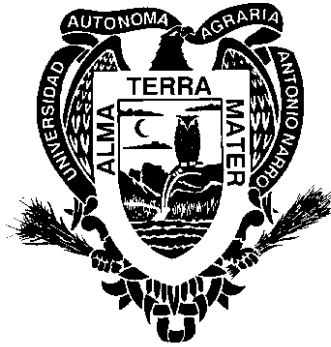


**UNIVERSIDAD AUTONOMA AGRARIA
ANTONIO NARRO**

DIVISION DE INGENIERIA



**Proyecto de Rehabilitación de la Derivadora “El Cadillo” del Ejido
Hipólito, Municipio de Ramos Arizpe, Coahuila.**

Por :

EUGENIO SANCHEZ VEGA

TRABAJO DE OPCIÓN A TITULACIÓN

**Presentado como Requisito Parcial para
Obtener el Título de :**

Ingeniero Agrónomo en Irrigación

**Buenavista, Saltillo, Coahuila, México
Marzo de 1998.**

INDICE DE CONTENIDO

Agradecimientos	iii
Dedicatoria	iv
Resumen	v
Indice de contenido	vii
I.- INTRODUCCIÓN	1
1.1.- Justificación	5
1.2.- Objetivo General	5
1.3.- Objetivos Particulares	5
II.- REVISIÓN DE LITERATURA	6
2.1.- Obras de Derivación	6
2.1.1.- Definición	6
2.1.2.- Clasificación	7
2.2.- Partes que integran una derivadora	9
2.3.- Diseño hidráulico de una Presa Derivadora	9
2.3.1.- Elevación de la plantilla del canal de arranque	12
2.3.2.- Obra de Toma	13
2.3.3.- Dimensionamiento del canal de conducción para el riego	15
2.3.4.- Cálculo hidráulico y geométrico del canal desarenador	17
2.3.5.- Cálculo hidráulico del vertedor	20
2.3.6.- Cálculo del dissipador de energía	22
2.4.- Estudio de Avenidas	27
2.5.- Canales	31
2.5.1.- Definición	31
2.5.2.- Partes de un canal	32
2.5.3.- Elementos técnicos de un canal	32
2.5.4.- Clasificación de canales	32
2.5.5.- Diseño hidráulico de canales	34
2.5.6.1. Sección de máxima eficiencia en canales	35
2.5.6.2.- Sección de mínima filtración en canales	35
III.- MATERIALES Y METODOS	36
3.1.- Medio geográfico y físico del área del proyecto	36
3.1.1.- Localización	36
3.1.2.- Superficie	37
3.1.3.- Suelos	37
3.2.4.- Hidrología	37
3.1.5.- Clima	38
3.1.6.- Cultivos	42
3.1.7.- Vegetación	42
3.1.8.- Geología	42
3.2.- Estudio hidrológicos	42
3.2.1.- Determinación de la Precipitación Media de la cuenca	42
3.2.2.- Determinación de la Estación base	43
3.2.3.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento	43

3.2.4.- Estimación de la Avenida Máxima	45
3.3.- Levantamientos topográficos	49
3.3.1.- Cuenca de captación	49
3.3.2.- Cauce del arroyo para el proyecto	49
3.3.3.- Canal de conducción	50
3.3.4.- Zona de riego	50
3.3.5.- Cauce del arroyo para estimar la avenida máxima	50
3.4.- Cálculos hidráulicos	51
3.4.1.- Rehabilitación de la derivadora	51
3.4.2.- Represas y tomas sobre el canal de conducción	51
IV.- RESULTADOS	52
V.- OBSERVACIONES	53
VI.- CONCLUSIONES	54
VII.- BIBLIOGRAFIA	55
ANEXOS	57

I.- INTRODUCCIÓN

El agua es un elemento primordial para la supervivencia y desarrollo de la sociedad humana, por lo que es indispensable disponer de él con oportunidad y en cantidad suficiente.

La necesidad de satisfacer los requerimientos de alimentación de una población en aumento y el deseo de alcanzar mayores niveles de vida ha obligado a hallar un aprovechamiento integral y racional del agua.

Aunque el uso del agua en servicios domésticos y públicos es imprescindible, constituye un porcentaje pequeño en relación al uso total, ya que el mayor uso es para riego; por lo tanto, es en este aspecto donde se deben enfocar los esfuerzos a fin de lograr un aprovechamiento eficiente.

Con el fin de disponer de agua para los múltiples usos, el hombre se ha visto forzado a desviar el curso de pequeñas corrientes, hacer represas para almacenar y regular sus recursos y elevar agua del subsuelo; para lo cual se requiere la elaboración de diversos estudios para proyecto de las obras, su construcción y su correcta operación.

En las zonas áridas una alternativa de solución a la escasez de agua para riego es el aprovechamiento de los escurrimientos superficiales, en donde avenidas ocasionales, además de algunas lluvias escasas, son el único recurso disponible. Es por eso que se han desarrollado técnicas de aprovechamiento para corrientes de tipo estacional. Algunas de estas técnicas son las pequeñas obras de derivación, almacenamiento y distribución del agua, que permiten irrigar zonas con escasez del vital líquido, dándole las condiciones adecuadas para que pueda ser llevada a las zonas de riego.

ANTECEDENTES

Por Resolución Presidencial, el 29 de agosto de 1929, se dotó al poblado Hipólito, municipio de Ramos Arizpe, Coah. una superficie de tierra de 1959 hectáreas, de las cuales

633 ha. es agostadero y 1326 ha. de terrenos eriazos; esta tierra fue tomada de la hacienda Adjuntas.

El 30 de marzo de 1929 dicho poblado solicita al gobernador del Estado dotación de aguas para riego de sus tierras ejidales, señalando como afectables la presa el Tulillo, río de Patos, el arroyo el Cadillo y el manantial las Arenillas para regar 549 hectáreas.

El 28 de octubre de 1933 el gobernador de Estado dota y da posesión provisional al poblado gestor de las aguas del río de Patos y del arroyo el Cadillo, para regar 327 hectáreas.

En 1948, por Resolución Presidencial, se dota de manera definitiva de agua al poblado Hipólito con un volumen total de 4 537 097 m³ para regar 521 hectáreas teniendo como fuentes de abastecimiento el río de Patos, el arroyo el Cadillo, el manantial las Arenillas y la presa el Tulillo.

Debido a que las corrientes son avenidas ocasionales, ha sido necesario construir dos presas de almacenamiento sobre el cauce del río de Patos: las Adjuntas y el Toboso; además, tres presas derivadoras sobre arroyos que son afluentes de dicho río: el Guaje, el Cadillo y el Jaral.

Actualmente estas obras están en gran parte abandonadas debido a su bajo rendimiento, ocasionado por su azolvamiento en más de 80 por ciento. A consecuencia de esto, los canales de conducción y distribución han sufrido deterioros y la reducción de la superficie de cultivo es superior al 50 por ciento.

Por lo anterior y dada la necesidad de hacer producir la tierra para abastecer de alimentos a la población, se requiere de la rehabilitación de cada una de las obras de irrigación del ejido, así como del diseño y planificación de nuevos proyectos tanto a nivel regional como en un predio determinado.

Dentro de un plan de rehabilitación se comenzará con la cuantificación del agua disponible en un momento dado para el riego, por lo que se iniciará con la reconstrucción y/o mejoramiento de las represas, rediseñándolas de tal manera que funcionen más eficientemente. Para esto se necesita decidir sobre información confiable, recabada con detalle sobre el terreno en estudio.

En el presente trabajo se realizará un proyecto para rehabilitar la presa derivadora localizado en el arroyo el Cadillo, con sus correspondientes canales de conducción y distribución, así como su unidad de riego.

En sus inicios, esta derivadora se diseñó con una capacidad para derivar 1 500 000 m³ de agua anuales, para regar 200 hectáreas de tierras ejidales. El agua de este arroyo es escurrimiento directo de precipitación pluvial, que se caracteriza por ser corrientes temporales de tipo torrencial y de gastos muy variados.

1.1.- JUSTIFICACION

Actualmente sobre el arroyo el Cadillo existe una estructura derivadora, la cual data desde el año de 1930 aproximadamente. Esta obra se encuentra muy azolvada y deteriorada por lo que ofrece un servicio muy deficiente en el aprovechamiento de los escurrimientos superficiales que en esta región se originan. Así que es necesario hacer un estudio confiable que permita proyectar su rehabilitación.

Asimismo, hacer un reconocimiento, y cuantificar, los recursos disponibles a los productores en cuanto a características generales de la unidad agrícola (superficie, relieve y suelo) y canales de conducción y distribución del agua, con el propósito de lograr un uso más eficiente de éstos mediante una mejor planeación.

1.2.- OBJETIVO GENERAL

Evaluar y proyectar la rehabilitación de la Derivadora ubicada sobre el arroyo el Cadillo, así como sus canales de conducción y distribución y el área de riego, para que una parte de los productores agrícolas del ejido Hipólito rieguen sus tierras con más eficiencia.

1.3.- OBJETIVOS PARTICULARES

Elaborar un proyecto para rehabilitar la Derivadora “El Cadillo”, localizada en el ejido Hipólito, para que sea funcionalmente útil y cubra las demandas de agua para el riego de 90 hectáreas de las tierras de dicho ejido.

II.- REVISION DE LITERATURA

2.1.- OBRAS DE DERIVACION.

2.1.1.- Definición

Vega y Arreguín (1987), mencionan que una presa derivadora es un obstáculo que se opone al paso de la corriente para elevar el nivel del agua para que llegue a estar lo bastante alto en relación con algunas de las márgenes, de tal modo que se facilite su derivación (su extracción del sitio) y su conducción hacia otros sitios donde será aprovechada.

Velasco (1976), define a las presas de derivación como estructuras que se originaron al mejorar el funcionamiento de los barrajes y la efectividad de las tomas directas. Consecuentemente, mediante este tipo de obra se controla el paso de la corriente, se eleva el tirante del agua para encauzarla hacia la obra de toma y el gasto de derivación es controlado con esta última estructura.

Añade que las obras hidráulicas de derivación son aquellas que se construyen con el objeto de aprovechar las aguas superficiales en forma controlada y sin alterar el régimen de la fuente de abastecimiento, disponiéndolas de tal manera que se puedan conducir hasta el sitio de utilización ya sea por gravedad o con bombeo.

Generalmente se piensa en captación por derivación cuando el caudal normal que se pretende aprovechar sea igual o mayor que el necesario para satisfacer la demanda de algún problema en cuestión y es claro que se adoptará una obra de almacenamiento cuando el gasto de la corriente sea menor que el gasto requerido.

U.S. Department of the Interior (1976), señala que las presas de derivación se construyen ordinariamente para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia zanjias, canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se van a usar. Se utilizan en los sistemas de riego, para la derivación de una corriente natural hacia un vaso de almacenamiento fuera del cauce natural de la corriente, para usos municipales e industriales, o para la combinación de los mismos.

Las presas de derivación son las que se construyen con el objeto de elevar el nivel de la corriente, no para almacenarla, ni para regular el gasto. Estas presas pueden derivar el

gasto a los canales para el riego de tierras bajas en los valles de la corriente o a terrenos de distribución para reabastecer los almacenamientos subterráneos.

Las presas de derivación son casi invariablemente presas vertedoras o tienen largos tramos vertedores. Por lo general llevan compuertas de control, de manera que se puedan mantener los niveles de derivación necesarios a pesar de las fluctuaciones en el gasto de la corriente, con el objeto de dejar pasar parte del gasto que es necesario para satisfacer los derechos hidráulicos agua abajo.

Herrera (1957), menciona que el objetivo de una presa derivadora es levantar el nivel del agua a una altura que permita el paso del agua del río al canal de conducción.

Comisión Federal de Electricidad (1975), subraya que un estudio de aprovechamiento está relacionado con el volumen del mismo. En este caso lo que interesa es modificar el régimen del escurrimiento para que se adecue al régimen de demanda del agua.

2.1.2.- Clasificación

Velasco (1975), presenta los siguientes tipos de obras de derivación de acuerdo al fuente de abastecimiento y otras características:

1.- Tomas directas

Representa una de las soluciones más simplistas para efectuar una derivación y se adopta cuando la fuente de abastecimiento puede proporcionar un caudal mucho mayor que el gasto deseado. No es necesario elevar el nivel del agua de la fuente para encauzarla hacia el sitio deseado, ya que se busca contar en forma natural, con un tirante adecuado y condiciones topográficas favorables que posibiliten el funcionamiento hidráulico. Especialmente se construyen en lagos y ríos, no cuentan con ningún dispositivo para evitar el azolvamiento de la estructura.

2.- Barrajes simples

Son probablemente la forma más rudimentaria de las obras derivadoras utilizadas en ríos y arroyos. La idea que se persigue es constituir una pantalla que obstaculice el paso de la corriente, obligándola a formar un tirante mayor al normal. Se forman con tablaestacado, ramas de árboles y diques de arcilla o con material de acarreo del mismo río. Generalmente se emplean en aprovechamientos provisionales y de poca magnitud, son fácilmente deteriorados por la corriente y permiten un desarenamiento natural.

3.- Presas de derivación

Son estructuras que se originaron al mejorar el funcionamiento de los barrajes y la efectividad de las tomas directas.

4.- Cajas en manantiales

Se construyen diques y cajas de concreto o de mampostería dispuestos en forma tal, que se logre reunir en un sitio convenientemente elegido, la aportación de cada venero para facilitar y controlar la derivación.

5.- Galerías filtrantes

Se emplean para captar el agua subálvea de los ríos y en algunos casos combinados o de las tomas directas para mejorar el aprovechamiento de una corriente.

6.- Diques subterráneos.

Son pantallas que se interponen bajo el fondo del cauce de los ríos, para cortar las filtraciones del agua entre los acarreos y propiciar el afloramiento de las corrientes subálveas una vez que éstas hayan sido convenientemente definidas. El material de construcción puede ser: concreto, arcilla compacta, lechadas de cemento y bentonita, etc.

7.- Plantas de bombeo

Son una combinación de las estructuras ya mencionadas, formando así lo que se puede llamar un sistema de derivación con bombeo, siempre y cuando exista la necesidad de bombear el agua para llevarla a un sitio convenientemente elegido.

