALCULO DE TRANSICIONES

Estas fueron calculadas como canales rectangulares con lados en voladizo, analizándose el caso crítico, que consistía en suponer el canal vacío

y actuando únicamente el empuje de la tierra que lo rodea.-

Para la evaluación del empuje se usó la fórmula de Rankine.

Los resultados obtenidos de éste análisis fueron:

Para los muros en voladizo:

$$d = 0.08 \text{ m.}$$

$$e = 0.07 \text{ m (recubrimiento)}$$

$$t = 0.15 \text{ m (peralte total)}$$

$$A_s = 7.12 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar No. 3 @ 0.10 m}$$

$$A_s \text{ Temp.} = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar No. 3 @ 0.20 m}$$

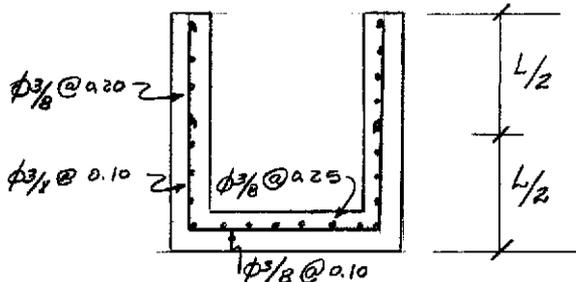
Para la losa de fondo

$$d = 0.07 \text{ m.}$$

$$t = 0.15 \text{ m (para colocarla con peralte constante)}$$

$$A_s = 7.10 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar No. 3 @ 0.10 m.}$$

$$A_s \text{ Temp.} = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar No. 3 @ 0.25 m.}$$



Los resultados finales correspondientes al sifón invertido se pueden ver con más detalle en el plano de estructuras.-

VI. 1. 3. 5.

CALCULO DE LA PLANILLA  
DE MATERIALES DEL SIFON

Teniendo diseñado el sifón se pasó a calcular la planilla de materiales del mismo, dando los siguientes resultados.-

MATERIAL	LOCALIZACION	CANTIDAD NETA
Concreto Clase A	Sifón, transiciones	290 m <sup>3</sup>
Concreto Cíclopeo	Muros y cama de conc.	40 m <sup>3</sup>
Hierro: No.7	Sifón	26000 Kgs.
No.3	Sifón, Juntas y Trans.	3880 Kgs.
No.2	Juntas	48 Kg.
Exc. Estruct.	Sifón	2270 m <sup>3</sup>
Exc. no Clasife.	Sifón	30 m <sup>3</sup>
Relleno Est.	Sifón y Trans.	19000 m <sup>3</sup>
Tapajuntas	Juntas	272 m

## VI. 2. PUENTE CANAL

### VI. 2. 1. CONSIDERACIONES

La selección del puente canal para salvar depresiones topográficas en un proyecto de riego, demanda experiencia, buen juicio y visión por parte del ingeniero, debido a la gran variedad de tipos de puentes que se puedan usar, por lo que se puede decir que la selección final proviene de un estudio previo, el cual puede variar desde la adopción de una solución que se hace evidente, hasta estudios profundos de varias soluciones que implican estimaciones completas de alto grado de exactitud.-

### VI. 2. 2. DESCRIPCION DEL PUENTE CANAL

La selección final del tipo de puente, como se indicó anteriormente se complica debido a la gran cantidad de materiales y tipos de construcción; así como también por las combinaciones que es posible hacer entre diferentes materiales; tales como concreto con acero, mampostería con madera, etc.-

En el presente caso después de un estudio sobre materiales de construcción y economía; se llegó a la conclusión que el puente más adecuado era el construido con una combinación de materiales de hierro y concreto armado.-

En el análisis que se hizo para la selección de los materiales, se tomó en cuenta los que se encontraban abandonados en el proyecto y que constituían materiales de primera calidad, tal el caso de los tubos de acero que se habían utilizado en la perforación de los pozos; y que podían utilizarse perfectamente como columnas del puente; de aquí se desprende, de que haya salido más económico el uso de tubos de acero en el  mismo.-

Con respecto a la viga se adoptó de hierro de bido a, que resultó la más adecuada por las grandes luces que era necesario cubrir, y que además no existían limitaciones de carácter estructural para su uso, por el contrario presentaba ciertas ventajas como su construcción en un tiempo relativamente corto y una obra falsa que no resultaba antieconómica como en el caso de usarse estructuras de concreto armado, etc.-

Finalmente el puente quedó constituido de la manera siguiente:

- a.- Canal de concreto armado
- b.- Vigas de Hierro
- c.- Columnas de tubos de acero
- d.- Bases de concreto armado

#### VI. 2. 3. DISEÑO HIDRAULICO

El diseño hidráulico de un puente canal con - siste esencialmente en determinar la sección más económica y eficiente del canal, haciendo notar que, si la - sección seleccionada es la rectangular es beneficioso -- prescindir del perímetro mínimo, pues con el mayor ancho en la solera que da la sección mínima, se obtiene un ma - yor volumen y costo de la obra debido a los esfuerzos ma - yores que tiene que soportar, por lo que es común for - zar la pendiente para disminuir la sección de desagüe, - siempre que no exceda la velocidad crítica.-

#### VI. 2. 3. 1. DATOS PARA PROYECTAR

PLANOS: Planta y perfil del terreno.

Del Canal: Tipo trapezoidal

b = 1.50 m	m = 1.25: 1
d = 1.50 m	Q = 3.57 m <sup>3</sup> /seg.
h = 1.80 m	V <sub>c</sub> = 0.72 m/seg
e' = 0.30 m	n = 0.014

#### VI. 2. 3. 2. LONGITUD Y PENDIENTE

El cálculo tanto de la longitud como de la pen - diente del canal es sumamente sencillo, la longitud se -

determina observando el perfil del terreno, mientras - que la pendiente relacionando el desnivel que hay entre el canal aguas arriba y aguas abajo y la longitud del mismo.-

$$S = \frac{\text{Desnivel}}{\text{Longitud}}$$

En el caso que me ocupa la longitud determinada en la forma descrita anteriormente fué de 157.50m y la pendiente de 0.5%.-

#### VI. 2. 3. 3. CALCULO DEL CANAL

Para la selección de la sección del canal, se deben hacer las mismas consideraciones apuntadas en los sifones invertidos, un análisis del grado de dificultad en su construcción y economía nos indicó que la sección más adecuada era la rectangular y que además de su formateado sencillo, su construcción no presenta problemas, por lo que se admitió dicha sección en la presente obra.-

El conducto del puente se calculó exactamente igual que un canal, utilizando para ello la fórmula de Mannig, señalándose al mismo tiempo que para un buen diseño hidráulico es necesario que el tirante del canal se aproxime al crítico, cuidando a la vez que no se origine el resalto hidráulico; ya que dicho fenómeno echaría a perder la teoría del puente canal.-

La fórmula empleada fué la siguiente:

$$\frac{Q_n}{S^{\frac{1}{2}}} = bpd^3 \quad \left( \frac{bpd^3}{(bp + 2 dp)} \right)^{2/3}$$

En donde Q gasto;  
 n coeficiente  
 S pendiente  
 bp Base del puente  
 dp Tirante.-

Los resultados del canal obtenidos de la fórmula anterior resultaron ser los siguientes:

Ancho = 2.45m ; Tirante = 1.20m ; Altura = 1.50 m.

#### VI. 2. 3. 4. CALCULO DE TRANSICIONES

Las transiciones ya fueron descritas con ma -  
 yor detalle en el sifón invertido, por lo que no se en-  
 trará a su discusión en el presente caso, concretándo -  
 nos unicamente a indicar que fueron calculadas en la mis -  
 ma forma que en el sifón invertido, obteniéndose los si -  
 guientes resultados:

Longitud de la transición = 6.20m

Desniveles tanto en la entrada como en la sa-  
 lida del canal para que el aradiante de energía en las  
 transiciones permaneciera horizontal, fueron de:

y en la entrada 0.25 m

y en la salida 0.24 m

Con esto se considera por terminado el cálculo  
 hidráulico del canal en si, sin embargo, es de hacer  
 notar que en este tipo de obra como en el drenaje, se -  
 hace necesario el conocer la creciente máxima para po -  
 der calcular, q, chequear el área de descarga de la misma,  
 por lo que a continuación se entrará a su discusión.-

VI. 2. 5. CALCULO DEL TIRANTE PRODUCIDO  
POR LA CRECIDA MAXIMA

La importancia que reviste el cálculo del tirante en la quebrada producido por la crecida máxima, estriba en que por medio de él, se calcula en este caso en que las columnas son de acero, la altura mínima de las bases del puente, así como la fuerza producida por la corriente sobre ellas.-

Para su determinación se le asumió a la quebrada una sección rectangular; calculándola finalmente como un canal por medio de la fórmula de Mannig.-

$$\frac{Q n}{S^{\frac{1}{2}}} = 136.5 \times \left( \frac{136.5 t}{(136.5 + 2t + 18t)} \right)^{2/3}$$

En donde "t" es el tirante de la quebrada.-

Resolviendo la ecuación anterior por medio de tanteos se obtuvo un tirante de 1.10m.-

RESUMIENDO:

$$Q = 300 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$t = 1.10 \text{ m}$$

No. de Pilas = 9 (asumido para conocer el ancho libre).

Long. de la quebrada = 150 m.

VI. 2. 6. DISEÑO ESTRUCTURAL

VI. 2. 6. 1. CONSIDERACIONES

El diseño estructural de un puente canal consiste esencialmente en diseñar en forma adecuada cada uno de sus elementos de que está constituido, tomando para ello consideraciones como las siguientes:

El conducto del puente canal debe diseñarse - para que soporte su propio peso y el del agua, considerando que el nivel de esta pueda elevarse hasta el borde de los cajeros, mientras que las pilas de apoyo o caballetes deben soportar el conducto mismo y la carga de agua, más cargas accidentales como el viento y el temblor.-

Además debe diseñarse en tal forma que, si se producen asientos desiguales entre las cimentaciones, - no ocasionen los mismos el agrietamiento del canal por efecto de su rigidez, para ello es necesario hacer pruebas de laboratorio, para determinar el valor soporte del suelo o bien colocar las cimentaciones lo suficientemente profundas hasta encontrar un material de cimentación apropiado, para evitar en lo más posible dichos asentamientos, o proveerlas de suficiente área de cimentación.

En los puentes canales de concreto reforzado además de lo anterior, es necesario colocarles juntas - de dilatación debidamente impermeabilizadas, ya sean -- con chapas de acero u otro material debidamente protegido contra la corrosión, para evitar el agrietamiento -- del canal.-

Todos lo elementos de metal del puente deben - rán protegerse debidamente para evitar la corrosión de los mismos.-

#### VI. 2. 6. 2. DATOS PARA PROYECTAR

Separación entre pilas = 15 m.

Peso específico del agua	=	1000 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del concreto . . . . .	=	2400 kg/m <sup>3</sup>
Presión del aire 20 #/pie <sup>2</sup> . . . . .	=	100 kg/m <sup>2</sup>
f'c . . . . .	=	210 kg/cm <sup>2</sup>
fs . . . . .	=	1265 kg/cm <sup>2</sup>
v . . . . .	=	7.25 kg/cm <sup>2</sup>
u . . . . .	=	22.00 kg/cm <sup>2</sup>
fb . . . . .	=	1600 kg/cm <sup>2</sup>

Manual de la AISC

#### VI. 2. 6. 3. MODULACION

Esta modulación consistió en determinar por medio de un análisis sencillo, la separación más económica entre los marcos que llevará el canal a lo largo de toda su longitud.-

El resultado del análisis fué la ecuación que a continuación se presenta y que sirvió para determinar la separación en estudio.

$$(n + 1) t + nS = L$$

En donde n = número de tramos; t = espesor del marco; - S separación buscada y L separación entre pilas; el resultado de esta ecuación fué una separación de 2.50 m, es de hacer notar, que estos marcos únicamente servirán para darle mayor resistencia al canal, en el caso que se produzcan esfuerzos mayores a los asumidos.-

#### VI. 2. 6. 4. DISEÑO DEL CANAL

Estos canales se diseñan generalmente para re

sistir la presión hidrostática del agua sobre las paredes laterales y el fondo, pudiendo asumirse para el cálculo con costados en voladizo; sostenidos por contrafuertes y sostenidos por tirantes.-

El canal calculado se asumió con lados en voladizo, trabajando con una carga hidráulica de 1.50 m. - Los resultados obtenidos en el cálculo tanto de los muros o paredes laterales y la losa del fondo fueron los siguientes:

Para los muros o paredes       $d = 5 \text{ cms.}$   
     $t = 10 \text{ cms.}$   
     $As = 5.92 \text{ cm}^2$

Usandose barras No. 3 cada 0.12 m y para el refuerzo de temperatura barras No. 3 cada 0.25 m.

Para la losa de fondo:

$d = 5 \text{ cms}$        $t = 10 \text{ cms.}$        $As = 5.92 \text{ cm}^2$

Usandose barras No. 3 en ambos sentidos, ya que se calculó como soportada en 4 lados.-

#### VI. 2. 6. 5. CALCULO DE MARCOS

Estos marcos fueron calculados con un porcentaje de la carga resistida por el canal, (25%) dándole en esta forma mayor seguridad al conducto, pues el canal fué diseñado para soportar la carga en su totalidad.

