

**UNIVERSIDAD AUTONOMA AGRARIA
“ANTONIO NARRO”**

DIVISIÓN DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE RIEGO Y DRENAJE



**Proyecto de rehabilitación de la presa derivadora
“el bajo”**

por:

Aristeo Vásquez Martínez

TESIS

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

Ingeniero Agrónomo en Irrigación

**Buenavista, Saltillo, Coahuila, México
Junio del 2001**

UNIVERSIDAD AUTONOMA AGRARIA "ANTONIO NARRO"

DIVISIÓN DE INGENIERIA

**Proyecto de rehabilitación de la presa derivadora
"el bajo"**

TESIS

Realizada por:

Aristeo Vásquez Martínez

*Que somete a consideración el H. Jurado Examinador como
Requisito Parcial para Obtener el Título de:*

Ingeniero Agrónomo en Irrigación

Aprobada:

M. C. Manuel Molina Gonzáles

Asesor Principal

Dr. Salvador Muñoz Castro

Asesor

Dr. Felipe de J. Ortega Rivera

Asesor

M. C. Jesús R. Valenzuela García
Coordinador de la División de Ingeniería

Buenavista, Saltillo, Coahuila, México; Junio del 2001
AGRADECIMIENTOS

A quienes hicieron posible la realización y culminación del presente trabajo:

M. C. Manuel Gonzáles Molina
Quien dedicó su tiempo para la culminación del presente trabajo y por ser gran amigo.

Dr. Salvador Muñoz Castro
Por apoyarme en la revisión del presente trabajo además de su enseñanza, para mi formación profesional.

Dr. Felipe de J. Ortega
Por su participación en la elaboración del trabajo.

A los que me apoyaron siempre en mi carrera:

M. C. Luis Samaniego Moreno
M. C. Gregorio Briones
M. C. Luis Edmundo Ramírez
M. C. Sergio Z. Garza Vara
Ing. Fernando Villareal
Dr. Javier de J. Cortes Bracho
Dr. Alejandro Zermeño
Ing. Lindolfo Rojas Peña
Ing. Jorge del Angel Vargas

A mi segunda casa, la grande, La Universidad Autónoma Agraria “Antonio Narro”, por recibirme y darme la oportunidad de lograr uno de mis grandes anhelos. Gracias “mi alma mater”.

Al departamento que forma Ingenieros con capacidad profesional. "Riego y Drenaje".

Respetuosamente

Aristeo Vásquez Martínez
Ingeniero Agrónomo en Irrigación

DEDICATORIAS

A MIS PADRES: Sr. Apolinar Vásquez J. y Feliciano Martínez G. Por guiarme siempre por buen camino en cada momento que han estado conmigo, les voy a estar agradecido para siempre.

A MIS HERMANOS: Aud, Lucy, Ade, Cel. Les dedico la presente de manera especial, por el apoyo que me brindaron desde mi niñez, hasta mi formación profesional y por la muestra del gran amor y cariño hacia mi persona, con amor, respeto y admiración para ustedes. "GRACIAS".

A Sebas y Lacy

A MIS SOBRINOS:

Laurita, Dany, Micky y David. Son ustedes lo que mas quiero. A Inés, Omar, Lencho y Atzin Ameyali.

A MIS CUÑADOS: Victorino Balbuena, María Cardozo. Gracias por ser grandes amigos

A MIS TIOS: Mayolo Gallardo J. y su familia que nunca me negó hospitalidad y consejos; Aurelio Vásquez J. y su familia por su apoyo incondicional; Alfonso Rodríguez y su familia por darme cariño y muchos ánimos.

Como muestra de cariño y admiración a mi tía Ernestina y a sus hijos: Tino, Cecy y en especial *Marcela, por el apoyo incondicional y su amistad gracias.

A LAS FAMILIAS:

Mendoza Estrada quienes me brindaron su amistad.

Martínez Campos por brindarme apoyo en mi formación profesional.

Montes Valverde por todo el apoyo que me brindaron en mi estancia en Saltillo, “muchas gracias”.