2.2.- PARTES QUE INTEGRAN UNA PRESA

DERIVADORA

Velasco (1975), menciona que en una presa derivadora, son notables tres partes esenciales para cumplir con sus fines, las otras estructuras se pueden considerar como complementarias. Dichas partes son: cortina, obra de toma y estructura de limpia.

2.2.1.- Cortina

Con la cortina se represa el agua hasta una elevación suficiente que permita derivar el gasto para la obra de toma y se diseña para que la corriente vierta sobre ella, ya sea parcial o totalmente en su longitud, por lo siempre se tienen cortinas derivadoras.

a) Clasificación

Se puede intentar una clasificación considerando varios aspectos, así se tiene que:

Por su eje en planta se clasifican en:

- RECTAS. La línea del eje es recta y normal a la corriente.
- CURVAS. En ocasiones debido a la topografía o geología del cauce se adaptan ejes curvos y mixtos con el fin de disminuir las excavaciones y volúmenes de material en el cuerpo de la cortina, o bien por cimentarla en los estratos geológicos mas favorables del sitio.

Por el tipo de material se clasifican en :

- FLEXIBLES. Se forman con materiales naturales colocados en forma adecuada, para aprovechar eficazmente las características físicas particulares de cada elemento, permitiendo que estas cortinas se adapten a las deformaciones naturales plásticas de esos elementos. El tipo de cortina flexible más empleada en derivadoras es el “tipo indio” constituido fundamentalmente de una pantalla impermeable y enrocamiento.
- RÍGIDAS. Se construyen con materiales pétreos unidos con algún material semejante, mediante el cual se produce casi una masa homogénea. Las más empleadas son hechas de mampostería con mortero de cemento, concreto ciclópeos, concreto simple y ocasionalmente de mampostería con morteros de cal y canto.

En la selección del material constructivo, se deben considerar los siguientes aspectos: materiales del lugar, perfil geológico del cauce, altura de la cortina, carga del vertedor y costos.

Por control en su cresta se clasifican en:

- CRESTA FIJA O SIN CONTROL. Este tipo de cortinas no son construidas con el fin de aprovechar el agua retenida en ellas, sino para elevar el tirante y derivar el agua hacia un canal de conducción.
- CRESTA MÓVIL O CONTROLADA. Cuando las características físicas de la derivación permiten propiciar un almacenamiento que convenga aprovechar, aumentándolo además

con la instalación de compuertas o agujas en la cresta, de manera tal que se puede controlar el almacenamiento y el paso de los excedentes de agua.

2.3.- DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA PRESA

DERIVADORA

El diseño de una presa derivadora consiste en determinar las dimensiones que deben tener cada una de sus partes para que funcione de manera controlada y correctamente.

Los datos conocidos antes de comenzar a realizar los cálculos son: a) Avenida del proyecto ($Q = m^3 / s$), que se obtiene mediante algún método de aforo de corrientes en el río o por un estudio hidrológico de la cuenca aportadora de los escurrimiento, b) Elevación de la plantilla del canal de conducción en su arranque, c) longitud de la cresta vertedora, el cual está en función del ancho del cauce y d) Datos referentes al destino del caudal derivado, como son superficie cultivada y demanda neta de agua, de acuerdo a tipos de cultivos y calendarios de riego definidos previamente.

2.3.1.- Elevación de la plantilla del canal de arranque

La elevación de la plantilla del canal principal o de conducción es un dato con el que se debe contar antes de iniciar un diseño; la cual se fija fundamentalmente considerando la elevación de los terrenos a regar y la pérdida de carga, de fricción y locales, entre dicha zona y el sitio de derivación (Desnivel y todas las estructuras que se requieren en el trayecto de la conducción como son caídas, sifones, puentes canal, etc.). Así que generalizando ésto se tiene:

$$\text{Elev.P} = \text{Elev. Z.R.} + H + \sum h$$

Donde:

Elev. Z.R. = Elevación de la rasante del canal en el
inicio de la zona de riego.

H = Desnivel que requiere el canal, según
su pendiente y longitud.

$\sum h$ = Suma de energías necesarias para el

funcionamiento de las estructura de
de operación y de cruce en el trayecto.

Como se puede observar en la ecuación anterior, es necesario conocer previamente el trazo del canal principal que liga a la toma con la superficie regada, así como las estructuras que se utilizarán.

2.3.2.- Obra de toma

Velasco (1975), la define como el orificio que permite el acceso del agua del río al canal de riego. Se localiza en le muro que divide al desarenador y las laderas del cauce. Este muro evita los derrumbes de la ladera y el paso del agua de los crecientes al canal. El paso del agua a través del conducto de la toma, se controla casi siempre mediante compuertas deslizantes que se operan con mecanismos elevadores desde la corona de dicho muro.

El cálculo hidráulico de la toma comprende:

a) Determinación del gasto máximo que puede pasar por las compuertas del orificio.

De manera general, la obra de toma se diseña para proporcionar como mínimo el gasto requerido en el mes de máxima demanda, de acuerdo a los cultivos, áreas y calendarios de riego.

b) Dimensiones del orificio y conductos.

Por lo regular el conducto de la obra de toma atraviesa únicamente el muro donde se alojan las compuertas y, por ello, desde el punto de vista hidráulico, este cálculo se reduce a considerar un orificio como tubo corto sumergido. Para que la bocatoma tenga un mejor funcionamiento hidráulico es recomendable que el orificio trabaje ahogado con un mínimo de 0.10 metros (entre 0.10 y 0.20), para que las velocidad del agua al pasar por la compuerta sea baja y no se ocasionen turbulencias y arrastre de materiales. En estas condiciones, la fórmula que relaciona el gasto y la carga de un orificio es:

$$Q = A V, \quad V = C \sqrt{(2 g h)}, \quad Q = A C \sqrt{(2 g h)}, \quad A = Q / (C \sqrt{(2 g h)})$$

Donde

Q = Gasto de derivación en la toma, m^3/s .

A = Área del orificio, m^2 .

C = Coeficiente de descarga para el orificio correspondiente.

H = Carga sobre el orificio, m.

g = Aceleración de la gravedad, $9.81 m/s^2$.

Con el valor del área, se consulta la tabla que proporcionan los fabricantes de compuertas deslizantes, tabla No. 1 (ver anexos), para seleccionar aquella compuerta, cuyas dimensiones comerciales, cubra las necesidades del orificio.

c) Diseño de la transición que une la salida de la toma con el canal de riego

La longitud de la transición se calcula con la siguiente fórmula, ver figura 1:

$$L_T = (T - t) / (2 \tan \theta)$$

Siendo:

L_T = Longitud de la transición, m.

T = Ancho de la superficie libre del agua en la sección mayor, m.

t = Ancho de la superficie libre del agua en la sección menor, m.

θ = Ángulo que se forma del cambio de una superficie a otra.

A la vez :

$$T = 2 m y + b$$

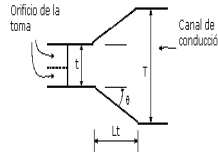
donde :

m = es la talud del canal (inclinación).

y = es el tirante del canal.

b = es la plantilla del canal.

Estos son datos del canal de riego en su inicio. Por ello, primero se debe diseñar éste.



(NOTA : Ampliar la imagen para ver los detalles.)

Fig. 1. Zona de transición entre la obra de toma y el canal de conducción (en planta).

2.3.3.- Dimensionamiento del canal de conducción para el riego

Para diseñar el canal de conducción se debe contar con los siguientes datos: gasto, que es el de la obra de toma, pendiente S_0 del canal, el coeficiente n de rugosidad y la pendiente m de la talud; éstos últimos están en función de las características físicas de los materiales naturales dentro del canal.

Las incógnitas son el ancho de la plantilla del canal y el tirante del agua. Para esto se recurre a la ecuación de continuidad y alguna fórmula empírica de velocidad para canales de algún investigador, por ejemplo la fórmula de Chézy, corregida por Manning, con un coeficiente n de Kutter, que es la más usada; se expresan, respectivamente, así:

$$\text{Ecuación de continuidad: } Q = A V \quad (1)$$

$$\text{Ecuación de Velocidad: } V = (1 / n) R^{2/3} S^{1/2} \quad (2)$$

Sustituyendo la ec. (2) en la ec. (1), se tiene:

$$Q = (A / n) S^{1/2} R^{2/3} \quad (3)$$

Donde:

V = Velocidad del agua en el canal, m /s.

n = Coeficiente de rugosidad de Kutter.

S = Pendiente hidráulica del canal, adim.

R = Radio Hidráulico del canal, m.

A = Área del canal, m .

Agrupando los términos conocidos en el primer miembro de la ecuación (3), se tiene:

$$(n Q) / S^{1/2} = A R^{2/3} \quad (4)$$

El tirante normal “y” del agua en el canal se encuentra verificando la igualdad (4). Por tanteos, se supone un valor para “y”, con lo cual se calcula el área hidráulica A , el perímetro mojado “P” y el radio hidráulico R . Si no se cumple dicha igualdad, esta secuela se repite hasta que lo sea y entonces el último tirante propuesto es el tirante normal correcto.

También el tirante se puede sujetar igual a la elevación de la cresta vertedora y proponer la plantilla del canal siguiendo el procedimiento de tanteos hasta que se cumpla la igualdad de la expresión (4).

2..3.4.- Cálculo hidráulico y geométrico del canal desarenador

En el proyecto de un canal desarenador, en primer lugar, se debe propiciar un fácil acceso de agua hacia él; por otra parte, su descarga debe ser libre, es decir, sin probabilidades de ahogamiento.

La determinación de las características geométricas del desarenador, se basan en las condiciones de su funcionamiento y, así, para determinar dichas características se consideran fundamentalmente dos formas de operar del canal desarenador, que son:

1a. Canal desarenador cerrado y obra de toma abierto.

2a. Canal desarenador abierto y obra de toma cerrada.

a) CANAL DESARENADOR CERRADO Y OBRA DE TOMA

ABIERTO

Para la primera condición de funcionamiento, el tramo del desarenador, frente a las compuertas de la bocatoma, funciona como un tanque de sedimentación; sus dimensiones deberán permitir velocidades bajas del agua para propiciar el depósito de los acarreo.

La sección transversal del canal desarenador debe ser rectangular para facilitar la instalación de las compuertas.

Se recomienda que la elevación de la plantilla del canal desarenador frente a la toma sea inferior en 0.80 m como mínimo, contando con depósito de sedimentos para evitar que pasen al canal de riego

De acuerdo con lo anterior, el diseño del canal desarenador se reduce a determinar el ancho b de su plantilla. Basándose en la ecuación de continuidad se tiene:

$$Q = A V, \quad \text{de donde: } A = Q / V \quad \text{y por otro lado} \quad A = b d.$$

$$\text{Luego, } b = A / d.$$

Siendo:

$$Q = \text{Gasto normal (mínimo) considerado, m}^3/\text{s}.$$

(gasto que pasa por la bocatoma)

$$A = \text{Área hidráulica del canal desarenador, m}^2.$$

$$V = \text{Velocidad del agua para propiciar la sedimentación,}$$

$$\text{en m/s. (Para fines prácticos } V \leq 0.60 \text{ m/s).}$$

Considerando que el espacio abajo del umbral de la toma está destinado a la ocupación de acarreo y lodos, el área hidráulica A que se debe considerar será la que se indica en la fig. 2.

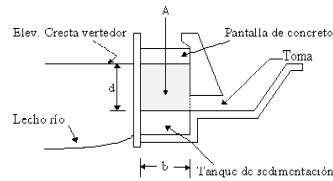


Fig. 2. Canal desarenador.

(Nota : ampliar la imagen para ver los deatalles)

b) CANAL DESARENADOR ABIERTO Y OBRA DE TOMA

CERRADA

En este caso se debe establecer un escurrimiento que desaloje el azolve acumulado. El flujo debe ser con régimen rápido y con velocidad suficiente de arrastre. De acuerdo con la experiencia de las obras construidas, se han adoptado los valores límites de velocidad entre 2.5 a 4.0 m/s para el diseño del canal desarenador. Esto se logra determinando la pendiente que garantice la velocidad suficiente de arrastre, considerando dos casos para esta condición:

1) Se cuenta con el gasto normal de derivación, que para cualquier momento es el mínimo que se puede tener, siendo también el más desfavorable, pues con gastos mayores el desazolve será más efectivo.

2) Se tiene un gasto mayor que el normal de derivación o que corresponda a un tirante igual al del orificio del desarenador.

En ambos casos, el análisis se reduce a calcular la pendiente adecuada y verificar las velocidades de escurrimiento, para lo cual se deberá contar con los siguientes datos:

Q = Gasto normal de derivación

b = Ancho de la plantilla

V = Velocidad adoptada para producir arrastre, m/s

$$(2.5 \leq V \leq 4).$$

Para el primer caso (1), se tiene:

$$Q = A V, \quad \text{donde } A = b d, \quad \text{entonces: } Q = V (b d), \quad \text{así: } d = Q / V b.$$

$$\text{También } R = A / P = (b d) / (b + 2 d).$$

Para el cálculo de la pendiente, ésta se despeja de la fórmula de velocidad de Manning, quedando así:

$$S = \left(\frac{V_n}{R^{2/3}} \right)^2$$

Donde d es el tirante del agua para el gasto dado (desde la plantilla del canal desarenador).

Para este primer caso, se adopta la velocidad mínima (2.5 m/s). Ya calculada S, se verifica que la velocidad esté dentro del rango permisible; si no lo está, se pasa al segundo caso.

Para el segundo caso, se tiene:

Para un primer intento, se considera que la elevación del umbral de la pantalla sea igual a la elevación de la cresta vertedora, por lo que d_2 es:

$$d_2 = \text{Elev. cresta Vertedor} - \text{Elev. plantilla canal desarenador}.$$

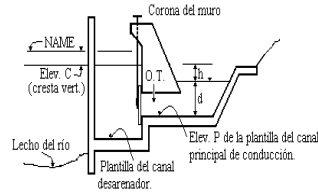
Con esta nueva d_2 se calcula otro radio hidráulico R, y con la pendiente S anterior, se verifica nuevamente la velocidad. Si ésta queda fuera del rango aceptable, se corrige la pendiente considerando la velocidad en su límite superior (4.0 m/s). Con esta d_2 el gasto del canal desarenador es superior al de la derivación mínima normal.