Resultados obtenidos:

$d = 15 \text{ cms}$   
 $t = 20 \text{ cms}$   
 $As = 2.50 \text{ cms.}^2$

## VI. 2. 6. 6. CALCULO DE LA VIGA

Esta viga se tomó como simplemente soportada, debido a las características del suelo, donde se apoyarán las bases, ya que se encuentra constituido por suelos de forma arenosa con diversos grados de humedad a través del tiempo, con lo cual se tiene la posibilidad de diversos asentamientos diferenciales que, en caso de ser la viga continua o marco rígido pueden ocasionar cambios en los esfuerzos, por lo que se optó por colocar vigas simplemente soportadas a todo lo largo del puente.-

Esta viga fué calculada para soportar la carga de agua, el canal y su propio peso, empleándose para ello el método recomendado por la AISC, chequeándose luego para corte, pandeo, etc.-

Los resultados finales de esta viga fueron los siguientes:

Peralte . . . . .	=	1.25	m
Ala o patín . . . . .	=	0.20	m
Espesor del ala . . . . .	=	0.05	m
Espesor del alma . . . . .	=	0.025	m

Además se colocaron refuerzos para evitar el pandeo, así como soportes laterales cada 2.50m

## VI. 2. 6. 7. CALCULO DE COLUMNAS

Estas columnas fueron calculadas para soportar además de las cargas sobre las vigas, las cargas accidentales de viento o temblor, para las cargas de viento se tomó un valor de 20 #/pie<sup>2</sup> y para el temblor el pro-

ducto  $Cw$ , en donde  $C$  es un coeficiente que en nuestro medio se acostumbra tomarlo igual 0.10 y " $w$ " el peso de la carga muerta.-

Después de combinar las cargas viva y muerta con las de viento y temblor se determinó que la combinación de carga viva y muerta con el efecto producido por el temblor daba los resultados críticos, por lo que se procedió a diseñar las columnas para dichos efectos resultantes., empleándose para ello el método recomendado por la AISC para columnas.-

Finalmente se le hicieron los chequeos descritos en dicho manual, obteniéndose la columna con un diámetro de 12" y un espesor de 0.5".-

#### VI. 2. 6. 8. DISEÑO DE LA UNION SUPERIOR (Viga-col)

Esta unión se hizo con la columna soldada a angulares que irían finalmente agarrados a la viga por medio de pernos, dicha unión se calculó con las fuerzas verticales y horizontales que se deseaban transmitir íntegramente a las columnas.-

Resultados obtenidos:

2 angulares de 4 x 4 x 3/8 x 16"

4 pernos de  $\phi \frac{3}{4}$ "

4" de soldadura de  $\frac{1}{4}$ "

#### VI. 2. 6. 9. DISEÑO DEL EMPOTRAMIENTO DE LA COL. EN LA BASE

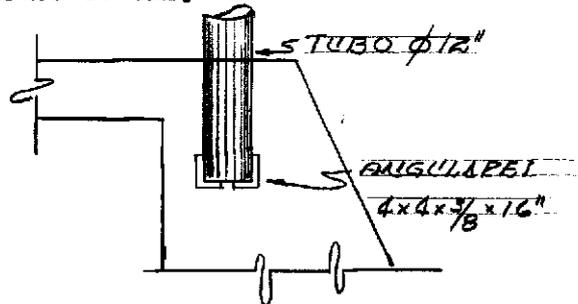
Este diseño tiene por objeto hacer que las fuerzas vertical y horizontal y el momento se transmitan

tan al cimiento, de manera que éste las soporte sin -  
ruptura, o falla excesiva, para el cálculo de este empo-  
tramiento se tomaron los valores de la carga muerta y -  
viva, más el efecto producido por el temblor, que como  
se indicó anteriormente fué la combinación que resultó  
crítica. Es de hacer notar que las combinaciones de --  
carga usados en todos los cálculos son los que recomienda  
la AASHO.<sup>24</sup>

Los resultados de este empotramiento fueron los  
siguientes:

2 angulares de 4 x 4 x 3/8 x 16"

Long. de empotramiento 50 cms.<sup>24</sup>



#### VI. 2. 6. 10. DISEÑO DE LA BASE

Es muy importante dedicarle una atención espe-  
cial a la cimentación, ya que cualquier defecto en la -  
misma, suele repercutir en la superestructura creando -  
problemas de costosa reparación.<sup>24</sup>

Para el análisis y diseño de las bases debe -  
tomarse en cuenta que estos deben ser capaces de trans-  
mitir al suelo soportante la totalidad de la carga muer-  
ta, más la acción de las cargas vivas y accidentales.<sup>24</sup>

Para el diseño de la base, primero se calcula

el área de apoyo en el suelo, la cual dependerá del valor soporte y del peso total de la estructura, de acuerdo con ella se determinan sus dimensiones, con el objeto de calcular la fuerza de la corriente, así como la altura necesaria para la misma; verificándose luego las citadas dimensiones.-

Por estar la base sujeta a flexión debido al momento transmitido por la columna, se decidió colocar una viga en su parte superior para que absorviera dichos esfuerzos; empotrándosele en pedestales colocados en sus extremos que fueron diseñados para absorber la flexión transmitida por la viga; la ventaja de este diseño es que la base no sale demasiado masiva.-

Luego se procedió a determinar el diagrama de presiones para chequear la base sujeta a esfuerzos de tensión originados por la fuerza horizontal del temblor.

A la base diseñada se le chequeó finalmente para deslizamiento y volteo.-

Los resultados finales pueden verse en el plano de estructuras.-

#### VI. 2. 6. 11. DISEÑO DE ESTRIBOS

Los estribos son las estructuras que soportan los extremos del puente y retienen el relleno del terraplén del canal propiamente dicho.-

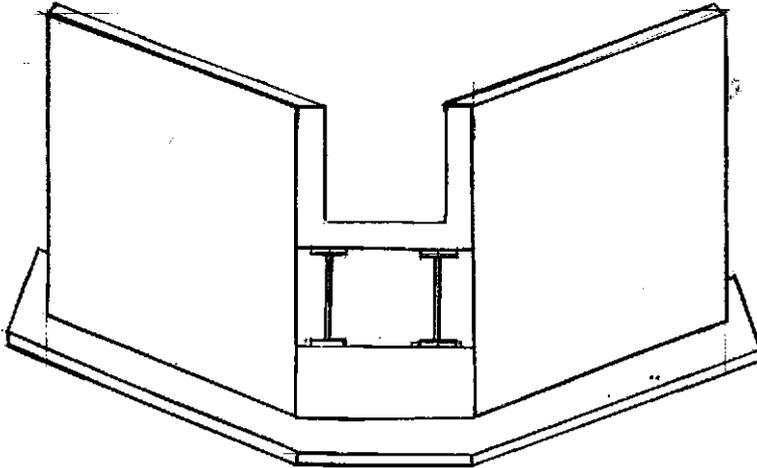
La selección del tipo de estribo a usar está basada en la experiencia personal del Ingeniero y en el estudio de problemas similares resueltos con anteriori-

dad. Sin embargo, en cualquier caso la seguridad, la economía y las facilidades de construcción son determinantes.-

Tomando en cuenta lo anterior se optó por diseñar un muro en voladizo, que estaría sujeto a las siguientes cargas: el empuje producido por el relleno y la carga transmitida por el puente. Su diseño se dividió en dos partes: la cortina y la base propiamente dicha.-

Comprobándose luego las condiciones de estabilidad en la estructura o sea volteo, deslizamiento y presión sobre el suelo.-

Los resultados fueron los siguientes:



#### VI. 2. 7. CALCULO DE LA PLANILLA DE MATERIALES

Esta planilla de materiales se calculó en base a los resultados finales de la obra.-

MATERIAL	LOCALIZACION	CANT. NETA
Concreto CLASE A:	Cimiento; Est.	109 m <sup>3</sup>
	CANAL	80 m <sup>3</sup>
	Canal en Relleno	190 m <sup>3</sup>
	Transiciones	28 m <sup>3</sup>
MAMPOSTERIA	CIMIENTO	28 m <sup>3</sup>
Enrocado Estructural	_____	650 m <sup>2</sup>
Tubos de 12'	PILAS	120 m
Rigidantes	Superestructura	9
Vigas de acero	Puente	20
Relleno Est. <sup>2</sup>	_____	25000 m <sup>3</sup>

### VI. 3. RELLENO CON DRENAJE

#### VI. 3. 1. CONSIDERACIONES PRELIMINARES

Generalmente las obras de drenaje son diseñadas para eliminar o desaguar el escurrimiento producido por una tormenta, que tenga un período específico de re torno.-

El período de retorno, practicamente debe determinarse sobre una base segura; ya que los valores ex tremos solo pueden predecirse en el sentido de la proba bilidad, es decir en el sentido de la frecuencia relati va a largo plazo.-

Es probable que períodos de retorno de 2 a 5 años sean los que puedan justificarse en promedio para el proyecto, sobre todo si en el método de diseño se in corporan, en general, factores adicionales de seguri -

dad para cualquiera de las otras partes del proyecto.-

Si dentro de la zona del proyecto hay disponibles datos de aforos del escurrimiento, un análisis de las frecuencias de estos registros puede proporcionar los criterios necesarios para el diseño.-

Si no se cuenta con ellos, tal el caso de Guatemala es necesario emplear métodos completamente empíricos para determinar la crecida máxima.-

En general existen una gran cantidad de métodos para determinarla, quedando exclusivamente a criterio del Ingeniero el escoger el más adecuado, considerando para ello ciertas recomendaciones tales como el tipo y cantidad de datos disponibles; el grado de exactitud requerido, aplicabilidad teórica de los diferentes métodos para los distintos casos.-

Como los métodos más usados fueron citados en el puente canal ya no se hará mención de los mismos en este caso, indicando únicamente que de los tres mencionados el más usado en nuestro medio a pesar de ser el método menos preciso es el empírico ya que no se cuenta con datos hidrometeorológicos suficientes para poder usar los estadísticos o los hidrometeorológicos que tienen una base más racional.-

De los métodos empíricos, las fórmulas más usadas en nuestro medio son las siguientes:

1.- Fórmula de Talbot.

$$A = C \sqrt[4]{M}$$

A = sección necesaria

M = Area drenada

C = Coeficiente.

Esta fórmula, no toma en cuenta la precipitación pluvial y sólo es válida para áreas menores de 20,000 Has.-

2.- Fórmula de Jarvis Mayer, en el sistema métrico.

$$Q = 17.64 P \sqrt{M} \quad Q = \text{Caudal m}^3/\text{seg.}$$

P = Coeficiente

M = Area de la cuenca.

Además de las fórmulas empíricas, mencionadas anteriormente; son de uso común: los métodos de sección y pendiente y, el método racional.-

El primero consiste en medir la sección transversal del cauce, hasta la altura de la creciente máxima, determinando luego la pendiente del mismo; es conveniente tomar por lo menos dos puntos cercanos aguas arriba y abajo del lugar donde será colocada la estructura.-

Con los datos obtenidos se calcula la velocidad por medio de la fórmula de Mannig o Chezy. Si se usa la fórmula de Chezy tenemos que:

$$v = C \sqrt{RS}$$

v velocidad

C coeficiente de rugosidad

R radio hidráulico

S pendiente del canal

Teniendo la velocidad y conociendo la sección se procede a determinar el caudal de diseño.-

El segundo método es el más representativo de todos los mencionados y debe ser preferido su uso sobre los demás, ya que los resultados que proporciona son de confianza.-

Esta basado en la relación directa entre la precipitación pluvial y la escorrentía que se produce, así como en el criterio, experiencia y conocimiento de la persona que hace el estudio.-

Su fórmula fundamental es:  
$$Q = C I A$$
  
C Coeficiente de escorrentía  
I Intensidad de Lluvia  
A área de la cuenca

Usándose para un diseño económico curvas de intensidad igualadas o superadas una vez cada 2 ó 5 años.-

VI. 3. 2. DESCRIPCIÓN DEL RELLENO CON DRENAJE

En el presente trabajo la obra adoptada fue una bóveda doble que, según un estudio económico comparativo resultó ser la obra más económica entre las cajas y tubos de metal corrugado de este tamaño. Para información completa de este estudio ver Tesis "Diseño de bóvedas para drenaje Transversal" del ingeniero Rómulo Molina.-

Los materiales usados para la construcción de esta obra y atendiendo a su economía serán el concreto reforzado y ciclópeo, usándose concreto reforzado para el arco; y ciclópeo para los muros de la bóveda; muros

caberales etc.-

#### VI. 3. 3. RELLENO

Puede decirse sin temor a equivocarse que el factor principal que gobierna el diseño estructural de esta obra es el relleno, ya que la resistencia de cualquier tipo de estructura para drenaje depende en gran parte de colocar y compactar bien el terraplén o relleno. En este caso el porcentaje de compactación exigido es de 80%.-

Debe preferirse entonces un material seleccionado y fácil de drenar procurando usar la mayor parte de los materiales que se encuentren en el lugar, y desecharse cualquier material que tenga gran cantidad de césped, escorias o tierra que contenga un elevado porcentaje de materia orgánica.-

Para calcular la cantidad de relleno que se necesitaba, se trazaron sobre las secciones transversales, la sección típica del canal con los taludes correspondientes, planimetrándose luego para obtener las áreas de cada sección.-

El volumen del relleno se calculó por medio de la fórmula siguiente:

$$V = \frac{A_1 + A_2}{2} \cdot d$$

$A_1$  = Area sección 1  
 $A_2$  = Area sección 2  
 $d$  = distancia entre 1 y 2.

dando un total de 70,000 m<sup>3</sup>

#### VI. 3. 4. DISEÑO HIDRAULICO

Este diseño fué realizado en su mayor parte - por medio de fórmulas empíricas a falta de datos hidrometeorológicos en nuestro medio.-

#### VI. 3. 4. 1. DATOS PARA PROYECTAR

Area de la cuenca	91 kms <sup>2</sup>
Ancho Libre	150 mt.
C	0.33

#### VI. 3. 4. 2. CALCULO DE LA CRECIDA MAXIMA

Este cálculo ya fué hecho al diseñar el puente canal por lo que la creciente máxima posible será de - 300 m<sup>3</sup>/seg.-

#### VI. 3. 4. 3. CALCULO DEL AREA DE DESCARGA

Esta se calculó por medio de la fórmula de - Talbot dando una área de 57 m<sup>2</sup>.

Después de un estudio de la topografía del terreno se llegó a la conclusión que era preferible colocar 2 bóvedas dobles en sitios diferentes de la quebrada, para encauzar en mejor forma el agua a través de las mismas, esta localización se puede ver en el plano de - estructuras.-

Cada bóveda doble fué calculada para desalojar 150 m<sup>3</sup>/seg. con una área de descarga de 28.5 m<sup>2</sup>. Esta área en la bóveda incluye la encerrada no solo por el arco, sino también por los muros, es decir, se mide desde la línea interior del arco hasta el piso de la misma.-

#### VI. 3. 5. DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural de esta obra consiste en determinar en forma adecuada la localización del eje de la estructura, cálculo de longitudes, alas, canales, -- pendientes, etc.-

A continuación se dan los métodos usados para diseñar cada uno de los elementos.-

#### VI. 3. 5. 1. DATOS PARA PROYECTAR

$$\begin{array}{ll}
 W_c = 2400 \text{ kg/cm}^3 & f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\
 W_R = 1600 \text{ kg/cm}^3 & fs = 1265 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{Talud} = 1:1.25 & f_{\text{prom}} = fc/6 = 15 \text{ kg/cm}^2 \\
 T = 6 \text{ m} & V = 7.7 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{Corona} \begin{cases} \text{Izquierda } 1.5 \text{ m} \\ \text{Derecha } 5.0 \text{ m} \end{cases} & u = 25 \text{ kg/cm}^2 \\
 AT = 20^\circ F & \\
 C = 0.000009 & \\
 E = 2.16 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 &
 \end{array}$$

Valor soporte

$$\text{del suelo} = 27000 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ang. de Reposo} = 30^\circ$$

#### VI. 3. 5. 2. LOCALIZACION

La localización del eje de la bóveda es algo en el cual el Ing. debe poner especial atención para de terminarlo, ya que de él depende el futuro buen funcionamiento de la obra, en el presente trabajo no se tuvo dificultad en su localización debido a que la quebrada se encuentra formando un angulo recto con el eje del ca nal de conducción, quedando situados los ejes de las bó

vedas en las estaciones 0 + 491.50 y 0 + 541.50 respectivamente.-

#### VI. 3. 5. 3. PENDIENTE:

La pendiente es otro de los factores importantes en el diseño de un conducto subterráneo, siendo la ideal aquella que no ocasione sedimentación y evite la erosión.-

Es práctica normal hacer coincidir la pendiente del fondo del conducto, con la del lecho de la corriente.-

Sin embargo en ríos o quebradas cuyo curso es bastante plano se puede producir sedimentación, aconsejándose una pendiente mínima de 0.5% para evitarla. En el caso que me ocupa, la pendiente de ambas bóvedas fué de 0.6%.-

#### VI. 3. 5. 4. LONGITUD

Como se sabe la longitud del conjunto, varía con el ancho del canal y corona del mismo, así como de la altura del terraplen, taludes, pendientes, oblicuidad, tipo de sus extremos, etc.-

Puede decirse que una alcantarilla o bóveda debe ser lo suficiente larga para que sus extremos no queden obstruidos por sedimento o por expansión del terraplen ya que si así fuere la eficiencia hidráulica disminuiría y por consiguiente se aumentarían los gastos de conservación.-

Con los datos obtenidos y la pendiente se procedió a calcular la longitud por medio del método gráfico, dando un resultado de 32.50m para ambas bóvedas.-

Teniendo ya determinada la pendiente longitudinal; localización de ejes, etc., se procedió a calcular los principales elementos de la bóveda tales como - el arco, los muros de la bóveda, los muros cabezales y los muros para alas.-

#### VI. 3. 5. 5. CALCULO DEL ARCO

El arco, en este tipo de estructura se diseña como articulado en los muros de apoyo, sirviendo estas articulaciones para fijar el punto de aplicación de la acción de la fuerza y eliminar así el momento flector - en el apoyo.-

El arco deberá ser diseñado de tal manera que la línea de resistencia pase por el tercio medio de todas las secciones transversales del arco.-

La línea central del arco debe conformarse a la curva de resistencia de la carga muerta, para eliminar hasta donde es posible, la flexión bajo la carga mayor y permanente reduciendo los esfuerzos a un mínimo.-

Si la carga muerta es uniformemente distribuida, la forma del arco es parabólico, puesto que la in - tensidad de esta carga crece hacia los extremos de la - luz.-

Para el espesor del arco en la corona, muchas fórmulas han sido presentadas, pero ninguna considera -

todos los factores que intervienen.-

De todas las fórmulas propuestas la más usada es la de F. Weld, que da resultados muy conservadores.-

$$t_c = \sqrt{L} + \frac{L}{10} + \frac{W_l}{200} + \frac{W_c}{400} \quad \begin{array}{l} W_l = \text{Carga viva} \\ W_c = \text{Carga muerta} \end{array}$$

Es espesor de los arranques varía usualmente entre 1.5 a 3 veces más que el espesor de la Corona.-

Las cargas que actúan sobre el arco son: la carga del relleno, empuje horizontal del mismo, peso del arco y la carga viva.-

Para resolver este arco es necesario que se le divida en partes iguales llamadas dovelas, dependiendo el número de las mismas del grado de aproximación que se desee, en los casos comunes bastará con dividir el mismo en 8 o 10 dovelas; para las cargas verticales, debidas al relleno, se toma un 70% de la columna de tierra que actúa directamente sobre el arco, según especificación de la AASHO.-

El empuje lateral se determina por medio de la fórmula de Rankine.-

Las fórmulas usadas para resolver el arco son las de la teoría elástica.

$$A \theta = \frac{Ms}{EI} \quad A x = \frac{MyS}{EI} ; \quad Ay = \frac{MxS}{EI}$$

El momento flector en cualquier punto del arco, se calcula por medio de las ecuaciones.

$$M = M_c - H_c y + V_c x + m \quad (\text{a la Izq.})$$

$$M = M_c - H_c y + V_c x + m_r$$

Contándose además con las igualdades siguientes:

$$-O_I = -O_R$$

$$x_I = -x_R$$

$$y_I = y_R$$

Calculados los momentos en voladizo, nos encontramos con tres ecuaciones simultáneas, con las cuales resolvemos las incógnitas  $M_c, H_c, V_c$ ,

En los arcos de concreto también es necesario hacer un análisis para determinar los esfuerzos producidos por los cambios de temp. fraguado y acortamiento por compresión cuando está cargado.

Las fórmulas usadas para cambio de Temp. en este tipo de arco son las siguientes:

$$\frac{My_s}{I} = \frac{CTLE}{2} \quad \begin{array}{l} C \text{ Coef. de dilatación de} \\ \text{concreto} \end{array}$$

$$\frac{EM_s}{I} = 0 \quad \begin{array}{l} T \text{ Cambio de temperatura} \\ L \text{ Long. o luz del arco} \\ E \text{ Módulo de elasticidad,} \end{array}$$

Para el análisis de acortamiento por compresión se acostumbra usar las siguientes fórmulas:

$$\frac{EM_y S}{I} = fc' \frac{L}{2}; \quad fc' \text{ Esf. Promedio}$$

$$\frac{M_s}{I} = 0$$

Con los resultados obtenidos de las fórmulas precedentes, se pasa a efectuar combinaciones para de -  
terminar los resultados más críticos.-

Para la resolución de este arco estáticamente ind. de primer grado únicamente se necesita hacer uso -  
de una ecuación de la teoría elástica, pues se cuenta -  
con las ecuaciones de la estática.-

El arco de la presente obra no fué calculado,-  
sino que se adoptó el típico usado por la Dirección Ge -  
neral de Caminos en sus bóvedas, para resistir un relle -  
no máximo de 30 pies, que es más o menos la altura que  
se tiene en la Quebrada de San Juan.-

Este arco tiene un peralte en la clave de --  
0.20m. y en los arranques de 0.39m. con un refuerzo prin -  
cipal en el extrados y en el intrados de  $\ominus$  No. 5 @ -  
45 cms. con un refuerzo de distribución de No. 5 @ 45  
cms.. La distribución se puede ver con mayor detalle -  
en el plano de estructuras.-

Para mayor información acerca de las Bóvedas  
consultar Tesis del Ing. Rómulo Molina.-

#### VI. 3. 5. 6. CALCULOS DE MUROS

##### VI. 3. 5. 6. 1. MUROS DE LA BOVEDA

Estos muros son generalmente los apoyos del -  
arco; y a su vez sirven para completar el área de des -  
carga requerida por la crecida máxima esperada, sobree-

levándolos o achicándolos según requiera el caso.-

Para el cálculo de los mismos es necesario que la resultante de la fuerza horizontal y vertical pase por el tercio medio de la base, con el fin de evitar los esfuerzos de tensión, se diseñan generalmente en dos partes, el muro propiamente dicho y la base.-

El muro se calcula para que sea capaz de resistir el corte que le produce la reacción horizontal del arco, usando para ello la fórmula:

$$m = \frac{H}{24 f}$$

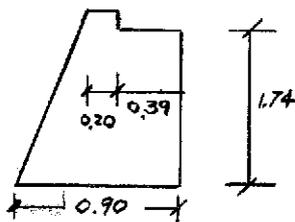
m espesor  
 H Fuerza Horizontal  
 f esf. Promedio

Luego se procede a comprobar que la resultante pase por el tercio medio, considerándose con esto terminado el cálculo del muro.-

La base se diseña de tal manera que la presión ejercida sobre el suelo no exceda el valor soporte del mismo, diseñándose el dedo y el talón para resistir el corte, producido por la carga del suelo que se encuentra sobre ellos, chequeándolos luego para deslizamiento y volteo.-

Resultados obtenidos:

Para el muro:



Para la base      Espesor    0.91 m  
                          Ancho        2.36 m

Por ser la bóveda que se adoptó, doble; el muro central soportará dos veces el valor de la reacción vertical del muro de la orilla, ya que tienen el mismo sentido y dirección; no así las reacciones horizontales que por tener sus direcciones contrarias se anulan.-

Diseñando el muro con la carga vertical doble se obtuvieron los resultados siguientes:

Para el muro:      Ancho    1.18 m  
                          Alto     1.74 m

Para la base:      Espesor 0.91 m  
                          Ancho    3.00 m

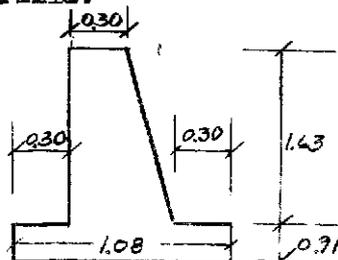
#### VI. 3. 5. 6. 2. MUROS DE SALIDA

Estos muros se usan generalmente cuando el arco es biselado en la salida, y únicamente se diseñan para resistir el empuje producido por el relleno.-

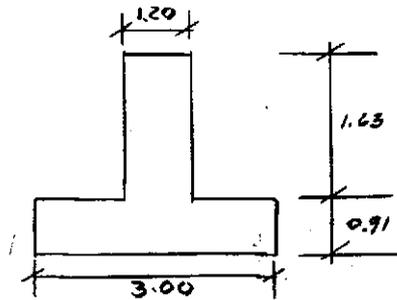
La base se calcula en la misma forma que para los muros de la bóveda, verificándose luego para el empuje del relleno solamente.-

RESULTADOS obtenidos:

Para el muro de la orilla:



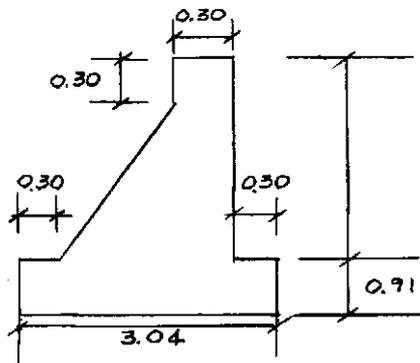
Para el central



#### VI. 3. 5. 6. 3. MUROS CABEZALES

Estos muros sirven para detener el talud en la entrada de la bóveda, así como también en la salida cuando esta no es biselada, su diseño es igual al de los muros de la bóveda. Verificándose al estar diseñados para deslizamiento y volteo.-

Resultados obtenidos

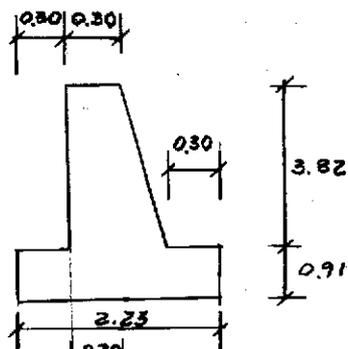


#### VI. 3. 5. 6. 4. AIAS

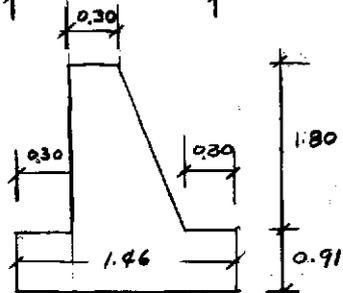
Estos tipos de muros se usan generalmente para encauzar el agua, así como también para que cubran la crecida máxima esperada, con el fin de evitar el desbordamiento sobre los taludes del canal; su diseño es semejante a los muros cabezales.-

Resultados obtenidos:

En el arranque:



En el final



#### VI. 3. 5. 7 DETALLES COMPLEMENTARIOS

Al fondo de la bóveda para evitar la erosión, se le protegió con un zampeado de piedra ligado con mortero de cemento, extendiéndose en la entrada y en la salida de la misma.-

Para evitar el escurrimiento del agua en la parte posterior de las alas, se rellenó hasta el límite de las mismas, desde el arranque hasta el final, para evitar un posible deslave de los taludes y por consiguiente, socavación de los cimientos.-

#### VI. 3. 5. 8. CALCULO DE PLANILIA DE MATERIALES

MATERIAL	LOCALIZACION	CANT. NETA
----------	--------------	------------

MATERIAL	LOCALIZACION	CANT. NETA
Concreto clase A.	Arco	242 m <sup>3</sup>
	Canales	110 m <sup>3</sup>
Concreto Ciclópeo	Cabezal, muros de la bów., muros de salida	650 m <sup>3</sup>
Hierro No.5	Arco	8120 kgs.
Zampeado de Piedra		150 m <sup>2</sup>
Exc. Estructural		400 m <sup>3</sup>
Exc. No clasif.		159 m <sup>3</sup>

## VII. CALCULO DE COSTOS DE CADA SOLUCION

### VII. 1. CONSIDERACIONES

Es indudable que uno de los trabajos de mayor importancia que efectua el Ing. es el cálculo del presupuesto de una obra antes de su ejecución, para así visualizar la conveniencia de construirla o bien adoptar otra solución que disminuya su costo.-

Para la confección de un buen presupuesto no basta el tener una serie de precios de materiales, jornales, máquinas, etc., o seguir en forma absoluta los resultados obtenidos en otras obras de esta índole. Para hacer un estudio que se apege verdaderamente a la realidad, es necesario la experiencia, práctica y ante todo el conocimiento de los precios unitarios a partir de sus componentes parciales. Los valores numéricos no deben emplearse a ciegas, sino que se han de considerar las circunstancias especiales del caso así como aconsejarse de la propia experiencia, ya que por lo general, varían -

tanto las circunstancias de una construcción a otra, - que es muy peligroso aplicar a obras diferentes un mismo precio, ya que se pueden obtener resultados erróneos.

Para investigar el costo de una obra se pueden tomar dos caminos distintos, uno por métodos empíricos basados en promedios razonables de mano de obra y usados para hacer la primera estimación. En este procedimiento el criterio y experiencia del que hace la estimación juega un papel sumamente importante; el otro camino es por medio del control de costos; el cual consiste en llevar un control adecuado sobre todos los gastos que se efectúan en la construcción de una obra determinada, estos gastos se clasifican y distribuyen de una manera que es posible llegar a conocer el monto de dinero que se ha invertido en construir cada unidad de los distintos renglones de construcción; llegándose a obtener los gastos por unidad conocidos como precios unitarios o costos.-

Dichos costos están contituidos por cuatro elementos básicos que son:

- 1.<sup>o</sup>- Costo mano de obra
- 2.<sup>o</sup>- Costo de los materiales
- 3.<sup>o</sup>- El costo de servicio por Planta y Equipo
- 4.<sup>o</sup>- El costo de los gastos generales o de dirección.-

## VII. MANO DE OBRA

Los costos de la mano de obra se dividen en dos

clases: "Primero, Costo directo y Segundo, Indirecto." Toda mano de obra que se cargue al producto que puede ser designada como directamente gastada en él, se llama mano de obra directa. Toda mano de obra que se cargue contra la producción y no directamente gastada en el producto, se llama mano de obra indirecta. Por ejemplo, el costo de los hombres con pico y pala en la excavación que están gastando sus esfuerzos en ese trabajo, es cargo directo de mano de obra. Un superintendente encargado del trabajo no está haciendo directamente mano de obra en la excavación sino que se ocupa de la dirección y prosecución de toda clase de trabajos y sus gastos -- son un cargo indirecto que debe prorratearse entre la producción de todas las unidades de trabajo que estén a su cargo.-

#### MATERIALES.-

Los materiales también se dividen en dos clases semejantes, es decir, directa e indirecta. Todos los materiales que entran en el producto como una parte integrante de su constitución son un cargo directo por materiales. En cambio, los que se cargan a la producción pero que no entran directamente en la composi-ción del producto, constituyen un gasto indirecto, ya sean materiales o artículos de consumo. El cemento, la piedra y la arena que se mezclan para formar el concreto, son materiales directos, pero el aceite que se usa en la lubricación y la gasolina para operar la mezcladora, son materiales o artículos de consumo indirectos.