2.3.5.- Cálculo hidráulico del vertedor

La elevación de la creta vertedora estará en función de las necesidades de carga hidráulica que se requiere para operar la obra de toma.

Generalmente la elevación de la cresta vertedora C es igual a la elevación que corresponde al tirante d del agua en el canal principal de conducción en su inicio, más la carga hidráulica h del orificio de la toma, como se observa en la fig. 3, es decir:

$$\text{Elev. C} = \text{Elev. P} + d + h$$



(NOTA : Ampliar la imagen para ver los datalles)

Fig. 3. Disposición típica de una derivación.

Para el cálculo hidráulico de la carga de diseño H_d , que define las características hidráulicas de la cortina vertedora, comúnmente se emplea la fórmula de Francis, en la cual no se considera el efecto de la velocidad de llegada ni las contracciones laterales del vertedor rectangular. Esto se debe a que el agua antes de verter, es retenida por el vaso que se forma y, por lo tanto, puede considerársele una velocidad nula. Las contracciones laterales se eliminan fácilmente, limitando al vertedor en sus extremos con paredes verticales y perpendiculares a su cresta, y a suficiente altura y longitud. La fórmula es:

$$Q = C L H_d^{3/2}$$

Donde: Q = Avenida máxima de proyecto, m^3/s .

C = Coeficiente de descarga o gasto del vertedor.

(para fines de proyecto $C = 2.0$).

L = Longitud de la cresta vertedora, m.

H_d = Carga del vertedor, medida de la cresta hacia agua

arriba, entre 2.5 y 6.0 veces H_d .

En caso de considerar la velocidad de llegada y el efecto de las contracciones laterales, la longitud del vertedor se corrige con la siguiente fórmula:

$$L = L' - 0.1 N H_o$$

Donde la velocidad de llegada afectará a la carga real del vertedor, incrementándola, es decir:

$$H_o = H + H_a, \quad H_a = V_a^2 / 2g, \quad V_a = Q / A.$$

Donde:

L' = Longitud real de la cresta, m.

N = Número de contracciones.

H_o = Carga total del vertedor, m.

H_a = Carga debida a la velocidad de llegada, m.

V_a = Velocidad de llegada, m/s.

A = Área de la sección transversal del agua sobre el
vertedor.

De acuerdo con lo anterior, la fórmula puede escribirse así:

$$Q = [L' - 0.10 N (H + H_a)] (H + H_a)^{2/3}$$

2.3.6.- Cálculo del dissipador de energía

Al elevarse el tirante del agua en un río y hacer que la corriente se derrame sobre el muro vertedor, el agua adquiere una energía de posición que se transforma en energía de velocidad o cinética, cuya magnitud depende de la altura de caída y consecuentemente de la altura de la cortina.

Los perjuicios que ocasiona el escurrimiento debido a una alta velocidad, son los aspectos debido a la socavación y erosión por el agua al pie de las estructuras que, obviamente, ponen en peligro su estabilidad o la dañan parcialmente.

En la mayoría de las presas de derivación es necesario diseñar un dispositivo con el propósito de disipar la energía de velocidad del escurrimiento en el vertedor y entregar el flujo del agua al cauce natural del río con velocidades que no ocasionan deterioro a las estructuras que forman la derivación. Sin embargo, no siempre se presentarán daños, por ejemplo si la caída es pequeña o el lecho del cauce es resistente, y las medidas que se tomen tenderán a amortiguar la velocidad del agua, por ejemplo con zampeados o revestimientos de corta longitud después del muro vertedor. De otra manera, se construye un dispositivo integrado a la presa para disipar la energía cinética del agua.

Existen varios tipos de amortiguadores, cuyo diseño dependerá de las condiciones particulares de cada presa. En general esos dispositivos, con muchas variantes, se pueden agrupar en :

- a) Tanque amortiguadores
- b) Estructuras deflectoras
- c) Estructuras de impacto.

Los tanques amortiguadores consisten en un tanque al pie de la cortina, con una profundidad P que es el espesor del colchón amortiguador del golpe. Su diseño se basa en el principio del **salto hidráulico** (fig. 4), que se verifica en el escurrimiento bruscamente variado, cuando se pasa de un régimen rápido a un régimen lento, con una pérdida considerable de energía. Sucede, por lo general, al pie de estructuras hidráulicas tales como vertedores de demasías, rápidas, caídas, salidas de compuertas con descarga de fondo, etc.

La ecuación que define el salto hidráulico es:

$$M = (Q^2 / g A) + A d$$

Donde

M = Fuerza específica resultante en el salto hidráulico,
 m^3 de agua.

G = Aceleración de la gravedad en m/s^2 .

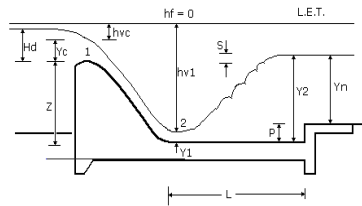
A = Área de la sección transversal en m^2 .

d = Profundidad hasta el centroide de la sección transversal,
respecto a la superficie libre del agua.

Al presentarse el escurrimiento con régimen rápido sobre el vertedor, se tendrá al pie de éste un tirante y_1 (antes del salto), cuyo conjugado y_2 (después del salto) tratará de formarse rápidamente. Al producirse y_2 , la energía cinética se transforma; una parte en energía de presión y otra se pierde por el cambio súbito de régimen en los remolinos y turbulencias.

El objeto de diseñar el tanque, aguas abajo de la cortina, es con el fin de contar con las condiciones adecuadas, para que el cambio brusco de tirantes se verifique dentro de una longitud mínima del cauce que es la que se debe proteger debidamente.

Los tirantes conjugados y_1 e y_2 se pueden calcular de la siguiente manera:



(NOTA : ampliar la imagen para ver los detalles)

Fig. 4 . Salto hidráulico en el tanque amortiguador.

Cálculo de y_1 :

Aplicando el teorema de Bernoulli entre la sección de control, sobre la cresta del vertedor, y al pie del cimacio, punto 1 al punto 2 de la figura 4, se tiene.

$$Z + y_c + h_{v_c} = y_1 + h_{v_1} + h_f \quad (5)$$

Donde:

Z = Altura de la cortina.

y_c = Tirante crítico.

h_{v_c} = Carga de velocidad crítica.

y_1 = Tirante conjugado menor.

h_{v_1} = Carga de velocidad al pie del cimacio.

h_f = pérdida de energía .

$$y_c = [Q^2 / (L^2 g)]^{1/3}$$

$$h_{v_c} = V_c^2 / (2 g,) \quad \text{donde } V_c = Q / A_c \quad \text{ó} \quad h_{v_c} = d_c / 2$$

Donde:

Q = Gasto máximo de proyecto.

L = Longitud de la cresta vertedora.

g = 9.81 m/s^2 .

V_c = Velocidad en la sección de control.

A_c = Área en la sección de control.

El propósito de resolver la ecuación (5) es encontrar los valores de y_1 y h_{v1} , para lo cual se propone un valor de Z y la ecuación se reduce a $K = y_1 + h_{v1}$. En esta ecuación, se asume y_1 , y se calcula $V_1 = Q / (y_1 L)$, con lo que se halla h_{v1} . Se repite esta operación hasta que K sea igual al miembro derecho, y entonces el último y_1 asumido es el correcto.

Una vez obtenido y_1 , se procede a calcular y_2 :

Cálculo de y_2 :

$$y_2 = -y_1/2 + [(2 y_1 V_1^2 / g + y_1^2 / 4)]^{1/2}$$

El requisito que se debe satisfacer para que la Z propuesta sea correcta es la condición de sumergencia S máxima admisible, que debe ser menor o igual a $0.30 H_d$:

$$[(\text{Elev. del piso T. amort.} + y_2) - \text{Elev. cresta vert.}] \leq 0.30 H_d.$$

Donde:

$$\text{Elev. del piso T. Amort.} = \text{Elev. cresta vert.} - Z$$

Si dicha condición no se cumple, asumir una nueva Z y repetir el procedimiento anterior.

Para fines de cálculo $y_c = y_n$, con lo cual se calcula la profundidad P del colchón amortiguador; además, se considera un 15% más el valor de y_2 , como factor de seguridad, para asegurar el amortiguamiento.

$$P = 1.15 y_2 - y_n$$

El criterio más común para hallar la longitud L_{tan} del tanque amortiguador es la propuesta por Linquist:

$$L_{tan} = 5 (y_2 - y_1) \quad \text{ó}$$

$$L_{tan} = 4 (y_2 - y_1)$$

Generalmente se usa la primera ecuación.

También existen otras ecuaciones, como la propuesta por Safranez:

$$L_{tan} = (6 y_2 V_1) / (g y_1).$$

También se emplea con frecuencia las relaciones que ha obtenido el Bureau of Reclamation de los Estados Unidos.

2.4.- ESTUDIO DE AVENIDAS

Aparicio (1994), define el escurrimiento como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o debajo de la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca. Menciona que, aunque el escurrimiento sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca (superficial, subsuperficial y subterráneo) lo importante en realidad es la rapidez con que una cuenca responde a una tormenta, pues esto es lo que determina la magnitud de las correspondientes avenidas.

Comisión Federal de Electricidad (1975), afirma que el escurrimiento se origina cuando las lluvias es de tal magnitud que excede la capacidad de infiltración y retención del terreno y la vegetación; el excedente da origen al proceso del escurrimiento y se desplaza por efecto de gravedad hacia las partes más bajas de la cuenca, reconociendo arroyos más cercanos..

Estimación de las avenidas

Para determinar cual es el riesgo que se corre al proponer los parámetros de diseño de una obra, es necesario analizar estadísticamente los datos hidrológicos recabados en la zona de estudio. Estos datos son fundamentalmente de dos tipos: escurrimientos y precipitaciones. Un análisis del primer tipo de datos tendría como resultado directo un parámetro de diseño, que es el gasto máximo, mientras que el segundo proporcionaría datos

con los cuales sería necesario alimentar un modelo de la relación *lluvia-escurrimiento*, para obtener una avenida de diseño.

S.R.H. (1975), presenta una relación de factores que considera como principales para determinar la magnitud de la avenida:

- Intensidad y duración de las tormentas.
- Localización y magnitud de las tormentas en la cuenca de captación.
- trayectoria de la tormenta.
- Área y forma de la cuenca de captación.
- Topografía de la cuenca, pendiente y corrientes principales.
- Geología de la cuenca, vegetación y estado de saturación de la cuenca.

Existen numerosas fórmulas empíricas para la determinación del gasto de avenidas máximas, y cuya aplicación dan resultados inciertos por no intervenir en ellos algunos o varios de los factores arriba indicados.

S.R.H. (1975), menciona que una gran parte de los fracasos en las obras hidráulicas, se ha debido a la subestimación de la avenida máxima de la corriente que es posible esperar, y por lo tanto a la deficiente capacidad de la obra de excedencias para dar paso a dicha avenida.

Existen varias formas para determinar la magnitud de una avenida máxima:

1.- Métodos directos

Análisis estadístico de un acervo de datos de crecientes ocurridas, basadas en observaciones sistemáticas que comprenda extensos periodos de tiempo. Estos datos son de aforo directo de la corriente en una estación hidrométrica. En México se usan básicamente tres tipos de métodos para aforar corrientes, a saber: *i)* Relación sección-pendiente, *ii)* Secciones de control, y *iii)* Relación sección-velocidad.

Método de la relación sección y pendiente

S.R.H. (1975), dice que este método es de utilidad para fijar el gasto máximo de diseño para la obra de excedencias y servirá de comparación con el gasto máximo determinado con las curvas envolventes u otros métodos indirectos.

Comisión Federal de Electricidad (1975), cita que la determinación del gasto por el método de sección y pendiente es un problema hidráulico distinto para cada avenida, pero que se puede utilizar para tomarse un parámetro, y situar la magnitud de las avenidas.

Este método se utiliza donde no se cuenta con ningún tipo de aforos, y para su aplicación se requiere solamente contar con topografía de un tramo del cauce y las marcas del nivel máximo del agua durante el paso de la avenida.

El levantamiento consiste en los siguientes cuatro puntos:

1) Establecimientos de puntos de control. Elegir un tramo del cauce con una longitud aproximadamente 6 veces el ancho del mismo; se fijan los puntos de apoyo por medio de una poligonal abierta paralela al eje de la corriente y se dividirá en 5 partes iguales y 6 monumentos de concreto.

2) Levantamiento de las secciones transversales. Se levantarán 6 secciones transversales con nivel fijo montado o nivel de mano, normales a la corriente hasta un nivel superior al de las huellas máximas.

3) Levantamiento de las huellas máximas en ambas márgenes. Se lleva una poligonal por cada margen, siguiendo las huellas máximas de la avenida.

4) Inspección del cauce para fijar los diferentes valores del coeficiente de rugosidad.

2.- Métodos indirectos

Los métodos indirectos se basan en el análisis de datos de precipitación de registros pluviográficos y pluviométricos. Los datos pluviométricos sólo son útiles para determinar la altura total, ya sea mínima, media o máxima de la precipitación de una zona para periodos largos de tiempo, debido a que son registros de 24 horas. Cuando se quiere conocer la variación en el tiempo de la precipitación para una tormenta dada se recurre a los datos pluviográficos. Algunos de los análisis estadísticos de precipitaciones son las curvas de *Intensidad-duración-periodo de retorno* y las curvas de *Precipitación-área-duración*, las cuales se extrapolan a sus valores máximos probables para ser usadas en estudios de estimación de avenidas, trasponer tormentas de un sitio a otro y generar hietogramas (diagramas de barras), mismos que pueden ser usados para alimentar algún modelo de la relación lluvia-escurrimiento.

Método de envolventes

Existen gráficas previamente construidas para cada región hidrológica en que se ha dividido la República Mexicana y entrando en ellas con el área A de la cuenca en estudio, se intercepta la curva y se gira hacia la ordenada determinándose el gasto unitario q correspondiente. Para encontrar el gasto de la avenida máxima regional, bastará con multiplicar q por el área A.

Fórmula racional modificado

La fórmula racional es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia-escurrimiento. Su origen se remonta a 1851 ó 1889 ; cuya ecuación es :

$$Q = Ce (L A)$$

Donde:

Q = Gasto máximo posible de una tormenta, m³/s.

Ce = Coeficiente de escurrimiento, que representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa.

* L = Representa a la intensidad de la lluvia, m/hr

A = Área de la cuenca, m².

* Para el método racional modificado, L representa la lluvia máxima en 24 hrs, para un periodo de retorno dado, porque se considera que la lluvia reportada en 24 hrs se puede presentar en una hora.

2.5.- CANALE

2.5.1.- Definición

Arteaga (1993), define a los canales como conductos de gran desarrollo, abiertos o cerrados, en los cuales circula el agua bajo la acción de la gravedad y sin ninguna presión, puesto que la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera.

2.5.2.- Partes de un canal

Camargo y Salazar (1980), mencionan que las partes de un canal son: cauce, estructuras y corriente líquida.

El **cauce** es la vía por donde circula la corriente líquida en el que se pueden distinguir dos elementos: el trazo y la sección. El trazo, que se refiere a la localización de su eje, tanto en plantas como en perfil, y la sección que se refiere a la conformación geométrica que resulta de cortar el cauce con un plano vertical.

Las **estructuras**, denominadas también obras de arte, son los elementos necesarios para que el cauce pueda cruzar obstáculos, ser operado, controlado, protegido, etc., sin modificar sus condiciones originales.

2.5.3.- Elementos técnicos de un canal

Los elementos técnicos de un canal son: el gasto (Q), el coeficiente de rugosidad (n), la pendiente (S_o) del piso en perfil, el talud (m) o inclinación de las paredes, el ancho de la plantilla (b), el tirante (d) del agua y la velocidad media (V) con la que el agua fluye en el cauce.

Complementariamente también se tiene el área hidráulica (A), que es la superficie de la sección que resulta de cortar la corriente en un plano vertical, el perímetro mojado (P) que es el contorno del contacto entre la corriente y el cauce de la sección normal, y el radio hidráulico (R_h), que es el cociente del área hidráulica entre el perímetro mojado.

2.5.4.- Clasificación de canales

Arteaga (1993), clasifica a los canales de la siguiente manera:

a) Por su ubicación.

En elevados, superficiales (excavados o en terraplén) y subterráneos.

b) Por la geometría de su sección.

En rectangulares, trapeciales, circulares, en herradura, etc.

c) Por su finalidad práctica.

- En canales de fuerza, cuando sirven para generar energía hidroeléctrica.
- Canales de navegación, cuando sirven para transportar mercancías, pasaje, etc. (Panamá, Suez, Missisipi, etc.).
- Canales de riego, cuando sirven para conducir el agua de una fuente de abastecimiento (presa, pozo, etc.) hasta las parcelas de cultivo.
- Canales de abastecimiento, cuando conducen agua potable a poblados.

d) Por la condición interior de su sección.

En revestidos y sin revestimiento.

e) Por su funcionamiento hidráulico.

Sin considerar el tiempo, de acuerdo con el espacio, se clasifican en canales de régimen uniforme y de régimen variado:

i) Canales de régimen uniforme:

- Esguerrimiento tranquilo o subcrítico.
- Esguerrimiento crítico.
- Esguerrimiento rápido o supercrítico.

ii) Canales de régimen variado no uniforme:

- Esguerrimiento gradualmente variado, que puede ser. acelerado o retardado.
- Esguerrimiento bruscamente variado (salto hidráulico).

Sistemas de conducción

De la clasificación arriba mencionado, nos interesan los canales de riego, constituido por el sistema de conducción y el sistema de distribución. El sistema de conducción lo conforma el canal principal, que puede considerarse dividido en dos partes: el primer tramo, denominado muerto, desde la obra de toma hasta el lugar donde sale el primer lateral; el segundo, desde este lugar hasta donde sale el último lateral, limitando este último tramo con la zona de riego. Este segundo tramo forma parte del sistema de distribución.

Sistema de distribución

Está conformado por una red de canales denominados en orden descendente de magnitud: laterales, sublaterales, ramales y subramales. Los laterales dominan las divisiones principales del área regable y abastecen a los sublaterales. Los sublaterales abastecen a los ramales y éstos a los subramales y/o regaderas.

Una de las especificaciones técnicas de los canales para riego es que su régimen debe ser uniforme con esguerrimiento tranquilo, y su tirante correspondiente, que es mayor al crítico, se conoce como tirante normal. Esto sólo puede ocurrir en un sección transversal y pendiente de plantilla constante; es decir, el flujo uniforme sólo puede ocurrir en canales artificiales, pero no en los naturales.

2.5.5.- Diseño Hidráulico de canales.

El diseño hidráulico de un canal consiste en definir la geometría de su sección normal resultante de cortar el cauce con un plano vertical, perpendicular al flujo; a partir de los datos de : gasto (Q), tipo de material (n) en el que se aloje el cauce y confine la corriente y pendiente (S) de la rasante.

Arteaga (1993), señala que el gasto generalmente se estima mediante gráficas que ligan la capacidad del canal (m^3/s) con área por regar (hectáreas) y que se han elaborado con base en experiencias de operación en zonas de riego. Obviamente el gasto que se requiere depende del programa de cultivos, el cual genera un calendario de riegos.

La pendiente y el tipo de material derivan del trazo definitivo del canal tanto en planta como en perfil aprobado.

Un problema de diseño de canales se plantea de la siguiente forma:

- a) Datos: Q, n y S.
- b) Incógnitas: b, d, m, V.
- c) Solución: Cualquiera que sea el tipo de problema, son dos las ecuaciones que permiten el diseño de un canal:

La ecuación de continuidad: $Q = A V$.

y la fórmula de Chézy , modificado por Manning:

$$V = (1 / n) S^{1/2} R^{2/3}$$

El gasto entonces es: $Q = (A / n) S^{1/2} R^{2/3}$

ecuación que es válido sólo para flujo uniforme.

2.5.6.1.- Sección de máxima eficiencia en canales.

En ciertas condiciones de topografía y clase de suelo puede presentarse el siguiente problema: dada la sección y pendiente que debe tener un canal, determinar cual es la forma que debe proporcionársele a la sección para conducir el mayor gasto o sea la máxima eficiencia hidráulica.

Esta sección se consigue teniendo una relación plantilla-tirante: $b/d = 2 \tan (\alpha/2)$ para la condición de máxima eficiencia $R_h = d/2$; donde α es el ángulo de la inclinación de la talud.

2.5.6.2.- Sección de mínima filtración en canales.

En algunos casos es necesario obtener la menor pérdida posible de agua por filtración en los canales. La fórmula que proporciona esta condición es: $b / d = 4 \tan (\alpha / 2)$.

Cuando el canal es en roca o el revestimiento sea muy caro, se dan secciones de máxima eficiencia hidráulica; y si el problema es mantener una alta eficiencia por conducción, se diseñarán secciones de mínima filtración.

NOMBRE DEL TRABAJO : Rehabilitación de la Derivadora “El Cadillo” del Ejido Hipólito, Municipio de Ramos Arizpe, Coah., Méx.

AUTOR : Eugenio Sánchez Vega.

FECHA DE ELABORACIÓN : Marzo de 1998.

ORGANIZACIÓN : El trabajo se dividió en tres partes, el cual se integró en un archivo cada uno. El objeto de presentar este trabajo en tres archivos es para facilitar su manejo (al abrir y cerrarlos). A continuación se explica, en forma breve, el contenido de cada parte, para que el lector pueda dirigirse hacia la que sea de su interés.

INTROREVLIT : El archivo denominado INTROREVLIT contiene : Presentación, Índice de contenido de los tres archivos, la Introducción, Justificación y Objetivos del trabajo, y Revisión de Literatura.

MATERIALES : El archivo denominado MATERIALES contiene :
Materiales y Métodos, Resultados, Observaciones, Conclusiones y
Bibliografía.

ANEXOS : El archivo denominado ANEXOS contiene : El Anexo, en el que
se detalla la Memoria de Cálculo y cuadros (normales climáticas del área del
proyecto, etc.)

¡ SUERTE !

III .- MATERIALES Y MÉTODOS

3.1.- MEDIO GEOGRÁFICO Y FÍSICO DEL ÁREA DEL PROYECTO.

3.1.1.- Localización

El ejido Hipólito está localizado al extremo Oeste dentro del área que comprende el municipio de Ramos Arizpe, al sureste del Estado de Coahuila. El poblado Hipólito se ubica al norte del ejido, en las coordenadas geográficas: 25° 42' 8" latitud norte y 101° 24' 12.5" longitud Oeste.

La estructura derivadora se encuentra al sureste del ejido, al pie de la Sierra el Potrero, en las coordenadas 25° 38' 26" latitud norte y 101° 19' 49.2" longitud Oeste; y a 1150 metros sobre el nivel del mar. Los terrenos de riego de esta derivadora están al noroeste del mismo.

El poblado Hipólito está comunicado, mediante una carretera pavimentada de 15 Km., con la carretera Federal No. 40 de Saltillo-Torreón; sobre el kilómetro 50 aproximadamente ; Además, cuenta con una estación del ferrocarril Monterrey-Torreón.

El acceso a la estructura de derivación “El Cadillo” y su unidad de riego, se logra por medio de un camino de terracería que parte del poblado hacia el sureste a una distancia de alrededor de 3 Km.

3.1.2.- Superficie

La extensión que ocupa la cuenca portadora de los escurrimientos que da origen al arroyo y cuyo volumen será interceptada en la obra de derivación es de 40.862 Km². y la superficie abierta al cultivo es 90 ha.

3.1.3.- Suelos

En la cuenca, donde se originan los escurrimientos, predomina el litosol (65% de la superficie con respecto al área total) que es un suelo sin desarrollo con profundidad menor de 10 cm. y susceptibilidad moderada a la erosión. El siguiente tipo de suelo predominante es el xerosol (24%), el cual es de color claro y pobre en materia orgánica, cuyo subsuelo es rico en arcilla y carbonatos. Por último está el regosol (10%), de color claro y sin capas diferenciadas.

En la zona de riego existe principalmente xerosol cálcico de textura media y de fase física lítica profunda. En segundo término, casi en la misma proporción que éste, se encuentra el litosol. En esta área, estos suelos se han originado por la meteorización de tres tipos principales de rocas sedimentaria: lutitas, areniscas y calizas. Por procesos de eluviación y coluviación, el producto de la intemperización de estas rocas se han depositado en las partes bajas formando un aluvión mineral profundo apropiado para la agricultura.

3.1.4.- Hidrografía

La corriente principal proveedora, que se intercepta en la derivación, es el escurrimiento de la cuenca que nace desde la cima de la Sierra el Potrero y fluye hacia el pie de ésta de Este a Oeste a una distancia de 19.10 Km. (que es la longitud total del cauce principal, cuya pendiente media es 2.48%). El escurrimiento excedente, después de la derivación, desemboca en el arroyo de Patos, al noroeste de la zona de estudio; el

arroyo de Patos en su curso más adelante cambia su nombre por río Salinas y en el Estado de Nuevo León se une al río Pesquería, la cual descarga en el río San Juan. El río San Juan es interceptado por la presa Marte R. Gomez y su remanente es afluente del río Bravo. El ejido Hipólito está situado al Oeste de la Región Hidrológica No. 24.

3.1.5.- Clima

El tipo de clima corresponde a $B S_0 h w (x') (e')$ que significa clima seco semicálido, con lluvia en verano y precipitación invernal mayor de 10.2%, invierno fresco y extremoso.

a) Temperatura

La temperatura es extremosa; varía considerablemente según la época del año; así, en verano se presentan temperaturas máximas medias entre 31 y 32 °C y en invierno las temperaturas medias mínimas tienen una variación entre 5 y 6 °C. La temperatura media anual es 19.60 °C.

b) Régimen de lluvias

La temporada lluviosa comprende de junio a octubre. El mes con lluvia más abundante es septiembre ($P_m = 29$ mm) y el mes más seco es marzo ($P_m = 2.8$ mm). La media anual está cerca de 200 mm.

c) Evaporación

La evaporación total media anual es 1971 mm; con evaporaciones medias máximas en junio (231 mm) y mínimas en diciembre (52 mm).

Los inciso a, b y c se concentran en el cuadro 3.1.1 del anexo para mayor detalle.

Los datos para caracterizar a nuestra zona de estudio se tomó del registro de la estación meteorológica del Campo Experimental de La Suceda, Ramos Arizpe, coah. ; ya que, aunque no es una de las estaciones más cercana, cuenta con mayor número de registro. Además, sus condiciones geográficas son similares.

d) Heladas

La temporada totalmente libre de heladas está comprendido del 21 de abril al 30 de octubre como se observa en el cuadro 3.1.2 (anexo), “PERIODO LIBRE DE

HELADAS”, pero las probabilidades de su ocurrencia se puede ver en la curva de probabilidades en la figura 1 (ver anexos).

Cabe mencionar que la estación de crecimiento puede estar definido con un riesgo hasta del 20% para agricultura de temporal y un 10% para agricultura de riego.

e) Humedad relativa

La humedad relativa más alta se presenta en verano (julio y agosto) siendo la más alta de 60.40%., y la mínima ocurre en invierno, siendo la más pequeña de 38.98%

En el cuadro 3.1.3 , del anexo, se puede apreciar la humedad relativa (H.R.) en % de cada mes del año, en la que t es temperatura de bulbo seco y t´ es la temperatura de bulbo húmedo, en ° C.

f) Viento

En general durante el año predominan los vientos del sureste, pero en invierno imperan los vientos del noreste. Los vientos más fuertes ocurren en febrero y marzo.

g) Fotoperiodo

En esta tabla se presenta el fotoperiodo (N) medio de cada mes en horas:

MES	DÍA REPR.	N, hrs.
ENERO	17	10.598
FEBRERO	15	11.147
MARZO	16	11.863
ABRIL	15	12.634
MAYO	15	13.273
JUNIO	11	13.583
JULIO	17	13.421
AGOSTO	15	12.883
SEPTIEMBRE	15	12.119
OCTUBRE	15	11.356
NOVIEMBRE	15	10.703

DICIEMBRE	10	10.419
------------------	-----------	---------------

DIA REPR. = Día Representativo.

h) Evapotranspiración potencial (ETP)

Torres (1995), afirma que una de las ecuaciones más precisas para determinar la ETP, para condiciones áridas y semiáridas, es la propuesta por Blanney y Criddle, cuya ecuación es la siguiente:

$$ETM = KF$$

Donde:

ETM = Evapotranspiración máxima para un determinado cultivo, m.