Es fácil hacer el cargo directo del costo de los mate -  
 riales, pero a veces es mu difícil cargar a cada producto  
 la parte correspondiente del costo indirecto de mate-  
 riales.-

#### PLANTA Y EQUIPO

"La Planta" incluye todas las propiedades fí-  
 sicas empleadas en la obra, como el terreno, estructura -  
 ras maquinária, semovientes y herramientas de un carác-  
 ter más permanente que las consideradas como artículos  
 de consumo. "El equipo/" es un término menos inclusivo  
 y generalmente se interpreta como el conjunto de unida-  
 des de la planta: las pequeñas y especialmente las móviles  
 les. El costo del servicio de la planta puede ser cargado  
 de una manera mas expedita en la forma de renta dia-  
 ria. Esta renta deberá cargarse ya sea que el equipo -  
 sea própio de la organización o alquilado los "Cargos de  
 operación" consisten en:

- 1.- Los gastos de operación
- 2.- El costo medio de las reparaciones
- 3.- Cargos fijos
- 4.- Cargos por depreciación
- 5.<sup>ta</sup>- Interés
- 6.<sup>ta</sup>- Impuestos
- 7.- Seguros

#### LOS GASTOS DE OPERACION.

Incluyen los salarios de los operadores y ayuda -  
 dantes y el costo de los artículos de consumo durante -

los períodos de operación. Generalmente se cargan di-  
rectamente contra la obra ejecutada y no se incluyen en  
la renta de la planta. Solamente es necesario que se -  
carguen en un lugar u otro, y es importante especificar  
que es lo que se incluye en la renta cuando hay equipo  
alquilado.-

#### EL COSTO MEDIO DE LAS REPARACIONES.

Hay diferencia de opiniones entre los contado  
res de costos acerca de como debe cargarse las reparacio  
nes y las renovaciones de la planta. Un punto de vista  
es que las renovaciones puedan ser de tal naturaleza -  
que alarguen la vida útil de la máquina y por lo tanto  
el gasto de tales renovaciones puede considerarse como  
una desviación de la curva de depreciación. Otro punto  
de vista es que no hay diferencia entre reparaciones -  
y renovaciones mas que en el grado, y que todas ellas -  
deben considerarse bajo el mismo aspecto; esto es, inde  
pendientemente de los cargos de depreciación.-

Parece ser que el último razonamiento permite  
una contabilidad más simple y que no descansa tanto en  
el juicio individual de si los gastos son por reparacio  
nes o renovaciones.-

El costo promedio de las reparaciones, inclu-  
yendo las extraordinarias, a menudo pueden deducirse de  
cuentas anteriores y encontrar lo que ha costado en pie  
zas similares de maquinaria empleada en otros trabajos.

CARGOS POR DEPRECIACION.

El equipo se gasta tan ciertamente como el ma  
terial. A este fenómeno se le llama depreciación natu-  
ral. La depreciación puede ser natural o funcional. --  
"Todo equipo avanza constantemente hacia el monton de -  
chatarra, desde el día en que se compra, y aún cuando es  
te proceso puede retrasarse, no puede evitarse por las -  
reparaciones". Es tan ciertamente un gasto de una máqui-  
na, como el costo del combustible de su motor. En el ca  
so del combustible el gasto es inmediato; en el caso de  
la depreciación el gasto se extiende sobre un período -  
de tiempo, la depreciación funcional se debe a la obso-  
lencia o por resultar inadecuado el equipo.-

Tres factores determinan en todos los casos -  
lo que debe ser la depreciación; Primero, el costo ori-  
ginal; Segundo, la longitud de la vida útil; Tercero, -  
su valor como chatarra cuando ya no puede ser usada la  
máquina para el propósito a que estaba, destinada, o el  
valor de rescate, si se considera como una pieza de e -  
quipo de "Segunda mano". Conociendo estos factores el -  
problema se convierte en la forma de dividir la diferen-  
cia entre el costo original y el valor de Chatarra o de  
rescate ( llamada depreciación total o valor de desgase-  
te) entre el tiempo de la vida útil de la máquina. Se -  
han elaborado varias fórmulas para calcular la mengua en  
su valor o sea la depreciación. Fish, en su libro --  
"Engineering Economics", explica 5 de tales fórmulas.  
Tres de las más usuales son: la línea recta, el balance  
decreciente y el fondo de amortización.

depreciado más el fondo de amortización (efectivo o imaginario) en cualquier período es igual a su original.-

Se observará que ninguna de estas fórmulas toma en consideración el interés en la inversión, la producción, el costo de operación o cargos por mantenimiento.-

Resumiendo, la teoría de la depreciación natural es que todo el equipo, aún conservando lo mejor posible por reparaciones, llegará un tiempo en que estas ya no estarán suficientes para mantenerlo en condiciones económicas de trabajo y las máquinas deberán ser renovadas. El fondo creado por los cargos de depreciación -- tiene por objeto poder disponer de dinero para comprar una nueva maquinaria que tome el lugar de la deteriorada, o de retirar la inversión original en caso de que ya no sea necesaria.

Cualquiera de las fórmulas de depreciación es satisfactoria en la determinación de los cargos, siempre que la supuesta vida de la máquina sea aproximadamente correcta. Como esta suposición puede ser fuente de considerables errores, resulta innecesario el refinamiento en el cálculo y método de la distribución de la depreciación.-

INTERES, IMPUESTOS Y SEGUROS.

El interés se cargará a las inversiones, a la tasa pagada; o a la prevalenciente cuando hay créditos.

Los impuestos se cargarán conforme se pagan.-

Los seguros se cargarán ya sea que efectivamente se paguen o que la organización trabaje a su propio riesgo.-

#### GASTOS GENERALES.

El cuarto elemento de costo lo constituyen los gastos generales que incluyen todos los cargos que no pueden conectarse directamente con el costo de la mano de obra, de los materiales y de la planta. Los gastos generales se consideran divididos en 2 clases. Una se referirá a "Ingeniería de campo y Supervisión" e incluye aquellos elementos de inspección y de ingeniería que pueden ser cargados directamente al proyecto. La otra clase se refiere a los gastos de "Administración" e incluye aquellas erogaciones necesarias para conducir todas las actividades del departamento que son de carácter tan general que no pueden asignarse directamente a ninguna actividad particular.-

La conveniencia de separar los costos del proyecto de ingeniería y la supervisión, de los costos de administración y de los costos unitarios, se verá clara haciendo una breve consideración. El trabajo del ingeniero consiste en preparar los planos y especificaciones y solo afecta a los costos de mano de obra y material en las cantidades que puedan requerirlo, pero no a la eficacia de la erogación. El ingeniero puede reducir el volumen de la excavación por un cuidadoso trabajo en el levantamiento de perfiles y secciones transversales pero con ello no reduce el costo unitario de la -

excavación. La función del superintendente consiste en procurar la eficiencia en las operaciones. Si el costo de ingeniería y supervisión se incluye en los costos unitarios, se agrega un elemento en el cual el superintendente no tiene control, y su eficiencia es desvirtuada consecuentemente. Si por otra parte, el costo de ingeniería y supervisión se incluye en el cargo de administración, se coloca también en una clase de gastos sobre los cuales el ingeniero tiene muy poco o ningún control.-

#### ADMINISTRACION

Los costos de la administración incluyen tales gastos como salarios y sueldos de funcionarios, servicios legales, mantenimiento de la oficina, departamento de ingeniería, investigaciones, experimentos, nómina, operaciones fiscales y cargos fijos misceláneos. Estos costos no pueden asignarse directamente a una clase particular de trabajo.-

Los contadores de costos han ideado numerosas maneras de distribuir los gastos generales entre las diferentes clases de trabajo. Puesto que la mano de obra indirecta y los materiales indirectos se distribuyen directamente en los costos unitarios y la ingeniería y supervisión es aplicable directamente a los proyectos; la parte restante es comparativamente pequeña en proporción a los gastos agregados. Cualquier parte de los gastos generales que pueda ser asignada directamente a un proyecto, se cargará a ese proyecto. El resto se -

prorrateará entre todas las erogaciones del período.-

#### INGENIERIA Y SUPERVISION.

A la ingeniería y supervisión se cargarán las erogaciones por levantamientos, planos, especificaciones, estimaciones, ensayos y toda la inspección y supervisión que requiera la correcta ejecución del trabajo, - tales gastos pueden cargarse directamente a los proyectos en particular.-

#### CARGOS FIJOS

Los cargos fijos son aquellos cuyas erogaciones prácticamente permanecen las mismas independientemente de las actividades de la organización. Estos cargos fijos relacionados con la planta de protección fueron ya discutidos al hablar de la planta y el equipo. - Ciertos cargos fijos que no están directamente conectados con las operaciones para la producción, pueden más bien considerarse como parte de los gastos generales, Así, la depreciación los intereses, los impuestos y los seguros son elementos de gastos que también tienen relación con la planta y el equipo de la oficina administrativa, tales como edificios, equipos de oficina y laboratorios, instrumentos máquinas y otros.-

Los cargos fijos son de primera importancia para el contador de costos para el propósito de determinar la eficiencia y el costo de operación en cada caso.

Es costumbre entre los contratistas incluir todos los cargos fijos entre los gastos por obra, y por

lo tanto afectan los precios unitarios de sus proposiciones en los concursos. Al hacer sus estimaciones sobre precios unitarios para comparar otras proporciones, el Ingeniero, por lo tanto, deberá incluir entre otros cargos fijos el interés sobre el capital invertido en la planta y en el capital necesario para materiales, listas de raya y pagos diferidos.-

De todo lo visto anteriormente se deduce la importancia de tener a la disposición precios Unitarios adecuados que sirvan para estimar en forma rápida y con cierta precisión el costo de las obras que se requieran en determinado proyecto.-

Los precios unitarios comunmente usados en obras de riego son las que a continuación se presentan:

#### VII. 2. PRECIOS UNITARIOS PARA CALCULAR LOS COSTOS DE LAS 3 OBRAS ANALIZADAS

En el presente trabajo los costos de las 3 obras propuestas fueron calculadas en base a los precios unitarios resultantes de las licitaciones hechas por la División de recursos hidráulicos.-

Cuando no se tengan a mano precios unitarios confiables, se debe proceder a calcularlos; considerando los distintos factores que podrían influir en estos; es decir, materiales, equipo, personal, etc. con que se cuente y las circunstancias locales importantes.-

A continuación se desarrolla un ejemplo para aclarar con mayor detalle lo expuesto en el párrafo an-

terior.-

Ej.: Determinar el costo por  $m^3$  para excavación y relleno de  $50,000 m^3$  medida en banco. Se usará una pala mecánica de oruga de  $0.765 m^3$  accionados con un motor de gasolina. Los camiones a usarse serán de  $3.80 m^3$  de capacidad y tendrán una velocidad promedio de 50 kph. La distancia de acarreo es de 500 mts.

Resolución: Este problema se resolvió con el auxilio del libro "Análisis y Control de costos de Ingeniería del - Ing. Amando Vides."

- 1.- El rendimiento fué tomado de la tabla 6-9 siendo de  $110 m^3/h$ .
- 2.- El volumen del camión:  $3.80/1.25 = 3 m^3$
- 3.- Número de viajes del camión por hora sacado de la Tabla ( 4-2 ) = 2.63
- 4.- Volumen acarreado por camión por hora  $2.63 \times 3 = 7.90 m^3 = 7.90 m^3$
- 5.- Número de camiones necesarios  $\frac{110}{7.9} = 13.9 = 14$  camiones.
- 6.- Tiempo completo de trabajo:  

$$\text{Vol. Neto} = 14 \times 7.90 = 110 m^3$$

$$T = \frac{50,000}{110} = 455 \text{ horas}$$

El costo será:

- 1.- Transportar la pala de ida y vuelta Q 240.00
- 2.- Costo de la Renta de la pala Q 9.40 x  
 455 . . . . . = " 4270.00
- 3.- 14 camiones x 455 = 6400 a Q 4.80/h " 30600.00

Mano de obra para la instalación y quitada de la pala:

a.-	1 operador Q. 0.75/h x 16 =	Q 12.00
b.-	1 engrasador Q. 0.25/h X 16 =	" 4.00
		<u>" 16.00</u>
47%		<u>7.00</u>
		Q 23.00
IGSS 5 %		<u>1.25</u>
		" 24.25

Mano de obra para la excavación y transporte de la tierra.-

1.-	1 operador a Q.0.75/h x 455	Q 342.00
2.-	1 engrasador a 0.25/h x 455	139.00
3.-	Choferes de camiones 6,400h x Q0.30 =	1920.00
4.-	1 caporal a Q0.30 x 455	<u>136.00</u>
		Q 2537.00
47%		<u>1190.00</u>
		Q 3727.00
IGSS 5 %		<u>186.00</u>
		Q 3913.00

Resumen:

1.-	Transporte . . . . .	Q. 240.00
2.-	Costo-renta pala . . . . .	" 4270.00
3.-	Costo-renta camiones . . . . .	" 30600.00
4.-	Mano de obra instalación y remoción . . . . .	" 24.25
5.-	Mano de obra Excavación y acarreo . . . . .	<u>" 3913.00</u>
		Q 39047.25

Vienen. . . . .	Q 39047.25
Imprevistos 10% .	" 3905.00
	<u>Q 42952.25</u>
Gastos Generales 10% . . . .	" 4295.00
	<u>Q 47247.25</u>
Ganancia 10% . . . . .	" 4725.00
	<u>Q 51972.25</u>
Total: . . . . .	

$$\text{Costo por m}^3 = \frac{51972.25}{50000 \text{ m}^3} = \text{Q } 1.03 / \text{m}^3$$

$$\text{Costo por m}^3 = \text{Q } 1.03$$

En esta forma se pueden determinar los precios unitarios de las demás partidas, sin embargo en nuestro caso se usarán como ya se dijo anteriormente los promedios que resultarán de las licitaciones hechas por la división de recursos hidráulicos; que a continuación se detallan.

Conc. Clase A    arcos. . . . .	Q 95.00/m <sup>3</sup>
conductos. . . . .	" 80.00/m <sup>3</sup>
canales, cimientos, transi ciones. . . . .	" 70.00/m <sup>3</sup>
Conc. Clase B . . . . .	" 55.00/m <sup>3</sup>
Refuerzo. . . . .	" 0.40/kg
Relleno estructural . . . . .	" 1.00/m <sup>3</sup>
Excavación de estructuras . . . . .	" 1.25/m <sup>3</sup>
Excavación no clasificada . . . . .	" 1.00/m <sup>3</sup>
Enrocado. . . . .	" 10.00/m <sup>2</sup>
Zampeado de piedra ligado con mortero de cemento . . . . .	" 15.00/m <sup>3</sup>

Mampostería . . . . .	Q 20.00/m <sup>3</sup>
Sobre acarreo . . . . .	" 0.07/m <sup>3</sup> /Hm

## VII. 3. CALCULO DEL COSTO DEL SIFON INVERTIDO

Concreto Clase A	290m <sup>3</sup>	a	Q 80.00/m <sup>3</sup>	Q 23,200.00
Concreto Clase B	40m <sup>3</sup>	a	" 55.00/m <sup>3</sup>	" 2,200.00
Excavación Est.	2270m <sup>3</sup>	a	" 1.25/m <sup>3</sup>	" 2,837.00
Excavación no clas	30m <sup>3</sup>	a	" 1.00/m <sup>3</sup>	" 30.00
Relleno estruc.	19000m <sup>3</sup>	a	" 1.00/m <sup>3</sup>	<u>" 19,000.00</u>
Total:				Q 47,267.00

## VII. 4. CALCULO DEL COSTO DEL PUENTE CANAL

Conc. Clase A en canal	80 m <sup>3</sup>	a	Q 70.00/m <sup>3</sup>	Q 5,600.00
Conc. canal de relleno	190 m <sup>3</sup>	a	" 70.00/m <sup>3</sup>	" 6,300.00
Conc. en transiciones	28m <sup>3</sup>	a	" 70.00/m <sup>3</sup>	" 2,240.00
Conc. en cimientos	109 m <sup>3</sup>	a	" 70.00/m <sup>3</sup>	" 7,630.00
Mampostería	28 m <sup>3</sup>	a	" 20.00/m <sup>3</sup>	" 560.00
Vigas de acero	20	a	"498.95c/u	" 9,979.00
Rigidantes	9	a	" 95.80c/u	" 862.00
Tubod de $\phi$ 12"	18	a	"210.00c/u	" 3,710.00
Telleno est.	25,000 m <sup>3</sup>	a	" 1.00/m <sup>3</sup>	"25,000.00
Enrocado	650 m <sup>2</sup>	a	" 10.00/m <sup>2</sup>	" 6,500.00
Sobre acarreo	8,265 m <sup>3</sup>	a	" 0.07/m <sup>3</sup> /Hm	<u>2,893.00</u>
Total:				Q71,274.00

## VII. 5. RELLENO CON DRENAJE

Concreto Clase A	242 m <sup>3</sup>	a	Q 95.00/m <sup>3</sup>	Q 22,590.00
Concreto ciclópeo	650 m <sup>3</sup>	a	" 55.00/m <sup>3</sup>	" 35,750.00
Zampeado de piedra	150 m <sup>3</sup>	a	" 15.00/m <sup>3</sup>	<u>" 2,250.00</u>
Van:				Q 60,590.00

	Vienen:		Q 60,590.00
Excavación Est.	400 m <sup>3</sup>	a Q 1.25/m <sup>3</sup>	" 500.00
Exc. no clasificada	159 m <sup>3</sup>	a " 1.00/m <sup>3</sup>	" 159.00
Relleno	70000 m <sup>3</sup>	a " 1.00/m <sup>3</sup>	" 70,000.00
Concreto Clase A			
en canales	110 m <sup>3</sup>	a "70.00/m <sup>3</sup>	" 7,700.00
Sobre acarreo(500m)	50000 m <sup>3</sup>	a " 0.07/m <sup>3</sup> /Hm"	17,500.00
	Total:		Q156,449.00

## RESUMEN:

Sifón invertido	Q 47,267.00
Puente Canal	Q 71,274.00
Relleno con drenaje	Q 156,449.00

## VIII. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE CADA SOLUCION

Las ventajas y desventajas de cada solución - representan una parte importante en la selección final, ya que no debe adoptarse una obra únicamente por el hecho de ser la más económica, sino que hay necesidad de sopesar las ventajas y desventajas que tengan, así como los beneficios futuros que se puedan desprender del uso de tales estructuras, pues de lo contrario no se llegarían a cristalizar en forma aceptable los propósitos de un proyecto, como por Ej.: regar determinada área de terreno, ya que se tendrían una serie de factores que harían disminuir su eficiencia de riego.-

## VIII. 1. SIFON INVERTIDO

## VIII. 1. 1. VENTAJAS

- a.- Es la obra más sencilla desde el punto de vista de su construcción.

- b.- Se usan materiales nacionales, fáciles de obtener en nuestro medio; evitando con esto la fuga de divisas.
- c.- Es independiente de la crecida máxima, - pues se encuentra completamente enterrado
- d.- Se emplea menos tiempo en su construcción
- e.- No es indispensable el uso de maquinaria de construcción.-

#### VIII. 1. 2. DESVENTAJAS

- a.- Con esta obra se obtiene una pérdida de - carga considerable que hace que el canal de conducción llegue a la parte norte del valle con una cota aproximada de 206 m.s. n.m. dejando sin riego 500 Has.-
- b.- Es rígido por lo que puede esperarse el aparecimiento de grietas por asentamientos diferenciales del conducto, considerando que el suelo es de bajo valor soporte.-
- c.- Tiene peligro de asolvamiento o tapona- miento completo del mismo, interrumpiendo con esto el sistema de riego.-
- d.- Trabaja a presión, por lo que necesita una estructura lo suficientemente fuerte para soportar los esfuerzos extraordinarios.

#### VIII. 2. PUENTE CANAL

##### VIII. 2. 1. VENTAJAS

- a.- Se disminuyen las pérdidas de carga al estar trabajando a régimen lento.-

- b.- no hay porque preocuparse de la crecida -  
máxima, ya que bajo el puente canal queda  
suficiente espacio libre para desalojarla
- c.- Permite que las quebradas individuales, -  
que componen la de San Juan trabajen en -  
forma independiente.-
- d.- Permite el paso humano a través de la que  
brada.-

#### VIII. 2. 2. DESVENTAJAS

- a.- El comportamiento hidráulico del agua del  
Subsuelo es desconocido; teniéndose el pe  
ligro que en tiempo de invierno se eleve  
el nivel freático y disminuya el valor de  
resistencia al corte de la base y se pro  
duzcan asentamientos considerables en el  
mismo.-
- b.- Estructura pesada debido al caudal apre  
ciable que lleva el canal; necesitándose  
grandes bases por la mala calidad del sue  
lo.-
- c.- Mayor tiempo de construcción que el sifón
- d.- Se necesita maquinaria adecuada para la -  
construcción.-

#### VIII. 3. RELLENO CON DRENAJE

##### VIII. 3. 1. VENTAJAS

- a.- Menor pérdida de carga, ya que el canal -

continúa con la misma pendiente.-

- b.- Mayor capacidad para soportar cargas verticales.-
- c.- Permite el paso humano, así como de vehículos a través de la quebrada.-

#### VIII. 3. 2. DESVENTAJAS

- a.- Se necesita maquinaria adecuada para compactar el relleno.-
- b.- Las quebradas que componen a la de San Juan deben ser encauzadas, para que las dos bóvedas puedan desalojar el caudal máximo esperado con eficiencia.-
- c.- Se necesita formateado especial para el arco.-

#### IX. ANALISIS COMPARATIVO

El diseño de la Ingeniería de Recursos Hidráulicos involucra el hacer selecciones entre varias alternativas físicamente factibles, para determinar mediante un análisis comparativo, la mas adecuada de las seleccionadas.-

En los análisis que se les haga, es necesario considerar la economía relativa para hacer una selección racional, es decir, escoger obras adecuadas y económicas que eviten el tener que aceptar decisiones inadecuadas que pueden traer consecuencias fatales para el proyecto en estudio.-

Para realizar el estudio económico es necesario hacer varias consideraciones esenciales como las -- siguientes:

- a.- Cada alternativa deberá definirse e identificarse en términos físicos.-
- b.- Las alternativas físicas deben traducirse a estimaciones monetarias que estarán influenciadas por la selección que se haga entre varias de ellas.-  
Además se requiere hacer estimaciones de valores de la duración y de las recuperaciones de lo invertido en las estructuras y de todos los bienes necesitados en cada alternativa. También exige una decisión concerniente a la duración del período de estudio.-
- c.- Las estimaciones monetarias deben ser colocadas en una base de comparación, por medio de adecuadas conversiones en que se empleen las matemáticas de interés compuesto. En estas conversiones deberá usarse el % de interés adecuado a las circunstancias que se tengan en particular.-
- d.- Entre las alternativas deberá hacerse una selección influenciada por la comparación de términos monetarios y por otros conceptos que no tengan reducción monetaria como los llamados irreductibles o intangibles;

tal el caso de servicios; comercio, etc.-

Estas son a grandes rasgos las etapas que deberán estudiarse, para llegar a seleccionar la obra más adecuada y económica de todas las posibles.-

Las comparaciones que se harán a través de este análisis comparativo, son las que a continuación se enumeran, incluyendo en las mismas, las etapas mencionadas anteriormente.-

a.- Costos anuales.

b.- Beneficio - costo.

c.- Beneficios sociales e intangibles.

El primer caso a estudiar para la determinación de la obra más adecuada es la comparación de costos anuales que se describen a continuación:

#### IX. 1. COMPARACION DE COSTOS ANUALES

Esta comparación es representativa de las múltiples que se pueden hacer con los costos anuales en estudios económicos de Ingeniería.-

Para este estudio se le asumió una duración al proyecto de 30 años; sin embargo el cálculo se hizo en la base de 26 años en los cuales se recuperará el capital invertido.-

a.- SIFON INVERTIDO:

Para el sifón invertido se cuenta con los siguientes datos:

Costo Total Q 47,267.00

Costo anual de Mantenimiento Q 1000.00  
(estimado)

Incluye:

- a) supervisión
- b) Limpieza, suponiendo que se taponará una -  
vez cada año.-

Período de recuperación del capital invertido: 26 años.

Interés

Interés  $2\frac{1}{2}$  % ( Tasa mínima que se considera razonable -  
en nuestro medio para obras públicas financiadas con ca-  
pital propio.)-.

Procedimiento seguido

1.- Determinar el factor de recuperación del capital in  
vertido; que no es más que un factor apropiado para  
convertir una inversión en un costo anual equivalen  
te; se determina por medio de la fórmula:

$$K = \frac{i (1 + i)^N}{(1 + i)^N} - 1$$

i Tasa de interés anual  
N Período de Recuperación  
del capital

$$K = 0.05428$$

2.- Determinar el capital de recuperación; este capital  
es el resultado de multiplicar el factor de recupe-  
ración por el costo de la obra  
sea:

$$\text{Capital de recuperación} = Q 47,267 \times 0.05428$$

$$Q 2,559.00$$

Esta cifra anual es suficiente para pagar o -  
amortizar exactamente la suma de dinero en N años, -  
con una tasa de interés  $i$  .-

3.- Costo anual será la suma del capital de recuperación  
más el costo anual de mantenimiento.

Capital de recuperación	Q 2,559.00
Mant. y Conserv.	<u>Q 1,000.00</u>
Costo anual	Q 3,559.00

b.- Puente Canal

Datos: Costo Total	Q 71,274.00
Mant.	Q 500.00 (estimado)

Esta partida incluye: 1.- Pintura, para mantener debi-  
damente protegida la estruc-  
tura de metal.-  
2.- Mano de obra  
3.- Supervisión.

Interés:  $2\frac{1}{2}\%$

N = 26 años.

1.- Factor de recuperación del capital

$$K = 0.05428$$

2.- Capital de recuperación

$$C.R. = 0.05428 \times 71,274 = Q 3860.00$$

3.- Costo anual

$$C.A. = C.R. + Mant. = Q 3860.00 + Q 500.00 =$$

Q 4360.00.-

c.- RELLENO CON DRENAJE

Datos: Costo = Q 156,449.00

Mant. = Q 500.00 ( asumido) que incluye supervisión para controlar que no se depositen materiales en la entrada del drenaje -- que puedan afectar su funcionamiento. Así -- como conservar los Taludes del relleno.-

Interés:  $2\frac{1}{2}\%$

N = 26 años

1.- Factor de Recuperación = 0.05428

2.- Capital de recuperación =  $0.05428 \times 156,449.00 =$   
Q 8492.05.-

3.- Costo Anual = Q 8492.05 + Q 500.00 = Q 8,992.05

RESUMEN:

Costo anual del Sifón Invertido	Q 3,559.00
Costo anual del Puente Canal	Q 4,360.00
Costo anual del Relleno con Drenaje	Q 8,992.05

Si analizamos las diferencias que existen y - sopesamos las ventajas y desventajas que tienen cada una de ellas, se pueden sacar ciertas conclusiones que - nos pueden orientar en la solución al problema propuesto.-

Si comparamos el sifón invertido con el puente canal, vemos que el Sifón invertido es más económico, pero el puente canal tiene la ventaja de tener una eficiencia de riego de 100 %, mientras que el sifón única-

mente 79 % ya que deja de regar 500 Has. aproximadamente. Si además de la consideración anterior comparamos el mantenimiento y reparaciones de cada una de ellas se ve que el sifón puede acarrear serios problemas al proyecto, especialmente cuando sufre un taponamiento, en el cual su limpieza además de ser cara puede ser mediata o inmediata dependiendo ello de las condiciones del río en el momento de producirse el taponamiento o del procedimiento a seguir.-

Por el contrario en el puente canal las reparaciones son inmediatas y a su vez se tiene mayor control en la construcción del mismo debido a que se encuentra a la vista del Ing., pudiendo darse cuenta fácilmente de cualquier defecto que tenga dicha obra y remediarlo antes de que se produzca una falla en la misma, mientras que en el sifón no es posible, debido a que se encuentra totalmente enterrado.-

Sin embargo todo lo dicho anteriormente no justifica la inversión extra de Q 24,000 dada por la diferencia entre el sifón invertido y el puente canal, así como tampoco la eliminación del puente canal como obra posible de instalar, siendo necesario por lo tanto un análisis en el cual se compare los beneficios que pueden traer cada una de ellas al instalarse.-

También es necesario estudiar la posibilidad de regar las 500 Has. por bombeo que se dejarían sin riego a la hora de instalar el sifón invertido, haciendo de esta manera otra comparación directa entre los

costos anuales de las 2 obras en estudio.-

Antes de proseguir con el análisis anterior es conveniente comparar el puente canal con el relleno con drenaje, para ver si es posible, mediante dicha comparación sacar conclusiones reales acerca de ellas, esta comparación se puede hacer en forma directa ya que ambas tienen condiciones similares tales como eficiencia de riego, materiales, etc. Si se hace una comparación entre costos brutos se ve que la diferencia entre ellas es de Q 84,726.00 que al no tener ventajas importantes con respecto al puente canal; no se llegaría a justificar una inversión extra de tal magnitud; por lo que sin entrar a una comparación más profunda se puede descartar desde este momento la posibilidad de usar un relleno con drenaje, quedando únicamente como solución representativa de un riego completo, el puente canal; ya que el sifón deja sin riego 500 Has.-

Ahora bien si se quisiera comparar el sifón invertido con el puente canal, trabajando ambos con la misma eficiencia de riego, se tendría necesidad de regar las 500 Has. por medio de un sistema de bombeo, cuyo costo anual se le tendría que agregar al sifón invertido, para luego compararlo con el costo anual del puente canal. Este análisis tiene la ventaja que compara las soluciones en las mismas condiciones, la cual es mucho más representativa.-

Para llevar a cabo dicha comparación se procede de la manera siguiente:

## 1.- Cálculo de bombas.

Datos:  $H_u = 2.0$  mts.       $e = 60 \%$   
 $Q = 500$  lts/seg  
 $q = 1,000$ /kg/m<sup>3</sup>

La potencia se calcula por medio de la siguiente fórmula

$$\text{Pot} = w \cdot Q H_u / 76e$$

$w$  peso esp. del agua  
 $Q$  Caudal  
 $H_u$  Altura Util  
 $e$  eficiencia

Obteniendo una potencia de 22 HP al sustituir los valores en la fórmula.