K = Coeficiente global de evapotranspiración estacional.

$$F = \sum f; \quad f = P \left(\frac{t + 17.78}{21.87} \right), \text{ mensual en cm.}$$

P = % de horas de sol del mes con respecto al total anual.

t = Temperatura media mensual (°C).

Por otro lado, Torres propone la siguiente fórmula, que modificó de Turc:

$$ETP = \frac{0.008 * t * RA + 0.66}{t + 15}$$

Donde:

ETP = Evapotranspiración potencial en mm/día.

t = Temperatura media mensual en °C.

RA = Radiación solar total recibida en una superficie horizontal situada en el límite superior de la atmósfera en calorías / cm² por día.

A continuación se calculará la ETP por el método de Blanney y Criddley y de Turc, modificada por Torres, para el cultivo de maíz y frijol, cuyos ciclos vegetativos son de 120 días:

Maíz, $K = 0.85$

Frijol, $K = 0.70$

Blanney y Criddley:

MES	P	t	f
JUL.	9.47	23.90	18.05
AGO.	9.10	23.50	17.18
SEPT.	8.30	22.50	15.29
OCT.	8.10	20.30	14.10

F = 64.61

Turc-Torres:

RA	ETP*	ETP**
948.30	5.07	157.06
908.70	4.84	150.04
820.00	4.33	129.96
698.00	3.59	111.38

SUMA : 548.38

$$ETP = KF = 0.85 * 64.61$$

$$ETP = 54.92 \text{ cm (maíz).}$$

$$ETP = KF = 0.70 * 64.61$$

$$ETP = 45.22 \text{ cm. (frijol).}$$

$$ETP = 54.84 \text{ cm.}$$

$$(\text{maíz y frijol}).$$

$$ETP * = \text{mm} / \text{día.}$$

$$ETP ** = \text{mm} / \text{mes.}$$

P y RA fue tomado de Torres (1995).

3.1.6.- Cultivos

Los principales cultivos que se establecen en el área del proyecto son: maíz, frijol, sorgo y calabaza, todos de temporal.

3.1.7.- Vegetación

Dentro del área de la cuenca predomina una asociación de vegetación, destacando: matorral inerme, crasi-rosulifolios espinosos y pastizal natural.

3.1.8.- Geología

Las rocas superficiales y del subsuelo son sedimentarias. Casi todas son lutitas y areniscas, aunque también hay, en pequeñas áreas, conglomerados. Estos han dado origen a suelos de tipo aluvial en las cercanías de los arroyos y en los terrenos del proyecto.

3.2.- ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

3.2.1- Determinación de la Precipitación Media de la cuenca.

Para determinar la precipitación media (Pm) de la cuenca se recurrió a los registros de la lluvia puntual de las estaciones meteorológicas más cercanas y/o que cuentan con mayor número de datos. Así, se escogieron tres estaciones : La Saucedá (INIFAP), La Rosa (CONAGUA) y Buenavista (UAAAN). Con éstos, se calculó la Pm de la cuenca por el método de las isoyetas, obteniéndose $Pm = 321.00$ mm de lluvia media anual

3.2.2.- Determinación de la Estación base.

La Estación Meteorológica de Hipólito es la más cercana a la zona del proyecto, pero se decidió no usar los datos de su registro, ya que no es muy confiable por carecer de información de algunos años. Por ello, analizando los datos de las precipitaciones de las estaciones anteriores, se optó tomar como base, para cálculos posteriores, la estación de La Saucedá ; considerando que es la que tiene mayor número de datos. La precipitación de la estación base se extrapola al sitio del proyecto mediante un coeficiente de corrección ($Kc = Pm \text{ de la cuenca} / Pm \text{ de la estación base}$).

3.2.3.- Cálculo del coeficiente de escurrimiento (Ce)

El coeficiente de escurrimiento anual depende de cuatro factores básicamente : la precipitación media, el tipo de suelo, el uso del suelo (cubierta vegetal) y la pendiente media.

a) Precipitación media : se calculó en el inciso 3.2.1. de páginas anteriores.

b) Tipo de suelo : La importancia de éste radica en cuanto a su mayor o menor permeabilidad y, en este caso, los suelos se han clasificado como moderadamente permeables : Litosol y regosol que corresponden a suelos tipo C y Xerosol al tipo B.

c) Uso del suelo (cubierta vegetal) : En la cuadro 3.2.3 de los anexos se presentan diversos usos del suelo ; los observados en el reconocimiento de la cuenca en cuestión corresponden a los del cuadro siguiente (cuadro 1) :

Cuadro 1. Valores que corresponden a la cuenca en estudio.

1	2	3	4	5	6	4 x 6
USO DEL SUELO	TIPO	AREA (Km ²)	%	K	Ce	%Ce
Tierras desnuda	C	1.8918	4.48	0.30	0.1243	0.00557
Tierras agrícolas	B	0.4567	1.081	0.27	0.1019	0.00110
Pastizal	C	39.878	94.40	0.28	0.1094	0.10332
Coeficiente de escurrimiento :					Ce =	0.11000

El procedimiento para obtener el Ce fue el siguiente :

1) Se delimitaron los tipos y usos de los suelos y se midieron sus áreas correspondientes, luego se calculó el porcentaje de cada área con respecto al área total de la cuenca.

2) Para cada tipo y uso del suelo se halló el valor de K (tabla 1).

3) Para cada tipo y uso del suelo, se calculó Ce con la siguiente fórmula :

Para $K > 0.15$:

$$Ce = K \left(\frac{P - 250}{2000} \right) + \frac{K - 0.15}{1.5}$$

Donde :

Ce = Coeficiente de escurrimiento medio anual, Adim.

K = Parámetro que corresponde al tipo y uso del suelo.

P = Precipitación media, mm.

4) Se multiplicó Ce por el porcentaje (en decimal) que le correspondía para cada tipo y uso del suelo.

5) Los resultados de cada Ce (por tipo y uso) se sumaron, obteniéndose así el coeficiente de escurrimiento medio.

3.2.4.- Estimación de la Avenida Máxima.

La estimación de la avenida máxima se hizo utilizando tres métodos diferentes con el fin de comparar los resultados y asegurar que el valor obtenido esté dentro de un rango aceptable.

Los métodos utilizados son :

- 1.- Método de Sección y Pendiente.
- 2.- Método racional modificado.
- 3.- Método de envolventes.

1.- Método de Sección y pendiente

Para su aplicación se requiere hacer el levantamiento de un tramo de cauce con el propósito de obtener una serie de datos topográficos e hidrológicos que permitan determinar el gasto máximo probable de dicho cauce.

En esencia, este método consiste en aplicar la fórmula empírica de Chézy, corregida por Manning, para canales y la ecuación de continuidad. Estas ecuaciones son :

Ecuación de Manning :

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

Ecuación de continuidad :

$$Q = A * V$$

a) Trabajo de campo

El levantamiento topográfico se inicia con la elección de un tramo de cauce más o menos recto, en la parte más baja de la cuenca, uniforme en su sección y donde los

márgenes sean altos y sobrepasen el nivel de aguas máximas (para garantizar que no haya habido desbordamientos).

Después de lo anterior, se continuó con el establecimientos de puntos de control y apoyo, mediante una poligonal abierta con tránsito y cinta, dejando estacas a cada 40 m y asignándole su kilometraje correspondiente. En seguida, se nivelaron todos los puntos de control con nivel fijo, y con nivel de mano y cinta se levanta cada sección transversal, normales a la corriente, hasta una elevación mayor que el nivel de aguas máximas. Invariablemente se tomaron los puntos de huellas máximas y el punto más bajo del cauce. Finalmente, se inspeccionó visualmente el cauce para asignarle un coeficiente de rugosidad, que sea representativo a todo el cauce o asociado a cada tramos.

b) Trabajo de gabinete

Se dibujaron cada una de las secciones transversales con la misma escala vertical y horizontal, indicando las huellas máximas. Se obtuvo el área hidráulica (con planímetro) y el perímetro mojado (con curvímetro) para cada una de las secciones. Se dibujó el perfil del fondo del cauce y se calculó su pendiente media. Finalmente, se organizaron los cálculos como está sugerido en el cuadro 2 y se obtuvo el gasto para cada tramo. Por último, se suman éstos y se divide entre el número de tramos, con lo cual se obtiene el gasto medio buscado.

Cuadro 2. Cálculo del gasto máximo por el método de sección y pendiente (huellas máximas).

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
SECCIÓN	A (m ²)	P (m)	r = A/P	r _m	A _m	$Q = (A_m * r_m^{2/3} * S^{1/2})/n$
0 + 000	34.74	36.4	0.9544			
0 + 040	36.60	34.5	1.0609	1.007	35.67	61.934
0 + 080	37.2	34.2	1.0877	1.074	36.90	66.866
0 + 120	37.28	26.88	1.3869	1.237	37.24	74.147

SUMA = 202.947

$$Q = 202.947 / 3 = 67.649 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{máx}} = 67.649 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La pendiente media calculada fue $S = 0.003656$ y el coeficiente de Kutter asignada al cauce es $n = 0.035$.

2.- Fórmula racional modificado

$$Q = C_e L A$$

Donde:

Q = Gasto máximo en m^3/hora .

C_e = Coeficiente de escurrimiento, que representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa y está en función de las características de la cuenca.

L = Lluvia máxima en 24 hrs. para un periodo de retorno dado, en m/hr .

A = Area de la cuenca, en m^2 .

La fórmula racional modificada se diferencia de la original en que aquella toma en cuenta la intensidad de lluvia i , y ésta la sustituye por lluvia máxima en 24 horas. Utiliza este valor considerando que la lluvia reportada en 24 hrs. se puede presentar en una hora.

Esto es especialmente útil cuando sólo se dispone de datos pluviométricos con registros cada 24 horas.

Para elegir la lámina de precipitación L en base a un periodo de retorno, fue necesario, en primer lugar, calcular la probabilidad empírica a asociada a cada dato del cuadro 3.2.2 (anexo) con la fórmula de Weibull $(m/(n+1))$; posteriormente, mediante la prueba de Kolmogorov-Smirnov se seleccionó la función de distribución de probabilidad teórica que mejor se ajustó a dichos datos, y esta función se usó para la extrapolación. De las funciones probadas que son la normal, log-normal, Pearson III y Gumbel, se aceptó la Pearson III. Con esta función y un periodo de retorno

elegido en base a un riesgo aceptable, que depende del balance entre el costo de la obra y el de los daños que se producirían al verificarse una falla, se obtuvo el siguiente resultado:

Periodo de retorno (T) : 25 años.

Vida útil de la obra (n) : 30 años

Riesgo (= $1 - (1 - 1 / T)^n$) : 70%

Precipitación de diseño (L) : 51.63 mm.

Área de la cuenca (A) : 41 000 000 m²

Sustituyendo L en la fórmula racional, se tiene:

$$Q = C_e L A$$

$$Q = (0.11)(0.05163 \text{ m/hr})(41\ 000\ 000 \text{ m}^2)$$

$$Q_{\text{máx}} = 65 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.- Método de Envolventes

Para cada una de las 37 regiones hidrológicas en que la S.A.R.H. ha dividido a la República Mexicana, ha generado gráficas de Area de drenaje contra gasto máximo unitario.

Creager :

$$q = 1.8 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{km}^2 \quad (\text{Gasto unitario})$$

$$Q_{\text{máx}} = 72 \text{ m}^3/\text{s}.$$

3.3.- LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS

Los estudios topográficos necesarios que permitieron la planeación y el desarrollo del proyecto fue sobre varios aspectos, a saber :

- a) Cuenca de captación.
- b) Cauce del arroyo para proyectar la rehabilitación de la derivadora.
- c) Canal de conducción.
- d) Zona de riego.
- e) Cauce del arroyo para estimar la avenida máxima.

3.3.1.- Cuenca de captación

Con el propósito de estimar la avenida máxima por métodos indirectos es preciso conocer las características de la cuenca como son : área, topografía y tipo y uso del suelo (vegetación).

Prácticamente fue imposible llevar a cabo un levantamiento topográfico, por lo que fue necesario definir cuantitativamente dichas características en las cartas elaboradas por la CETENAL y el INEGI (carta topográfica, carta de uso de suelo y carta de tipo de suelo). Los resultados de este estudio permitió conocer : el coeficiente de escurrimiento (C_e), área de la cuenca, tiempo de concentración del escurrimiento, etc.

3.3.2.- Cauce del arroyo para proyectar la rehabilitación de la derivadora.

La configuración del cauce del arroyo donde se localiza la Derivadora, cuya rehabilitación se proyecta, se logró por el método de Secciones Transversales, con tránsito, nivel y cinta. Para realizar este levantamiento se tomó como banco de nivel un punto situado sobre la cortina vertedora y se le asignó una cota de 100.00 (ver perfil de cortina en el plano 2). El poligonal de apoyo se extendió desde un punto al inicio del canal de conducción (Est. 0+331.25) hasta 300 m aguas arriba de la estructura vertedora (Est. 0+000). El resultado de este levantamiento topográfico, en el plano 1, se muestra.

3.3.3.- Canal de conducción.

El objetivo básico de este levantamiento es conocer el trazo, la pendiente y la longitud total del canal, para lo cual se partió de una cota conocida (Est. 0+331.25) y se trazó una poligonal abierta a lo largo del mismo, tomando las lecturas, desde el vértice de la poligonal, de varios puntos a lo largo del canal (centro del canal), por el método de radiaciones. En el plano 3 se muestra el resultado de este levantamiento.

3.3.4. - Zona de Riego.

El levantamiento topográfico de la Unidad de Riego se realizó por el método taquimétrico de Puntos Aislados o Radiaciones. Para ésto, se trazó una poligonal abierta dirigida hacia el centro del terreno y extendido a lo largo del mismo. Desde los vértices de esta poligonal base se ubicaron los puntos del terreno por medio de un ángulo, una distancia y una elevación, aplicando fórmulas de estadía. Estos puntos permitieron la configuración del terreno interpolando entre ellos para hallar las curvas a nivel. La aplicación de este procedimiento requirió tránsito, estadal y cinta. La configuración del terreno se presenta en el plano 3. En promedio, el ancho del terreno es de 240 m. y su longitud de 3300 m.