Una bomba de 22 HP cuesta al rededor de Q -- 3,050.00 y si se le supone una vida útil de 4 años, se tendría necesidad de utilizar 8 bombas al cabo de los - 30 años de duración del proyecto.-

## 2.- Cálculo de costos anuales de las bombas

Costo de la bomba Q 3050.00  
 Instalaciones de la estación de bombeo      Q 2,200.00  
 Esta incluye:  
 Caja de captación  
 Caja de máquinas  
 Caja de distribución, etc.  
 Inversión Inicial = Q 3050.00 + Q 2,200.00 = Q 5,250.00  
 Recuperación anual de la inversión      Q 285.00  
 Costo de mantenimiento, operación combustible y lubric.      Q1,780.00  
 Fondo de reposición de los motores de la estación de bombeo cuya vida estimada es de 4

años = Q 3050 / 4 años	Q 763.00
Costo Anual	Q 2,828.00

### 3.- COSTO ANUAL DEL SISTEMA

Costo anual del Sifón + Costo anual del sistema de bombeo.

$$Q 3,559.00 + Q 2,828.00 = Q 6,387.00$$

Si comparamos este resultado con el del puente canal se puede observar que el puente canal tiene menor costo anual que el sistema combinado (costo anual del puente es de Q 4,360.00 y el del sistema combinado --- Q 6,387) estos valores anuales se pueden tomar como buenos representativos, ya que ambas soluciones se están comparando en las mismas condiciones de eficiencia de riego, por lo tanto la obra a escoger debe ser la de menor costo anual y la que menos desventajas gravosas tenga para el proyecto.-

Si tomamos en cuenta las ventajas y desventajas de cada obra, se llega a la conclusión que la más adecuada es el puente canal, ya que según la discusión anterior, dicha obra tenía prioridad sobre el sifón.-

Sin embargo, debido a la fuerte inversión que es necesario hacer a la hora de instalar cualquiera de las 2 obras, es indispensable hacer un estudio sobre los beneficios futuros que se pueden obtener al cabo de un período determinado; para así justificar los Q24,000.00 extras por la construcción del puente canal o bien adoptar el sifón invertido a pesar que deja 500 Has. sin

riego, por concepto de pérdida de carga.-

#### IX. 2. COMPARACION POR MEDIO DEL BENEFICIO-COSTO

Con el fin de poder determinar si la inversión extra de Q 24,000.00 es justificable, se hizo un análisis de Beneficio-costo, que consiste esencialmente en determinar por medio de su relación, un factor o coeficiente que indique la rentabilidad del proyecto; si dicho coeficiente es mayor que 1 indica que los benefi - cios producidos superan a los costos, lo que por consi - guiente dá una buena rentabilidad.-

En el presente caso el Análisis Beneficio-costo sirvió principalmente para determinar el beneficio - teórico bruto que se obtendría al cabo de los 26 años; - irrigando la totalidad del área (4500Has) y compararlo con el beneficio que se obtendría dejando sin riego -- 500 Has., para determinar en esta forma cual de las 2 obras es la más adecuada para salvar la quebrada de San Juan.-

El análisis de beneficio-costo tiene la venta - ja que toma en cuenta los aspectos de producción e in - versión.-

El primer análisis se hará suponiendo que la obra a instalar es el puente canal y, por consiguiente el riego se extenderá a toda el área proyectada (4500 Has.).-

La deuda de riego o amortización de las obras

físicas del proyecto se hará a un plazo de 26 años, cuyo pago efectivo se hace a partir del año quinto, constituyendo los años intermedios "El período de gracia" - durante el cual los agricultores deben capitalizar y -- formar fondos de reserva para dicho fin.-

Este cálculo tiene la ventaja de servir como indicador de los efectos directos del proyecto en relación al costo de inversión inicial y costo de operación y mantenimiento, de las obras físicas durante ese período.-

Para llevar a cabo el análisis de Beneficio-- costo se tomó como base el siguiente programa, con el fin de alcanzar objetivos inmediatos tales como: el mejoramiento del nivel de vida de los pequeños y medianos agricultores, mejor aprovechamiento de los Recursos naturales (agua, suelo, elemento humano), diversificación de la producción agrícola de acuerdo a las necesidades del país, aumentos del ingreso real de los agricultores y otros.-

Acorde con los objetivos presentados, con los recursos y elementos disponibles actualmente y en el futuro y con la actitud de los agricultores hacia cambios para tecnificar la agricultura, se ha proyectado las siguientes metas:

a.- Readequar el uso actual de la tierra y aumentar los rendimientos por unidad de área como se indica a continuación:

CULTIVO	REN. ACTUAL Kg/Ha	REND. FUTURO Kg/Ha
Tomate	9,600	16,000
Sandía	14,600	14,600
Melón	5,080	13,700
Maíz	1,516	2,750
Frijol	1,244	1,850
Arroz	1,640	2,680
Caña de Azúcar	35,400	36,400

Según la estimación hecha estos rendimientos pueden alcanzarse mediante la correcta relación, entre el agua, la planta, el suelo y el manejo a que se someten.-

Para mayor información ver publicaciones de la División de Recursos Hidráulicos.-

b.- Aumentar el área cultivada de 1,432.47 a 4,500 Has. en la primera fase del proyecto, haciéndose esta distribución de acuerdo a la clase de Suelos existentes en el valle y que son adecuados para dichos cultivos.-

#### INCREMENTO EN EL USO DE LA TIERRA.

CULTIVO	DIST. ACTUAL	DIST. PROGRAMADA
---------	--------------	------------------

CULTIVO	DIST. ACTUAL	DIST. PROGRAMADA
Tomate	50.05 Has.	375 Has.
Sandía	2.84 "	259 "
Melón	2.84 "	259 "
Maíz	1,142.74 "	915 "
Frijol	180.00 "	1,345 "
Arroz	22.00 "	895 "
Caña de Azucar	22.00 "	452 "
T O T A L	1,422.47 Has	4,500 Has

Este incremento se hace con el fin primordial de alcanzar la producción máxima, mediante el cultivo - completo del área proyectada.-

Para determinar el aumento de la producción - bruta se le agregó a la producción estimada sin riego - los beneficios obtenidos por el aumento de la producti- vidad agrícola, ocasionada por la incorporación de á -- reas adicionales al cultivo, asimilándose esta cifra al beneficio-esperado hasta el quinto año a partir del cual se estabiliza la producción.-

Para el cálculo de la producción sin riego, - se partió del supuesto de que, crecerá en un 2 % o sea aproximadamente igual al aumento de la población.-

Partiendo de la situación actual del uso de - la tierra y de los rendimientos por Ha. se proyectó en etapas sucesivas anuales, aumentos paulatinos en los --

rendimientos esperados, así como los cambios en la ex -  
tensión del área a ser cultivada. Ver Anexo No. 1.-

El año cero por ser el año de construcción, -  
la situación en el área del proyecto no sufre alteración  
alguna; lo mismo sucede con el siguiente año (primero -  
de funcionamiento); pero en etapas sucesivas de mejoras,  
se alcanza lo que se denomina el "año estabilizado" a -  
partir del cual ciertas metas propuestas en cuanto a -  
productividad y diversificación agrícola se han alcanzado.-

Los cálculos efectuados se presentan en base  
a una cosecha por año. Sin embargo, es de hacer notar  
que la introducción de riego hará posible la realizaci -  
ción de 2 a 3 cosechas en algunos cultivos por año.-

El resultado de multiplicar la extensión sem-  
brada por el rendimiento esperado por Ha. es igual a la  
producción total a obtenerse, a la cual se le dió un va -  
lor en base a los precios que se obtienen en el mercado;  
para así conocer el ingreso bruto de la prod. agrícola,  
tanto en los años intermedios, como a partir del año es -  
tabilizado. Ver Anexo No. 2.-

Por otra parte, para abordar a una cifra de -  
costo se tomó para el año cero, la inversión necesaria  
para construir la obra y para el año uno y subsiguien -  
tes, el costo de mantenimiento para conservarla en con-  
diciones operables.-

Los resultados obtenidos se muestran a conti-

nuación:

AÑO	AUMENTO DE PRODUC- CION	INV.MANT. Y OPERA- CION	FACTOR DE ACTUA- LIZACION	BENEFICIO ACTUALIZA- CION	COSTO ACTUALIZA- CION
0	0	2 600 000	1.0000	0	2 600 000
1	0	37 320	0.8929	0	33 320
2	214 740	"	0.7972	171 190	29 750
3	518 820	"	0.7118	369 296	26 560
4	822 110	"	0.6355	522 451	23 710
5	1 161 300	"	0.5674	658 922	21 170
6	1 556 500	"	0.5066	788 523	18 900
7	"	"	0.4523	704 005	16 870
8	"	"	0.4039	628 670	15 070
9	"	"	0.3606	561 274	13 450
10	"	"	0.3220	501 193	12 010
11	"	"	0.2875	447 493	10 720
12	"	"	0.2567	399 554	9 580
13	"	"	0.2292	356 749	8 550
14	"	"	0.2046	318 459	7 630
15	"	"	0.1827	284 372	6 810
16	"	"	0.1631	253 865	6 080
17	"	"	0.1456	226 626	5 430
18	"	"	0.1300	202 345	4 850
19	"	"	0.1161	180 710	4 330
20	"	"	0.1037	161 409	3 870
21	"	"	0.0926	144 132	3 450
22	"	"	0.0826	128 567	3 080
23	"	"	0.0738	114 870	2 750
24	"	"	0.0659	102 573	2 450
25	"	"	0.0588	91 522	2 190
26	"	"	0.0525	81 718	1 950
			TOTAL	3 400 488	2 894 657

En la columna dos el aumento de la producción es igual a la diferencia entre la producción con riego tecnificado y la producción sin riego.-

La producción con riego se calculó en base al programa propuesto, es decir al incremento del rendimiento de los cultivos y al aumento del área a cultivarse,- y la producción sin riego en base a la producción actual con un aumento anual de 2% hasta el 5° año en el que se estabiliza la producción.-

En la columna tres la inversión y mantenimiento y operación se estimó en Q 2 600 000.00 y Q 37,320.00 respectivamente para la primera fase del proyecto; sobre la cual se está realizando el presente trabajo.-

Como ya se dijo anteriormente en el año cero se construirá la obra en la cual se invertirán los --- Q 2 600 000.00, mientras que en los años subsiguientes únicamente se recargará el mantenimiento y operación para mantener en óptimas condiciones de trabajo el sistema.-

En la columna cuatro el factor de actualización, es un factor que sirva para actualizar los beneficios que se obtendrán, así como los gastos de inversión, operación y funcionamiento que se pagarán en el futuro; en otras palabras es un instrumento de análisis, para evaluar los beneficios y gastos de una inversión o de un proyecto determinado.-

En la columna cinco y seis el beneficio actualizado y el costo actualizado son el resultado de multi

plicar el factor de actualización con el aumento de la producción y la inversión, mantenimiento y operación -- respectivamente.-

BENEFICIO TOTAL AL CABO DE LOS 26 AÑOS ES IGUAL AL BENEFICIO ACTUALIZADO MENOS EL COSTO ACTUALIZADO,

BENEFICIO TOTAL AL CABO DE LOS 26 AÑOS = Q 5 505,837.00

Es de hacer notar que esta valor es completamente teórico, pero para el objetivo que se persigue en el presente trabajo tiene importancia, ya que por medio de él se determinará la cantidad que se dejaría de percibir al cabo de los 26 años, al instalar el sifón invertido y que nos servirá más adelante para efectuar la comparación.-

El análisis del Beneficio costo para el riego de 4000 Has. por la instalación del sifón, se hizo en base al siguiente programa:

INCREMENTO DEL RENDIMIENTO DE LOS CULTIVOS.