3.3.5.- Cauce del arroyo para estimar la avenida máxima.

EL procedimiento de este levantamiento se describe en las secciones 2.4 y 3.2.1 de este trabajo (método de sección y pendiente).

3.4.- CALCULOS HIDRÁULICOS

3.4.1.- Rehabilitación de la Derivadora.

Al analizar algunas alternativas que permitieran rehabilitar la obra existente, se decidió que la más económica y viable consiste en un desazolvamiento en la estructura derivadora y un encauzamiento del escurrimiento del arroyo hacia el canal de derivación. La capacidad de las partes de está estructura rehabilitada se calculó con base en el caudal máximo de derivación y cuando se presenta la avenida máxima.

3.4.2.- Represas y tomas sobre el canal de conducción.

Gran parte del canal de conducción prácticamente se ha convertido en un cauce natural debido al deterioro que ha sufrido, tanto en su rasante como en su talud. Por ello, y dada las características de la corriente por derivar, se optó sólo verificar que los diferentes tramos a lo largo de su trayecto tengan la capacidad para conducir el caudal calculado con base a la demanda. Cuando sea preciso se aumentará el bordo libre, con una maquinaria, para darle al canal la capacidad necesaria.

Se han sugerido seis represas y tomas tipo a lo largo del canal de distribución,

con la finalidad de alimentar a las laterales de riego. El dimensionamiento de las represas y sus correspondientes tomas, aguas arriba del mismo, está en función del gasto máximo requerido para cada área a regar, cuando se extrae del arroyo todo el caudal proyectado. Los resultados de este cálculo, así como el modelo de las represas y tomas tipo, se presenta en el plano 3.

IV.- RESULTADOS

Una vez concluidos los trabajos, tanto de campo como de gabinete, requeridos para llevar a cabo los estudios del área del proyecto, se obtuvo como resultado lo siguiente :

El área de la cuenca aportadora de los escurrimientos a aprovechar es de 41 Km² y la longitud del cauce principal, que intercepta los escurrimientos sobre ésta, es de 19.10 Km., cuya pendiente media es 2.48%.

La avenida máxima que se ha presentado en el arroyo donde se localiza la Derivadora es de 63.00 m³ / s para un período de retorno de 25 años, y aplicando un coeficiente de escurrimiento de 0.11.

La superficie del área abierta al cultivo, actualmente en parte en explotación y del cual se pretende beneficiar, es de 90 ha., en donde se siembra principalmente maíz, frijol, sorgo, avena y calabaza, todos de temporal.

El gasto de la derivación es de 5.208 m³ / s para cubrir una lámina de 10 cm en 90 ha. durante un tiempo de 8 horas de riego. Con ésto, se tiene una demanda promedio de agua de 1667 m³ / ha. en cada riego.

La longitud del canal de conducción es de 4 Km., siendo 750 m. de tramo muerto. Su pendiente media es de 0.0063.

El vertedor de la estructura derivadora antigua tiene una longitud de 40 m. y su altura, en su paramento aguas arriba, a partir de su cresta, es menor de 0.10 m. a causa de su azolvamiento en más del 90%.

Por la baja elevación del terreno al lado derecho de la Derivadora, la corriente ha tendido a desviarse hacia ese lado, originando un incipiente cauce nuevo y haciendo cada vez más difícil la derivación hacia la estructura existente.

V.- OBSERVACIONES

La capacidad del vertedor existente no es suficiente para desalojar el flujo cuando se presentan avenidas grandes, por lo que una parte del agua se desborda a un lado de dicho vertedor, ocasionando un deterioro de la estructura.

Uno de los propósitos del canal que se está proponiendo aguas arriba de la derivadora es, además de encauzar la corriente, permitir que el flujo, que es de tipo torrencial, llegue hasta la presa con una velocidad reducida; lo cual permitirá un control más adecuado, tanto para la derivación como para el vertedor. Para lograr este fin, se construirá una caída sobre el canal, a 130 m. aguas arriba de dicha derivadora, que aliviará un desnivel de 1.50 m.

No se consideró el efecto que tendría el azolve sobre la vida útil de la presa debido a que ésta es una obra pequeña y desazolvarlo cuando sea preciso no representa mayores dificultades.

Es necesario hacer un recorrido a lo largo del canal de conducción y verificar que los tramos, diferenciados por las represas y tomas, tengan las dimensiones calculadas.

La capacidad de la derivación de la Derivadora se planeo para cubrir la demanda de agua para 90 ha. ; pero, si es necesario, se puede aumentar su capacidad incrementando la elevación de la cresta vertedora.

VI.- CONCLUSIONES

Se hará un encauzamiento de la corriente del arroyo hacia la derivadora mediante un canal, cuya longitud es de 300 m., aguas arriba de la derivación. La construcción de este canal requiere un volumen de excavación de 3625.00 m³ y un volumen de terraplén de 4783.00 m³ y su capacidad es conducir la avenida máxima hacia la derivadora.

Además del desazolvamiento de la derivadora, se le aumentará en 0.20 m. su cresta vertedora existente para darle la capacidad de captar, hacia el canal de conducción, 5.208 m³/s.

Se verterá 58 m³/s hacia el arroyo si se presenta la avenida máxima, por lo que se le construirá a la derivadora un vertedor adicional de 20 m de longitud ; con lo cual se tendrá en total 40 m de vertedor rectangular de cresta ancha, diseñado para soportar sobre él un tirante máximo de 0.85 m. Además, se cuenta con otro vertedor de 20 m de longitud que funcionará como limitador de gasto antes del inicio del canal de conducción.

Para conectar el canal de encauzamiento con la derivadora, se construirá al lado derecho de ésta un muro de gaviones de 30 metros de longitud y 3.30 metros de altura.

Al canal de conducción, sólo se le incrementará el bordo en los tramos donde no tenga la capacidad para conducir el gasto proyectado.

Se le construirán seis represas y tomas tipo, de compuerta deslizante, sobre el canal de conducción para el riego. La capacidad de cada una de éstas es diferente y está en función de la distribución del agua a lo largo del área de riego.

ANEXOS

MEMORIA DE CALCULO

1. Diseño hidráulico de la derivación

A continuación se presentan los cálculos hidráulicos que se hicieron para

hallar las dimensiones requeridas de las diferentes partes de la estructura derivadora, así como del canal de encauzamiento.

DATOS :

Superficie a regar (Sup)	90 ha.
Lámina de riego (Lr)	0.10 m.
Tiempo de riego (Dd)	8 hrs.
Volumen de agua requerida (Vol = Sup. * Lr).....	90 000 m ³
Eficiencia de conducción (Kc)	0.8
Eficiencia de aplicación (Ka).....	0.75
Eficiencia global (Kg. = Kc * Ka)	0.60
Coeficiente de rugosidad del canal de conducción (n)	0.03
Gasto de derivación (Qt).....	5.208 m ³ /s

DESARROLLO DEL CÁLCULO

El gasto de derivación se calculó con la siguiente fórmula :

$$Q_t = \text{Vol} / (Dd * K_g) = 90000 / (3600 * 8 * 0.60) = 5.208 \text{ m}^3/\text{s}.$$

En el siguiente cuadro se enlistan los resultados de las secciones de tres tramos en la derivación, calculados a partir de la información arriba anotadas :

Fórmula utilizada : $Q = \frac{A}{n} r^{2/3} S^{1/2}$

TRAMO	Y	B	A	V	So	m	TIP0	EXC
Canal de Conducción	1.13	3.50	5.86	0.89	0.001	1 : 5		0.00
Estación 0 + 311.5	0.87	6.50	6.21	0.84	0.001	1 : 5		0.00
Estación 0 + 285	0.67	10.0	6.98	0.75	0.001	1 : 5		0.27

El dibujo de estos tramos se muestra en el plano No. 2

En donde :

Y = Tirante normal, m.

B = Plantilla del canal, m.

A = Área de la sección transversal, m².

V = Velocidad del flujo, m /s.

So = Pendiente de la rasante.

m = Talud.

Exc. = Grosor de la excavación en el eje del canal, m.

2. Cálculo del vertedor

1. TRAMO DE MAMPOSTERÍA (ESTACION 0+285)

A) CÁLCULO HIDRAÚLICO

Vertedor rectangular de cresta ancha

Coeficiente de descarga (C)..... 1.84

Longitud de la cresta (L).....20.00 m.

Avenida de diseño (Q).....29.00 m³/s

Carga de diseño : $H_d = (Q / C L)^{2/3}$ 0.85 m.

tirante crítico : $Y_c = (Q^2 / g L^2)^{2/3}$ 0.60 m.

Área transversal de la sección crítica (Ac).....12.00 m².

Velocidad crítica : $V_c = Q / A_c$2.41 m/s.

Carga de velocidad en la sección crítica (hvc).....0.30 m.

Tanque de descarga : $L_T = 5 (Y_2 - Y_1)$4.60 m.

Elevación de la cresta vertedora	99.41 m
Elevación de la rasante al pie de la cortina aguas arriba.....	98.74 m
Número de Froude : $F = V_1 / (Y_1 g)^{1/2}$	3.82
(Salto hidráulico oscilante)	

CONDICION DE SUMERGENCIA

La sumergencia (S) máxima admisible para que el vertedor no trabaje con descarga ahogada es :

$$S = 0.3 (H_d) = 0.3 (0.85) = 0.255 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Elevación del agua con sumergencia máxima} &= 99.41 + 0.255 \\ &= 99.665 \text{ m.} \end{aligned}$$

Solución :

Aplicando el teorema de Bernoulli entre la sección de control y aguas abajo del vertedor, se tiene :

$$Z + Y_c + h_{vc} = Y_1 + h_{v1} + h_f$$

h_f es despreciable porque la longitud de caída es muy corta.

Z es la altura del vertedor, y para un primer intento se propone $Z = 1.00$, con lo cual se obtiene la suma del primer miembro :

$$1 + 0.60 + 0.30 = Y_1 + h_{v1} + h_f$$

$$1.90 = Y_1 + h_{v1}$$

Proponer Y_1 hasta que el miembro derecho de la ecuación de Bernoulli sea igual a su miembro izquierdo, mediante el uso de la fórmula :

$$V_1 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{Y_1 L}; \quad h_{v1} = \frac{V_1^2}{2g}$$

Resultados :

$$Y_1 = 0.255 \text{ m}$$

$$V_1 = 5.68 \text{ m/s}$$

$$h_{v1} = 1.645 \text{ m}$$

Calcular :

$$Y_2 = -\frac{Y_1}{2} + \sqrt{\frac{2Y_1 V_1^2}{g} + \frac{Y_1^2}{4}}$$

$$Y_2 = 1.174 \text{ m.}$$

Verificando elevaciones :

$$\text{Elev. del piso aguas abajo : Elev. C.V.} - Z = 99.41 - 1.00 = 98.41 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Elev. de la S.L.A. después del salto : Elev. piso} + Y_2 &= 98.41 + 1.174 \\ &= 99.584 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sumergencia :} \quad S &= 99.584 - \text{Elev. C.V.} = 99.584 - 99.41 \\ &= 0.174 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$S = 0.174 \text{ m} < 0.30 (H_d) = 0.255 \text{ m, lo cual es aceptable.}$$

Conclusión :

La altura Z de la cortina vertedora (paramento aguas abajo) debe ser como mínimo 1.00 metro para que el vertedor no trabaje con descarga ahogada, con el gasto y carga de diseño en cuestión.

B) CALCULO ESTRUCTURAL DE LA CORTINA VERTEDORA

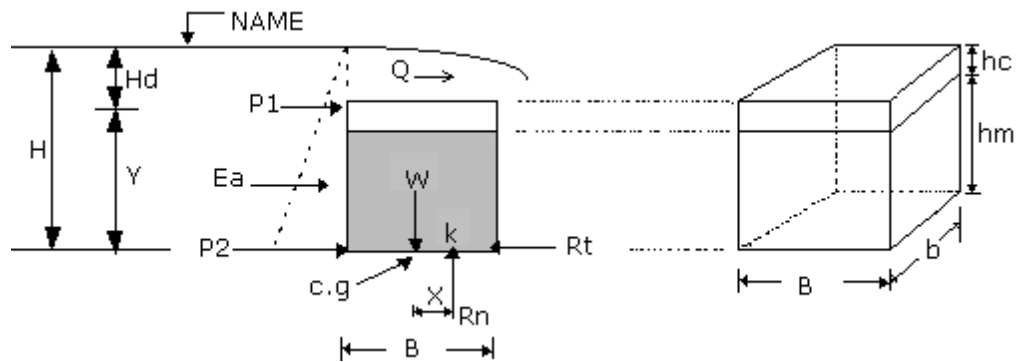


Fig. 1. Cortina de mampostería y concreto.

Donde :

- | | |
|--|--|
| H = Tirante máximo. | E_a = Presión hidrostática resultante. |
| Y = Tirante normal. | W = Peso del muro. |
| H_d = Carga de diseño. | B = Ancho de la base de la cortina |
| P_1 = Presión Hidrostática en. | b = longitud unitaria. |
| cresta del vertedor. | R_n = Reacción normal del piso. |
| P_2 = Presión Hidrostática al | R_t = Reacción tangencial del piso. |
| nivel de la rasante. | h_m = Altura de mampostería. |
| c.g. = Centro de gravedad | h_c = Altura de concreto. |
| X = Desplazamiento del punto de aplicación de R_n respecto a c.g. a causa de E_a . | |

NAME = Nivel del agua máxima extraordinaria.

Como expone Trueba Coronel (1975), el paralelepípedo de la fig. 1 está sometido a una fuerza que es su propio peso (W) aplicado en el centro de gravedad (c.g.) y al empuje E_a que está actuando a una profundidad de dos terceras partes de la altura del agua contadas a partir de la superficie libre ($2H / 3$). Como resultado de la existencia de estas dos fuerzas se tiene la reacción del piso sobre la mampostería, tal que si el muro permanece en equilibrio deberá equilibrar a W y a E_a . Esta reacción del piso se considera descompuesta en dos

partes : una tangencial R_t y otra normal R_n ; E_a y R_t forman un par que tiende a voltear el muro ; W y R_n constituyen otro par que equilibra al anterior.