CULTIVO	REND.ACTUAL Kg/HA.	REND.PROGRAMADO Kg/Ha.
Tomate	9 600	16 000
Sandía	14 600	14 600 (i)
Melón	5 080	13 700
Maíz	1 516	2 750
Frijol	1 244	1 850
Arroz	1 640	2 680
Caña Azucar	35 400	36 400

i. Estos han alcanzado un rendimiento aceptable por lo que no se espera un incremento significativo al cabo de los 26 años.-

Para ver la forma en que se consideró el aumento o crecimiento del área a cultivarse y los rendimientos por Ha. ver anexo 3 y anexo 4; para conocer la producción agrícola; así como los ingresos brutos que fueron estimados en base a los precios de mercado de dichos productos.-

CRECIMIENTO DEL AREA A CULTIVARSE

CULTIVO	DIST. ACTUAL (Has)	DIST. PROGRAMADA (Has)
Tomate	50.05	218
Sandía	2.84	165
Melón	2.84	165
Maíz	1 142.74	823
Frijol	180.00	1 100
Arroz	22.00	1 040
Caña Azúcar	22.00	489

Los resultados obtenidos del análisis se dan a continuación:

i. Estos han alcanzado un rendimiento aceptable por lo que no se espera un incremento significativo al cabo de los 26 años.-

Para ver la forma en que se consideró el aumento o crecimiento del área a cultivarse y los rendimientos por Ha. ver anexo 3 y anexo 4; para conocer la producción agrícola; así como los ingresos brutos que fueron estimados en base a los precios de mercado de dichos productos.-

CRECIMIENTO DEL AREA A CULTIVARSE

CULTIVO	DIST. ACTUAL (Has)	DIST. PROGRAMADA (Has)
Tomate	50.05	218
Sandía	2.84	165
Melón	2.84	165
Maíz	1 142.74	823
Frijol	180.00	1 100
Arroz	22.00	1 040
Caña Azúcar	22.00	489

Los resultados obtenidos del análisis se dan a continuación:

AÑO	AUMENTO DE LA PRODUCCION	INV. MANT. y OPERACION	FACTOR DE ACTUALIZACION	BENEFICIO ACTUALIZACION	COSTO DE ACTUALIZACION
0	0	2 576 000	1.0000	0	2 576 000
1	0	35 378	0.8929	0	31 589
2	205 490	"	0.7972	163 817	28 203
3	429 200	"	0.7118	305 504	25 121
4	687 080	"	0.6355	436 639	22 483
5	1 059 960	"	0.5674	601 421	20 073
6	1 302 650	"	0.5066	659 922	17 922
7	"	"	0.4523	589 188	16 001
8	"	"	0.4039	526 140	14 289
9	"	"	0.3606	469 736	12 757
10	"	"	0.3220	419 453	11 392
11	"	"	0.2875	374 512	10 171
12	"	"	0.2567	334 390	9 081
13	"	"	0.2292	298 567	8 109
14	"	"	0.2046	266 522	7 238
15	"	"	0.1827	237 994	6 463
16	"	"	0.1631	212 462	5 770
17	"	"	0.1456	189 666	5 151
18	"	"	0.1300	169 344	4 599
19	"	"	0.1161	151 242	4 107
20	"	"	0.1037	135 085	3 669
21	"	"	0.0926	120 625	3 276
22	"	"	0.0826	107 599	2 922
23	"	"	0.0738	96 136	2 611
24	"	"	0.0659	85 845	2 331
25	"	"	0.0588	76 596	2 080
26	"	"	0.0525	68 389	1 857
				7 960 794	2 855 265

BENEFICIO AL CABO DE LOS 26 AÑOS Q 7 960 794-2 855 265  
Q 5 105 529.00

Los resultados obtenidos del Beneficio-costos nos indican que el Puente Canal da un beneficio teórico a -

su favor de Q 5 505 837 - Q 5 105 529 = Q 400 302 al -  
cabo de los 26 años, que constituye un valor de Q 400,-  
302/26 x 4500 igual a Q 3.42/Ha/año.-

Lo anterior representa un ingreso teórico a -  
nual de: 4500 Has. x Q 3.42/Ha/año = Q 15,400/año que -  
comparado con el aumento del costo anual debido a los -  
Q 24,000.00 extras que es de 0.06415 x 24,000.00 = Q -  
1,540/año ( de donde 0.06415 es el factor de recupera -  
ción del capital sacado anteriormente) con ello se pue -  
de ver que el costo anual debido a la inversión de los  
Q 24,000.00 extras es de Q 1,540.00 que comparado con -  
el beneficio teórico bruto de Q 15,400.00 no tiene ma -  
yor significación; ya que se estaría obteniendo un bene -  
ficio 14 veces mayor que la inversión anual, con lo que  
se puede llegar a la conclusión que, el puente canal si,  
justifica la inversión extra.-

Si por en contrario comparamos lo que se obtie -  
ne anualmente en promedio por la instalación del puente  
canal, contra el aumento del costo de Ha. se tiene lo si -  
guiente: Beneficio- por Ha. por año = Q 3.42.-

Aumento del costo por Ha. por año =  $\frac{24000}{4500 \times 26} = Q 0.21$

Con lo cual se puede ver que los Q 24,000.00  
extras de inversión que se tendría al adoptar el puente,  
influyen muy poco en el costo total y sí influyen gran -  
demente en los beneficios que se estarían obteniendo a -  
nualmente al cultivar las 500 Has. que se dejarían sin  
riego al instalar el sifón invertido.-

## IX. 3. BENEFICIOS SOCIALES

Entre los beneficios que se pueden obtener indirectamente de la obra a instalar para salvar la quebrada de San Juan, considerando sobre todo la eficiencia de riego que ella provea, merece especial atención el aspecto social, porque es en sí, la finalidad de toda actividad agropecuaria, proporcionar la posibilidad de crear vida y comunidades satisfaciendo las necesidades básicas de sustento y trabajo; ya que de todos es sabido que la desintegración de la familia y la emigración son consecuencias de la falta de recursos, por lo que creando actividad por medio de fuentes de trabajo, debido al riego del área en estudio, se fortalecería la célula familiar y la agremiación de agricultores, además de lograr el asentamiento de la gente en su lugar de origen, también serían beneficiados los que indirectamente gozarán de los beneficios que el cambio opere en el lugar tal el caso de los comerciantes, industriales y como consecuencia de la mayor circulación de capital en la zona, habría una demanda mayor de servicios tales como: transportes, escuelas, hospitales, farmacias, etc. Es decir que la instalación de la obra que mayor eficiencia de riego presente traería lógicamente un incremento mayor que el de las otras, según lo expuesto anteriormente.-

De lo visto a través de los análisis efectuados en el presente trabajo, se llega a la conclusión que de -

las 3 obras analizadas, el puente canal es el que constituye la obra más adecuada para salvar la quebrada de San Juan, ya que por medio de ella se obtiene un mayor rendimiento de riego en la parte proyectada, así como una mayor producción debido al incremento del rendimiento de la tierra y otros como el aumento en el ingreso neto y real de los pequeños agricultores en mayor cantidad que en las otras 2 obras, así como mejoras en el aspecto social, ocupacional de mano de obra no especializada y otras.-

## X. CONCLUSIONES

1.- El cálculo de las obras de arte en un proyecto de riego es imprescindible ya que debe determinarse el grado en que se satisfacen los requisitos exigidos y justificar su ejecución o la prioridad del mismo sobre todas las demás.-

2.- Es indispensable una selección previa, para escoger las soluciones más factibles de realizar, para que finalmente por medio del análisis comparativo detallado se determine la solución más favorable.-

3.- Un análisis comparativo nunca debe hacerse con criterio unilateralmente económico, es decir sólo en base a la relación beneficio-costos sino debe tenerse en cuenta los aspectos técnicos y social que se desprendan de la misma.-

4.- La economía nacional no puede afrontar fácilmente de la construcción de proyectos mayores o caros, por lo que es obligación del Ingeniero velar porque las obras sean lo más económicas posibles, sin descuidar desde luego la eficiencia de riego del proyecto.-

5.- Aún cuando en los proyectos de riego los beneficios esperados y los aspectos sociales deben prevalecer sobre los económicos, debe serse muy ponderado en la aplicación de este criterio, para no agravar la situación económica, justificando obras que después sean un fracaso.-

6.- Es necesario procurar que la mayor parte de la in -  
versión en las obras, sea por concepto de materiales y  
mano de obra locales o nacionales, ya que mientras me -  
nor sea la fuga de fivisas, más beneficios será para el  
país.-

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- ANALISIS Y CONTROL DE COSTOS DE INGENIERIA  
Ing. Amando Vides Tobar. Guatemala C.A.
- 2.- ANALISIS ECONOMICO PARA INGENIEROS  
Clarence Bullinger
- 3.- DESIGN OF CONCRETE ESTRUCTURES  
George Winter and L. C. Urquhart. McGRAW HILL Co.
- 4.- DISEÑO DE BOVEDAS PARA DRENAJE TRANSVERSAL  
Ing. Rómulo Molina. Tesis Guatemala, C.A.
- 5.- ESTUDIO DE LOS PRINCIPALES METODOS  
PARA PREDETERMINAR CRECIDAS  
Ing. Bartolome Torres Bernádes. Tesis Guatemala, C.A
- 6.- FOUNDATIONS OF STRUCTURES  
Clarence W. Dunhan. International Student Edition.
- 7.- HIDRAULICA  
Samuel Trueba Coronel; Norgis Editores S.A.
- 8.- IRRIGATION AND HIDRAULIC DESIGN  
Serge Leliavsky. Chapman & Hall Ltd. London
- 9.- INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS  
Ray K. Linsley and Joseph Franzini. Editorial Conti-  
nental S.A.-
- 10.- INTRODUCCION TO ENGINEERING ECONOMY  
Woods B.M. an E.P. de Garmo.
- 11.- MANUAL DE HIDRAULICA  
Horace W King. Editorial UTEHA.
- 12.- MECANICA DE LOS FLUIDOS  
Victor L. Streeter. McGRAW HILL CO. INC.
- 13.- MANUAL DE DRENAJE Y PRODUCTOS DE CONSTRUCCION  
The ARMCO International Corporation

## 14.- OPEN CHANEL HIDRAULICS.

Ven Te Chow. International Student Edittion.

## 15.- OBRAS DE ARTE EN EL SISTEMA DE

RIEGO DEL VALLE LA FRAGUA, ZACAPA.

Ing. José Saravia Morales. Tesis. Guatemala, C.A.-

16.- PRINCIPIOS DE HIDRAULICA APLICADOS A OBRAS DE ARTE  
COMUNES EN SISTEMAS DE IRRIGACION DE GUATEMALA.

Ing. Lucio Yon Chang, Tesis, Guatemala, C.A.-

## 17.- PRESUPUESTOS Y DIRECCION DE OBRAS

Mario Rivera Guzmán.

## 18.- PUBLICACIONES DE LA DIVISION DE RECURSOS HIDRAULICOS

Dirección de Recursos Naturales Renovables. Ministeri  
rio de Agricultura. Guatemala. C.A.-

19.- REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO  
REFORZADO.

ACI Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto  
A. C.

## 20.- STEEL CONSTRUCTIONMANUAL

American Institute of Steel Construction Inc.

## 21.- STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES.

AASHO Published by the association General Offices

Ricardo López Sandoval

V°.B°.

Ing. Lucio Yon Chang  
Asesor

V°.B°.°°

Ing. Rodolfo González  
Director de la Esc.  
Regional de Ing. Sanitaria.

IMPRIMASE:

Ing. Amando Vides Tobar  
Decano.

## ANEXO I

CRECIMIENTO DEL AREA A CULTIVARSE EN Has. Años

CULTIVO	0	1	2	3	4	5	6
Tomate	50.1	50.1	115	180	245	310	375
Sandía	2.8	2.8	52	105	155	208	259
Melón	2.8	2.8	52	105	155	208	259
Maíz	1142.7	1142.7	1100	1050	1000	955	915
Frijol	180.0	180.0	300	640	880	1100	1345
Arroz	22.0	22.0	200	370	540	720	895
Caña	22.0	22.0	105	195	280	360	452

RENDIMIENTO POR UNIDAD DE AREA (Kgs/Ha) EN MILES

CULTIVO	0	1	2	3	4	5	6
Tomate	9.60	9.60	10.8	12.1	13.4	14.7	16.0
Sandía	14.60	14.60	14.6	14.6	14.6	14.6	14.6
Melón	5.08	5.08	6.7	8.4	10.0	11.6	13.7
Maíz	1.52	1.52	1.8	2.0	2.3	2.5	2.7
Frijol	1.24	1.24	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
Arroz	1.64	1.64	1.8	2.1	2.3	2.5	2.7
Caña	35.40	35.40	35.6	35.8	36.0	36.2	36.4

## ANEXO II

PRODUCCION TOTAL (Miles de Kgs)

CULTIVO	0	1	2	3	4	5	6
Tomate	480	480	1240	2180	3280	4560	6000
Sandía	42	42	760	1680	2280	3040	3780
Melón	15	15	348	880	1550	2420	3550
Maíz	1730	1730	1925	2100	2250	2390	2520
Frijol	224	224	408	946	1410	1890	2490
Arroz	36	36	370	760	1220	1770	2400
Caña	780	780	3840	7000	10100	13000	16450

ANEXO I

CRECIMIENTO DEL AREA A CULTIVARSE EN Has. Años

CULTIVO	0	1	2	3	4	5	6
Tomate	50.1	50.1	115	180	245	310	375
Sandía	2.8	2.8	52	105	155	208	259
Melón	2.8	2.8	52	105	155	208	259
Maíz	1142.7	1142.7	1100	1050	1000	955	915
Frijol	180.0	180.0	300	640	880	1100	1345
Arroz	22.0	22.0	200	370	540	720	895
Caña	22.0	22.0	105	195	280	360	452

RENDIMIENTO POR UNIDAD DE AREA (Kgs/Ha) EN MILES

CULTIVO	0	1	2	3	4	5	6
Tomate	9.60	9.60	10.8	12.1	13.4	14.7	16.0
Sandía	14.60	14.60	14.6	14.6	14.6	14.6	14.6
Melón	5.08	5.08	6.7	8.4	10.0	11.6	13.7
Maíz	1.52	1.52	1.8	2.0	2.3	2.5	2.7
Frijol	1.24	1.24	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
Arroz	1.64	1.64	1.8	2.1	2.3	2.5	2.7
Caña	35.40	35.40	35.6	35.8	36.0	36.2	36.4

ANEXO II

PRODUCCION TOTAL (Miles de Kgs)

CULTIVO	0	1	2	3	4	5	6
Tomate	480	480	1240	2180	3280	4560	6000
Sandía	42	42	760	1680	2280	3040	3780
Melón	15	15	348	880	1550	2420	3550
Maíz	1730	1730	1925	2100	2250	2390	2520
Frijol	224	224	408	946	1410	1890	2490
Arroz	36	36	370	760	1220	1770	2400
Caña	780	780	3840	7000	10100	13000	16450

INGRESOS BRUTOS ( Miles de Quetzales )

AÑOS

CULTIVO	PRECIO DE VENTA (Mil Kgs)	0	1	2	3	4	5	6
Tomate	Q 65.22	31.20	31.20	81.00	142.00	214.00	298.00	392.00
Sandía	" 33.60	1.39	1.39	24.00	56.50	76.50	102.00	127.00
Melón	" 30.00	0.44	0.44	10.50	26.40	46.50	72.70	106.50
Maíz	" 82.45	145.00	145.00	158.80	175.00	185.50	197.00	208.00
Frijol	" 153.25	34.30	34.30	62.60	145.00	216.00	290.00	382.00
Arroz	" 150.15	5.40	5.40	55.50	142.20	183.10	266.00	362.00
Caña	" 13.92	10.90	10.90	53.50	97.50	141.00	181.00	229.00
Total con Riego		226.63	226.63	445.90	754.60	1062.60	1406.60	1806.70
Total sin Riego con 2 % más.		226.63	226.63	231.16	235.78	240.49	245.30	250.20

ANEXO III

CRECIMIENTO DEL AREA A CULTIVARSE EN Has.