Tomando proyecciones de las fuerzas :

$$E_a = R_t$$

$$W = R_n$$

(condición para establecer dos pares)

Para la estabilidad del muro, como condición de momento se tiene :

$$(E_a * H) / 3 = W * X$$

puesto que para que exista equilibrio el par formado por el empuje del agua debe ser igual al formado por W y R_n .

Para que no haya **volteamiento** del muro es necesario que el desalojamiento de la reacción normal R_n sea menor que la mitad del ancho de la base B , es decir :

$X < B / 2$ ya que $X > B / 2$ el punto de aplicación de la resultante de R_n y de R_t se sale de la base de la cortina. Para que haya estabilidad X no solo tiene que ser menor que $B / 2$ sino que debe estar dentro del tercio medio de la base B (Fig. 1).

Para que no haya **deslizamiento** es necesario que $E_a < R_t$. La R_t máxima que se puede oponer al empuje E_a se obtiene multiplicando el peso W por el coeficiente de fricción μ entre la mampostería y el terreno.

$$R_{t_{\text{máx}}} = \mu * W > E_a$$

Cuando el empuje E_a supera a la fuerza máxima de frotamiento, el muro desliza.

DATOS :

Ancho de la cortina vertedora (B)1.30 m

Tirante máximo (H)..... 1.515 m

Altura del muro de concreto, en proyecto (h_c)	0.20 m
Altura del muro de mampostería, existente (h_m).....	1.00 m
Peso específico de Mampostería (γ_m)	2000.00 Kg/m ³
Peso específico de Concreto simple(γ_c)	2323.00 Kg/m ³
Peso específico del Agua(γ_a)	1000.00 Kg/m ³
Coefficiente de fricción (μ)	0.57
Subpresión	insignificante

Para facilitar el cálculo se tomará una longitud unitaria de la cortina, por lo tanto $b = 1.00$ m (para los cálculos obsérvese la Fig. 1).

Fuerzas que actúan :

1.- Peso propio : $W = \text{Peso de mampostería} + \text{Peso de concreto}$

$$= (B * h_m * b) (\gamma_m) + (B * h_c * b) (\gamma_c)$$

$$W = 2600 \text{ Kg.} + 603.906 \text{ Kg.}$$

$$\mathbf{W = 3203.906 \text{ Kg.}}$$

2.- Empuje del agua : $E_a = [(P_1 + P_2) / 2] * Y$

$$P_1 = \gamma_a * H_d = (1000 \text{ Kg / m}^3) (0.85 \text{ m}) = 850 \text{ Kg.}$$

$$P_2 = \gamma_a * H = (1000 \text{ Kg / m}^3) (1.515 \text{ m}) = 1515 \text{ Kg.}$$

$$\mathbf{E_a = 786.36 \text{ Kg.} = R_t}$$

1) ESTABILIDAD AL VOLTEAMIENTO

Coeficiente de Seguridad al Volteamiento (C.S.V) :

$C.S.V. = M_{\text{máx}} / M_{\text{act.}} = W * X_{\text{máx.}} / (E_a * H / 3) \geq 3$ para que R_n esté aplicado dentro del tercio medio de la base B.

$$M_{\text{máx.}} = W (B / 2) = 2082.6 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{\text{act.}} = E_a (H / 3) = 397.11 \text{ Kg.m.}$$

Con lo cual se obtiene un $C.S.V = 5.24$ y el punto de aplicación de R_n es $X_{\text{act.}} = 0.124 \text{ m.}$ que está dentro del tercio medio de la base ($X \leq [(B / 3) / 2]$).

2) ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

Coeficiente de Seguridad al Deslizamiento (C.S.D.)

$$C.S.D. = R_{t\text{máx}} / R_{\text{act.}} = W * \mu / \Sigma(E) \geq 1.00$$

$\Sigma(E)$ = Suma de los momentos de las fuerzas de empuje.

La R_t máxima que puede oponerse al deslizamiento del muro es

$$R_{t\text{máx.}} = W * \mu = 3204 * 0.57 = 1826.28 \text{ Kg.}$$

y la fuerza actual, $R_{\text{act.}}$ que tiende a producir el deslizamiento es

$$E_a = 786.36 \text{ Kg.}$$

$$C.S.D. = 2.32 \geq 1.00, \quad \text{lo cual es aceptable.}$$

2. TRAMO DE GAVION (ENTRE ESTACION 0 + 249.25 Y 0 + 285)

Estos resultados están basados en las fórmulas y procedimientos para cálculo de gaviones, según Gaviones Lemac, S.A.

A) CALCULO HIDRAÚLICO

Vertedor rectangular de cresta ancha

Longitud de la cresta vertedora (L).....20.00 m.

Avenida de diseño (Q)29.00 m³/s

Coeficiente de descarga (C).....0.4

Carga de diseño : $Q = C * L * H_d^{3/2} * (2 * g)^{0.50}$

Despejando : $H_d = [Q / (C L (2 g)^{0.50})]^{2/3}$ 0.875 m.

Velocidad de llegada aguas arriba del vertedor : $V = Q / (L * H_d)$...1.66 m/s

Tirante crítico : $Y_c = (Q^2 / g L^2)^{1/3}$ 0.60 m

Carga hidrostática mínima producida por el tirante crítico :

$H_{min.} = 3 Y_c / 2$ 0.90 m

Altura del vertedor : (h)1.00 m

Carga sobre el vertedor : $H_v = h + H_{min.}$1.90 m

Carga en el canal de descarga : $H = Y + V^2 / 2 g$ 1.33 m

$H_v > H$, por lo tanto, la presa no es sumergida.

Caída libre :

Gasto unitario : $q = Q / L$ 1.45 m³/s/m

Número de caída : $N = q^2 / (g h^3)$ 0.214

Longitud de la caída : $L_d = (4.3) (N^{0.27}) (h)$ 2.83 $\approx$ 3.00 m.

Tirante bajo la NAPA : $Y_2 = (1.00) (N^{0.22}) (h)$0.71 m

Tirante en el inicio del salto : $Y_3 = (0.54) (N^{0.425}) (h)$ 0.28 m.

NAPA = Nivel del agua paramento aguas abajo.

B) CALCULO ESTRUCTURAL

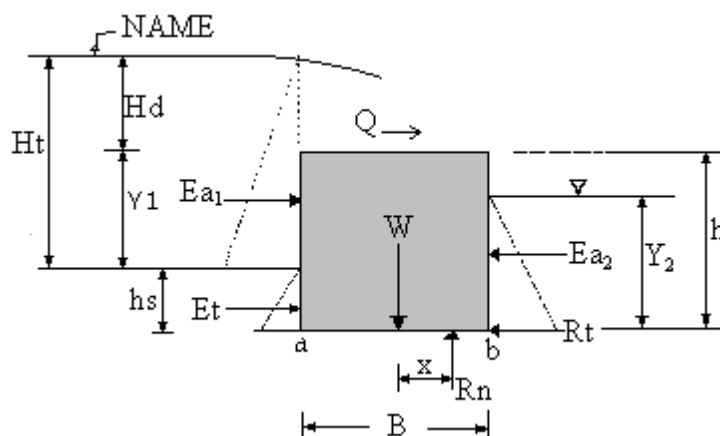


Fig. 2. Cortina de Gavión.

h_s = Altura del suelo.

h = Altura cortina paramento aguas abajo.

E_t = Empuje del suelo.

DATOS :

Peso específico de Gavión seco (γ_g)	1680.00 Kg/m ³
Peso específico de suelo seco (γ_{cs})	1560.00 Kg/m ³
Porcentaje de vacío en el material del suelo (K_a)	0.30
Tirante máximo aguas arriba (H_t)....	1.54 m.
Grosor de la capa de tierra aguas arriba (h_s)	0.33 m
Ancho de la cortina (B)	1.00 m
Altura de la cortina de gavión (h).....	1.00 m
Coefficiente de deslizamiento (μ)	0.57
Elevación de la cresta vertedora.....	99.41 m
Subpresión	0.00

Para el cálculo estructural de la cortina de gaviones se procederá de manera similar a como se hizo para el tramo de mampostería, tomando también una

longitud unitaria $b = 1.00$ para facilidad de cálculo (para los distintos parámetros, guíese según la fig. 2).

Fuerzas que actúan :

$$\begin{aligned} 1.- \text{ Peso propio : } \quad W &= (\text{Volumen}) (\text{peso específico}) \\ &= (B * h * b) \gamma_g \\ W &= 1680 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2.- \text{ Presión hidrostática, aguas arriba : } Ea_1 &= [(P_1 + P_2) / 2] * Y_1 \\ P_1 &= \gamma_a * Hd = (1000 \text{ Kg} / \text{m}^3) (0.87 \text{ m}) = 870 \text{ Kg.} \\ P_2 &= \gamma_a * Ht = (1000 \text{ Kg} / \text{m}^3) (1.54 \text{ m}) = 1540 \text{ Kg.} \\ Ea_1 &= \mathbf{807.35 \text{ Kg.}} \quad \text{aplicado a } 0.84 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3.- \text{ Presión hidrostática, aguas abajo : } Ea_2 &= \gamma_a * Y_2 \\ &= (1000 \text{ Kg} / \text{m}^3) (0.71 \text{ m}) \\ Ea_2 &= \mathbf{710 \text{ Kg} / \text{m}^2}. \quad \text{Aplicado a } .024 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4.- \text{ Empuje del suelo, aguas arriba : } Et &= (\gamma_{cs} * h_s^2 * Ka) / 2 \\ Et &= \mathbf{15.00 \text{ Kg.}} \quad \text{aplicado a } 0.11 \text{ m} \end{aligned}$$

El punto de aplicación de estas fuerzas se ubica a partir de la base ab.

1) ESTABILIDAD AL VOLTEAMIENTO :

Para que no haya volteamiento del muro, el coeficiente de volteamiento (cociente entre el momento máximo admisible y el momento actual provocado por las fuerzas existentes) debe ser mayor de 1.50 ; expresado en forma sintetizado, se tiene :

$$C.S.V. = M_{MÁX.} / M_{ACT.} = [(W * X_{MÁX}) / \Sigma(F_E)] \geq 1.5$$

El momento máximo admisible ocurre cuando X se desplaza a una distancia máxima sin salir de la base B:

$$X_{MÁX} = B / 2 = 0.50 \text{ m.}$$

Por lo tanto, el momento máximo es :

$$W * X_{MÁX} = 1650 * 0.50 = 825 \text{ Kg . m}$$

El momento provocado por las fuerzas existentes es :

$\Sigma(F_E)$ = Suma de los momentos de las fuerzas de empuje con respecto al punto b.

$$\Sigma(F_E) = (-807)(0.84) + (-15)(0.11) + (710)(0.24) = 509.12 \text{ Kg /m.}$$

Las fuerzas que actúan han alejado a X del punto de aplicación del peso W a una distancia de :

$$X_{ACT.} = \Sigma(F_E) / W = 0.31 \text{ m.}$$

El coeficiente de Seguridad al volteamiento es, entonces :

$$C.S.V. = M_{MÁX.} / M_{ACT.} = 825 / 509.12 = 1.62$$

Este valor es mayor a 1.5, por lo tanto, la estabilidad del muro, con respecto a las fuerzas que actúan sobre él, es aceptable.

2) ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO (C.S.D.):

El coeficiente de seguridad al deslizamiento se expresa como el cociente entre la fuerza máxima que se opone al deslizamiento y la suma de las fuerzas que provocan al deslizamiento ; lo cual se expresa así :

$$C.S.D. = R_{tMÁX} / R_{tACT} = W * \mu / \Sigma(E) \geq 1$$

Esta relación debe ser mayor de 1 para que el C.S.D esté dentro de un rango aceptable.

$$W * \mu = \text{Fuerza que se opone al deslizamiento} = 958 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma(E) = \text{Suma de las fuerzas de empuje, a favor del deslizamiento.}$$

$$\Sigma(E) = E_{a1} + E_t - E_{a2} = 114 \text{ Kg.}$$

$$C.S.D. = R_{tMÁX.} / R_{tACT} = W * \mu / \Sigma(E) = 8.40 \geq 1.5.$$

lo que es más que aceptable.

3. Cálculo del muro de gaviones (entre Estación 0+208.75 y 0+249.25)

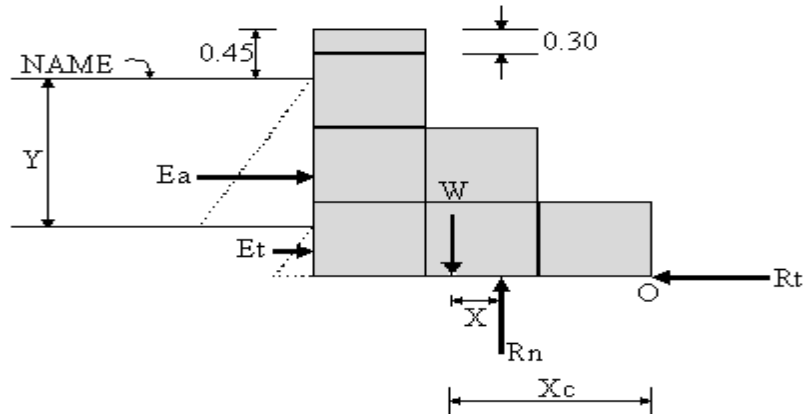


Fig. 3. Muro de gaviones.

A) CALCULO DEL CANAL AGUAS ARRIBA DEL MURO

Avenida de diseño (Q)	63.00 m ³ /s
Rugosidad (n)	0.03
Pendiente de la rasante (So)	0.001
Talud opuesto al muro de gaviones (m)	1 :5
Tirante normal (Y)	2.35 m.
Plantilla del canal (b)	15.00 m.
Area de la sección transversal del canal (A).....	39.40 m ²
Perímetro mojado (P)	21.10 m
Radio hidráulico (Rh ^{2/3}).....	1.52
Velocidad del Flujo (V).....	1.60 m/s

B) CALCULO DEL MURO DE GAVIONES

1.- Fuerzas que actúan sobre el muro

$$\begin{aligned}
 \text{a) Peso propio : } W &= (\gamma_g) (\text{Volumen}) = (1680.00 \text{ Kg/m}^3) (6.30) \\
 &= 10584 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

b) Presión hidrostática : $E_a = (\gamma_a) (Y) = (1000) (2.35) = 2350 \text{ Kg}$

b) Empuje de tierras : $E_t = (\gamma_{cs} * h s^2 * K_a) / 2$
 $= 58.50 \text{ Kg.}$

$$\Sigma(F_E) = (2350) (1.283) + (58.50) (0.17) = 3025 \text{ Kg.m}$$

$\Sigma(F_E) =$ Suma de los momentos de las fuerzas de empuje con respecto al origen O.

Centro de Gravedad del muro :

$$A_1 * X_1 + A_2 * X_2 + A_3 * X_3 = X_c * A$$

$$X_c = (A_1 * X_1 + A_2 * X_2 + A_3 * X_3) / A$$

$$X_c = (3.3 * 2.5 + 2 * 1.5 + 1 * 0.5) / 3.6 = 11.75 / 6.3 = 1.865 \text{ m.}$$

Desplazamiento del punto de aplicación de R_n respecto al C.G.

$$X = \Sigma(F_E) / W = 0.286 \text{ m.}$$

2.- ESTABILIDAD AL VOLTEAMIENTO

$$C.S.V. = M_{MÁX} / M_{ACT.} = [(W * X_{MÁX}) / \Sigma(F_E)] \geq 2$$

$$X_{MÁX} = 1.865 \text{ m.}$$

$$M_{MÁX} = W * X_{MÁX} = 10584 \text{ Kg} * 1.865 \text{ m} = 19739.16 \text{ Kg.m}$$

$$X_{ACT.} = 0.286 \text{ m.}$$

$$M_{MÁX} = W * X_{ACT} = 10584 * 0.286 = 3027 \text{ Kg.m.}$$

$$C.S.V. = M_{MÁX.} / M_{ACT.} = 19739.16 / 3027 = 9.70$$

este valor es mayor que 2, por lo tanto, la estabilidad del muro es aceptable.

3.- ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO (C.S.D.):

$$C.S.D. = R_{tMÁX.} / R_{tACT} = W_{\mu} / \Sigma(E) \geq 1.5$$

W_{μ} = Fuerza que se opone al deslizamiento = 6033 Kg.

$\Sigma(E)$ = Suma de las fuerzas de empuje, a favor del deslizamiento.

$\Sigma(E) = E_a + E_t = 2408.5$ Kg.

$$C.S.D. = R_{tMÁX.} / R_{tACT} = W_{\mu} / \Sigma(E) = 2.50 \geq 1.5$$

Como el valor del C.S.D. que resultó es mayor que el valor esperado, el muro no se deslizará.

4.- Cálculo de una caída vertical (Estación 0+150.75)

A) DATOS DEL PROYECTO

Las características hidráulicas del canal en sus tramos superior e inferior son :

TRAMO	Y(m)	b (m)	Q (m ³ /s)	V(m/s)	So	n	m
Canal Superior	1.88	15.00	63.00	1.88	0.0018	0.03	1 :5
Canal Inferior	2.35	15.00	63.00	1.54	0.001	0.03	1 :5

Desnivel a salvar : F = 1.00 m.

B) DETERMINACION DE LA SECCION DE CONTROL

Aplicando el Teorema de Bernoulli entre la sección de control y el canal superior inmediato, se tiene :

$$1.- \quad Y_1 + h_{v1} + \Delta_1 = Y_c + h_{vc} + h_e$$

$$Y_1 = 1.88 \text{ m.}$$

$$h_{v1} = V^2 / 2g = 0.181 \text{ m.}$$

$$\Delta_1 = \text{No existe, en este caso.}$$

$$1.88 + 0.181 + 0 = 2.06 \quad (\text{Canal superior})$$

$$\begin{aligned} 2.- \quad Y_c &= [Q^2 / (b^2 * g)]^{1/3} = 1.21 \text{ m.} \\ h_{vc} &= Y_c / 2 = 0.608 \text{ m.} \\ V_c &= (2 * g * h_{vc})^{1/2} = 3.45 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Como el paso de la sección del canal superior a la sección de control se hace sin transición, las pérdidas de carga se determinan mediante la siguiente fórmula :

$$\begin{aligned} h_e &= 0.5 [(V_c^2 - V^2) / 2g] = 0.213 \text{ m.} \\ 1.21 + 0.608 + 0.213 &= 2.03 \quad (\text{Sección de control}) \end{aligned}$$

Debido a que $2.06 \approx 2.03$ se acepta la sección propuesta.

C) CALCULO DEL COLCHON HIDRAULICO

Para obtener la longitud L del colchón hidráulico se propone una profundidad P del mismo :

$$P \text{ propuesto : } P_1 = 0.60 \text{ m.}$$

F es el desnivel a salvar.

$$y = F + P = 1.00 + 0.60 = 1.60 \text{ m.}$$

Xn es la distancia de caída del chorro de agua.

$$X_n = 0.452 * V_c * y^{1/2} = 1.974 \text{ m.}$$

Se sabe que :

L = longitud del tanque amortiguador.

$L = 2 * X_n = 3.95 \text{ m.}$, se adopta $L = 4.00 \text{ m.}$

Comprobando:

$$P_2 = L / 6 = 0.65 \text{ m.}$$

P_1 no difiere mucho con P_2 , por lo tanto, se acepta la P supuesta : $P_1 = 0.60 \text{ m.}$

5.- Medición del volúmenes de excavación y terraplén

En la tabla siguiente se presenta la cuantificación del volumen de excavación que se requiere para llevar a cabo el desazolve y el encauzamiento del arroyo, desde donde inicia el canal de conducción hasta 300 metros aguas arriba de la estructura derivadora. Se aumenta en 0.20 metros la altura de la cresta del vertedor antiguo.

A) CUBICACIÓN DE EXCAVACIÓN

ESTAC.	ELEVACIONES		h	At	L	SEMI At	Vp	Va
	T.N.	RAS.	M	m ²	m	m ²	m ³	m ³
0+000	100.65	100.15	0.50	9.831	0.00	0.00	0.00	0.00
0+035.7	101.17	100.086	1.084	18.26	35.75	14.045	502.11	502.1
0+075.3	101.25	100.014	1.236	21.44	40.10	19.85	796.00	1298
0+115.7	101.71	99.94	0.77	12.897	39.90	17.163	684.80	1983
0+150.7	99.80	99.88	-0.08	0.45	35.00	6.673	233.55	2216
0+150.7	99.80	97.88	1.92	35.266				
0+155.7	99.28	97.88	1.40	26.37	5.00	30.818	154.09	2370
0+155.7	99.28	98.88	0.40	7.95				
0+169.5	99.28	98.86	0.42	10.09	13.50	9.02	121.77	2492
0+209.2	99.22	98.82	0.40	7.74	40.00	8.915	356.60	2849
0+249.2	98.95	98.78	0.17	11.40	40.00	9.57	382.80	3232
0+285	99.01	98.745	0.265	3.25	35.75	7.325	261.86	3494
0+311.5	98.54	98.54	0.00	0.35	26.50	1.80	47.70	3542
0+331.2	98.45	98.45	0.00	0.00	19.75	0.175	3.45	3545

T.N. = Terreno natural, m.

RAS. = Rasante de proyecto, m.

h = Espesor de corte en el eje del canal, m.
 A_t = Area transversal, m^2
 L = Longitud de una estación a otra, m.
 $SEMI A_t$ = Semi-área = $(A_{t1} + A_{t2})/2$, m^2
 V_p = Volumen parcial, m^3
 V_a = Volumen acumulado, m^3

Volumen calculado = 3545.00 m^3

Volumen extra = 80.00 m^3

Volumen total = 3625.00 m^3

B) CUBICACIÓN DE TERRAPLEN

ESTAC.	ELEV. C	L	Atd	Satd	Vpd	Vad	Ati	SAti	Vpi	Vai
0+000	102.66	0.00	11.11	0.00	0.00	0.00	8.13	0.00	0.00	0.00
0+035.7	102.59	35.75	14.66	12.88	460.5	460.5	7.46	7.79	278.7	279
0+075.8	102.52	40.10	10.92	12.79	512.9	973.3	7.80	7.63	305.9	585
0+115.7	102.45	39.90	12.91	11.91	475.5	1449	11.30	9.55	381	966
0+150.7	102.39	35.00	20.30	16.60	581	2030	18.07	14.68	514	1480
0+150.7			20.30				18.07			
0+155.7	101.86	5.00	16.62	18.46	92.30	2122	8.80	13.43	67	1547
0+169.2	101.84	13.50	9.60	13.11	177	2299	9.88	9.34	126	1673
0+209.2	101.80	40.00	9.56	9.58	383.2	2682	11.50	10.69	427.6	2100

ELEV. C = Elevación de la corona del canal, m.

L = Longitud de la plantilla de una estación a otra, m.

A_{td} = Area transversal del bordo derecho del canal, m^2

SAt_d = Semi-área transversal derecho, m^2

V_{pd} = Volumen parcial derecho, m^3

$$\begin{aligned}
 V_{ad} &= \text{Volumen acumulado derecho, m}^3 \\
 A_{ti} &= \text{Area transversal del bordo izquierdo del canal, m}^2 \\
 S_{Ati} &= \text{Semi-área transversal izquierdo, m}^2 \\
 V_{pi} &= \text{Volumen parcial izquierdo, m}^3 \\
 V_{ai} &= \text{Volumen acumulado izquierdo, m}^3
 \end{aligned}$$

$$\text{Volumen total de terraplén} = 4\,782.87 \text{ m}$$

CUADRO 3.2.3. DATOS PARA OBTENER EL COEFICIENTE DE
ESCURRIMIENTO (CE) :

Valores de K para obtener el Ce.

USO (O CUBIERTA) DEL SUELO	TIPO DE SUELO		
	A	B	C
Barbecho, áreas incultas y desnudas	0.26	0.28	0.030
Cultivos :			
en hilera	0.24	0.27	0.30
legumbres o rotación de praderas	0.24	0.27	0.30
granos pequeños	0.24	0.27	0.30
Pastizal :			
% del suelo cubierto o pastoreo			
más del 75% - poco	0.14	0.20	0.28
del 50 al 75% - regular	0.20	0.24	0.30
menos del 50% - excesivo	0.24	0.28	0.30
Bosque :			
cubierto más del 75%	0.07	0.16	0.24
cubierto del 50 al 75%	0.12	0.22	0.26
cubierto del 25 al 50%	0.17	0.26	0.28
cubierto menos del 25%	0.22	0.28	0.30
Cascos y zonas con edificaciones	0.26	0.29	0.32
Caminos incluyendo derecho de vía	0.27	0.30	0.33
pradera permanente	0.18	0.24	0.30

Continuación Cuadro 3.2.3. Tipos de suelo.

TIPO DE SUELO	DESCRIPCION
A	Suelos muy permeables, tales como <u>arenas</u> profundas y loes poco compactos.
B	Suelos medianamente permeables, tales como arenas de mediana profundidad : loes algo más compactos, que los correspondientes a los suelos A ; terrenos <u>migajosos</u> .
C	Suelos casi impermeables, tales como arenas o loes muy delgados sobre una capa impermeable, o bien <u>arcillas</u> .

Cuadro 3.1.1. Estación Experimental La Sauceda, Ramos Arizpe,
Coah.

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

LUGAR: LA SAUCEDA, RAMOS ARIZPE, COAH. LATITUD: 25.51 N LONGITUD: 100W ALTITUD: 1017 MSNM. DEPENDENCIA: I.N.I.F.A.P. ESTACIÓN: CAMPO EXPERIMENTAL PERIODO: 1976-1996.
--

MESES	TEMPERATURA (° C)			PRECIPIT. MEDIA (mm)	EVAPOR. MEDIA (mm)
	MÁXIMA	MÍNIMA	MEDIA		
ENERO	19.7	5.4	12.6	19.7	117.3
FEBRERO	22.1	6.8	14.5	8.4	116.9
MARZO	25.2	9.3	17.3	2.8	180.2
ABRIL	28.5	12.6	20.6	8.0	174.3
MAYO	30.8	16.9	23.9	19.2	208.7
JUNIO	31.2	18.6	24.9	16.0	230.8
JULIO	29.8	17.9	23.9	25.6	224.1
AGOSTO	29.3	17.6	23.5	23.3	204.3
SEPTIEMB.	28.6	16.4	22.5	29.0	183.6
OCTUBRE	26.7	13.8	20.3	15.2	155.4
NOVIEMB.	24.5	9.6	17.1	7.0	124.2
DICIEMBRE	21.8	6.4	14.1	7.1	51.6

Cuadro 3.1.2. Período libre de heladas

PERIODO LIBRE DE HELADAS

AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1977				7							10	
1978			17									
1979		10									5	
1980				15							18	
1981		13										
1982			7								4	
1983			21									
1984			7								20	
1985		15									4	
1986			23								25	
1987				3							11	
1988				20							28	
1989				8							30	
1990		23									30	
1991		21									4	
1992		27									5	
1993			14							31		
1994			11									11
1995			10									10

Cuadro 3.1.3. Humedad Relativa (HR).

MESES	t	t'	E'	E	e	HR (%)
ENE	16.15	9	8.6158	13.776	5.5043	39.953
FEB	18.3	10.65	9.6246	15.783	6.2955	39.885
MAR	21.25	13.3	11.462	18.952	8.0031	42.227
ABR	24.55	16.6	14.177	23.142	10.717	46.311
MAY	27.35	20.4	17.986	27.310	14.962	54.787
JUN	28.05	21.75	19.541	28.448	16.799	59.051
JUL	26.85	20.9	18.549	26.521	15.960	60.178
AGO	26.4	20.55	18.154	25.828	15.608	60.430
SEP	25.55	19.45	16.959	24.562	14.304	58.237
OCT	23.5	17.05	14.588	21.729	11.781	54.217
NOV	20.8	13.35	11.500	18.435	8.2581	44.794
DIC	17.95	10.25	9.3710	15.440	6.0201	38.988

(H.R.) en % de cada mes del año, en la que t es temperatura de bulbo seco y t' es la temperatura de bulbo húmedo, en ° C.