CULTIVO	Años						
	0	1	2	3	4	5	6
Tomate	50.1	50.1	84	117	150	184	218
Sandía	2.8	2.8	35	68	100	133	165
Melón	2.8	2.8	35	68	100	133	165
Maíz	1142.7	1142.7	1080	1020	960	900	823
Frijol	180.0	180.0	360	550	730	920	1100
Arroz	22.0	22.0	220	420	620	820	1040
Caña	22.0	22.0	120	200	300	400	489

RENDIMIENTO POR UNIDAD DE AREA (Kgs/Ha) EN MILES

CULTIVO	0	1	2	3	4	5	6
Tomate	9.60	9.60	10.8	12.1	13.4	14.7	16.0
Sandía	14.60	14.60	14.6	14.6	14.6	14.6	14.6
Melón	5.08	5.8	6.7	8.5	10.0	11.6	13.7
Maíz	1.52	1.52	1.7	2.0	2.3	2.5	2.8
Frijol	1.24	1.24	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
Arroz	1.64	1.64	1.9	2.1	2.3	2.5	2.7
Caña	35.40	35.40	35.6	35.8	36.0	36.2	36.4

ANEXO IV

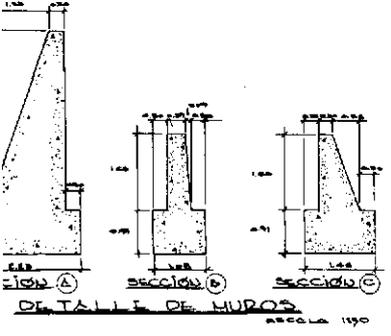
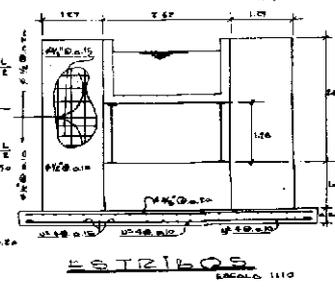
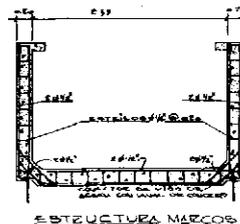
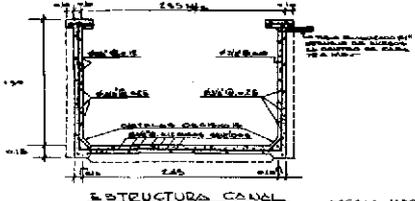
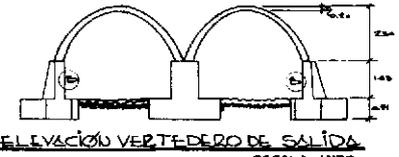
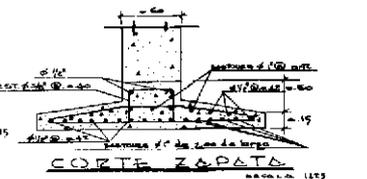
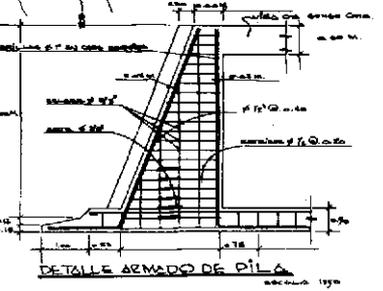
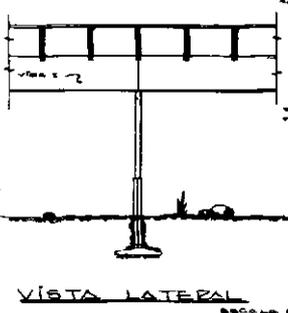
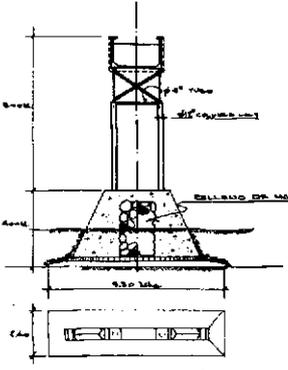
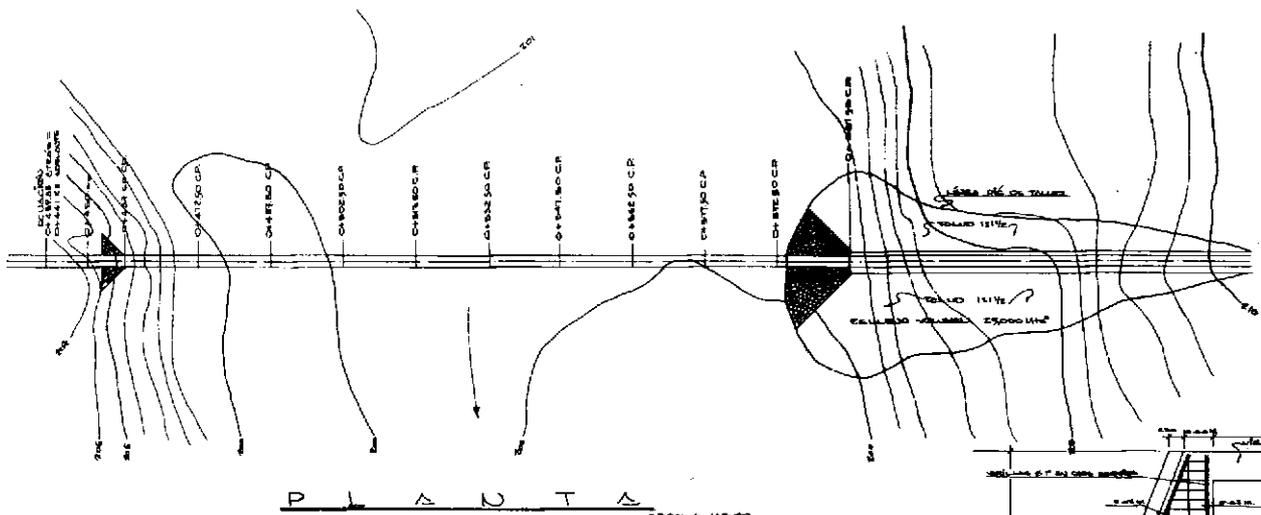
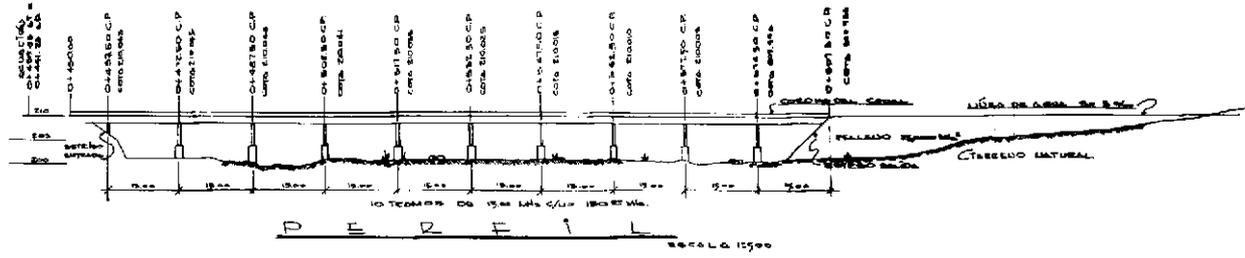
PRODUCCION TOTAL ( Miles de Kgs)

CULTIVO	0	1	2	3	4	5	6
Tomate	485	485	901	1420	2010	2700	3490
Sandía	42	42	501	991	1460	1941	2410
Melón	15	15	235	571	1000	1541	2260
Maíz	1730	1730	1890	2040	2160	2260	2260
Frijol	224	224	490	814	1170	2020	2040
Arroz	36	36	406	865	1400	2020	2790
Caña	780	780	4260	7170	10800	14480	17800

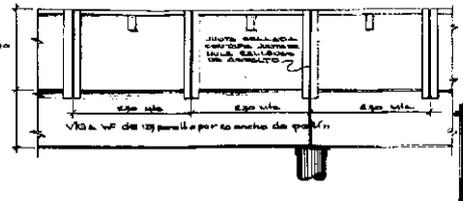
ANEXO IV  
 INGRESOS BRUTOS ( Miles de Quetzales )

AÑOS

CULTIVO	PRECIO DE VENTA (MIL Kgs)	0	1	2	3	4	5	6
Tomate	Q 65.22	31.60	31.60	58.80	92.50	131.50	176.00	237.50
Sandía	Q 33.60	1.39	1.39	16.81	33.30	49.00	65.30	81.00
Melón	Q 30.00	0.44	0.44	7.05	17.10	30.00	46.40	67.80
Maíz	Q 82.45	143.00	143.00	159.00	168.00	178.00	186.00	186.00
Frijol	Q 153.25	34.30	34.30	75.00	125.00	178.00	310.00	312.00
Arroz	Q 150.15	5.40	5.40	61.00	130.00	210.00	320.00	420.00
Caña	Q 13.92	10.90	10.90	59.40	99.50	152.00	202.00	249.00
Total con Riego		227.03	227.03	437.06	665.40	928.00	1305.70	1553.30
Total sin Riego								
Con 2 % más		227.03	227.03	231.57	236.20	240.92	245.74	250.65



DRENAJE  
N° 3

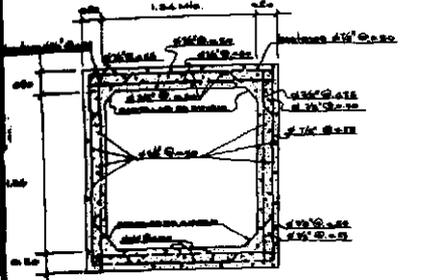


**PUENTE CANAL  
SOLUCIÓN N° 2**

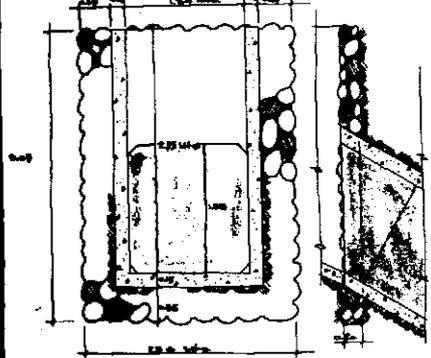
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
**PLANO DE ESTRUCTURAS**  
ESCALAS INDICADAS



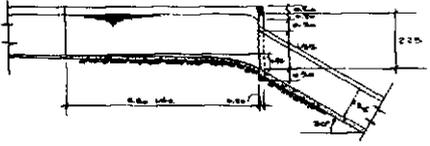
**P E R F I L** ESCALA 1:500



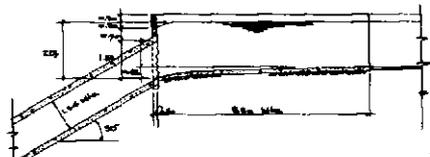
**SECCION TUBO**



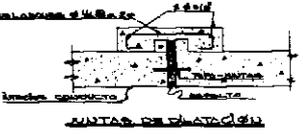
**MURO DE ENTRADA Y SALIDA** ESCALA 1:25



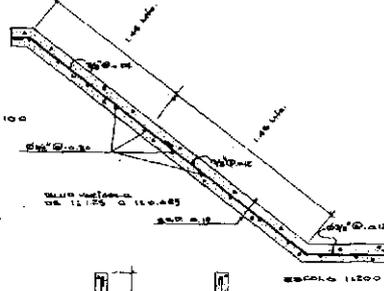
**TRANSICION DE ENTRADA**



**TRANSICION DE SALIDA**

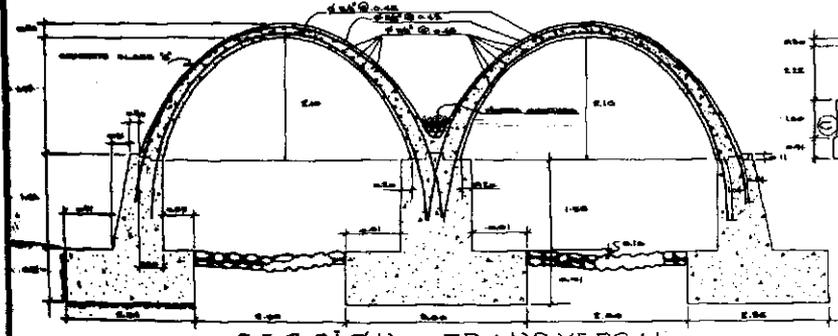


**JUNTAS DE PLACAS**

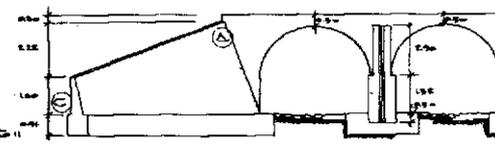


**DETALLE DE TRANSICION**

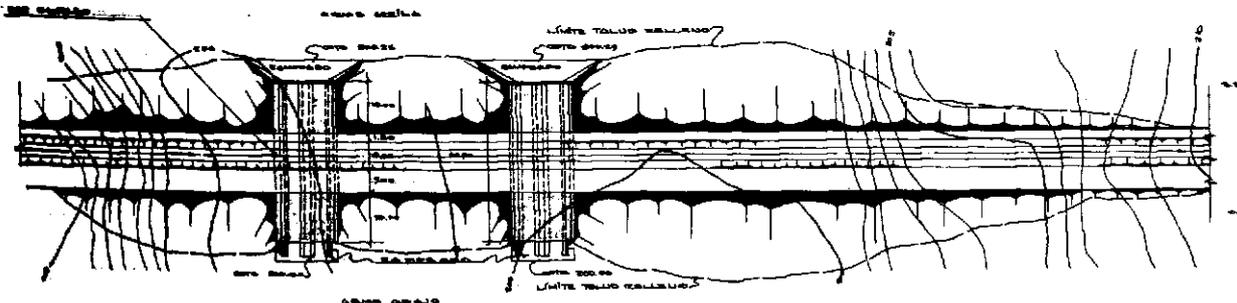
**S I E C I O N**  
**SOLUCION N° 1**



**SECCION TRANSVERSAL** ESCALA 1:500



**ELEVACION VERTEDERO DE ENT** ESCALA 1:500



**P L A N T A** ESCALA 1:500

**RELLENO CO**  
**SOLUCION**