A mis grandes amigos y compañeros de la generación XC de ingenieros agrónomos en Irrigación.

A todos y cada una de las personas que no menciono que de alguna manera aportaron su granito de arena para mi formación profesional, **mil gracias**.

A mi estado OAXACA y mi país MEXICO.

INDICE DE CONTENIDO

	Pags.
AGRADECIMIENTOS.	1
.....	
DEDICATORIAS.....	2
.....	
INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.	3
.....	
REVISIÓN DE LITERATURA.....	6
ASPECTOS DE LA OBRA.....	6
Definición.....	6
Componentes.....	6
Cortinas.....	6
Clasificación de las cortinas.	7

Obra de toma.....	8
Estructura de limpia o desarenador.....	9
Obra de excedencias.....	10
Clasificación de las obras de excedencias.....	11
Diseño hidráulico del vertedor tipo cimacio.....	12
Capacidad de descarga.	13
Componentes de un vertedor tipo Creager.	14
Disipadores de energía.....	15
Tanques amortiguadores.....	15
Otros disipadores de energía.....	16
CANALES.....	16
Partes de un canal.....	17
Radio hidráulico y perímetro de mojado	18
Clasificación de los canales.....	18
Distribución de velocidades en una sección	19
Energía cinética en un canal abierto	19
Energía de presión	19
Energía de elevación.	20
Energía total	20
Pendiente crítica.	20
Diseño hidráulico del canal.....	21
Número de Froude.....	23
ASPECTOS HIDROLÓGICOS.	24
Escurrimiento superficial.....	24
Aforo de corrientes.....	25
FACTORES ASOCIADOS CON LA PRECIPITACIÓN.....	25
Ciclo hidrológico.....	26
Tipos de precipitación.....	27
Intensidad y duración de las lluvias.....	28
Frecuencia de lluvias.....	28
FACTORES ASOCIADOS DE CUENCA.....	29
Tamaño de la cuenca.....	30
Morfología de la cuenca.....	30
Delimitación de la cuenca.....	31
Vegetación.....	32
HIDROGRAMAS.....	33
Hidrograma triangular.	34

CÁLCULO DE LOS ESCURRIMIENTOS SUPERFICIALES.....	35
MÉTODOS PARA DETERMINAR EL ESCURRIMIENTO MÁXIMO.	35
Método racional modificado.....	35
Método del servicio y conservación de los suelo de los Estados Unidos para cuencas no instrumentadas.	36
Abstracciones iniciales.	37
Tormenta de diseño.	38
Tiempo de concentración.	38
Lamina media equivalente.....	38
CONSIDERACIONES ESTADÍSTICAS.	39
DISTRIBUCIONES PROBABILÍSTICAS.....	39
Distribución Normal.	39
Distribución Log Normal.....	40
Distribución Pearson III.	40
Distribución Log Pearson III.....	41
Distribución de valores extremos tipo I.	41
Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov - Smirnov.	42
MATERIALES Y METODOS	43
Antecedentes.....	43
Descripción de la obra.....	43
Hidrografía y extensión.....	44
Cultivos.....	44
Factores climáticos.	44
Fotoperiodo.	45
Suelos.	46
Geología.....	47
Vegetación.	47
Lugar de establecimiento.....	47
Materiales y equipos requeridos.....	48
Presa derivadora.....	48
Obra de toma.....	48
Canal alimentador.	49
Procedimiento para el procesamiento de los datos de precipitación	49
Distribución Normal.....	49
Distribución Log Normal.....	50
Distribución Pearson III.....	50
Distribución Log Pearson III.	51
Distribución de valores extremos tipo I.	52
Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov – Smirnov.....	52
Periodo de retorno.	53
Riesgo de falla.	53

Tormenta de diseño.	55
Método del Servicio de Conservación de suelos de los EE.UU. para cuencas no instrumentadas.	55
Abstracciones iniciales.	57
Lámina media equivalente.	57
Tiempo de concentración.	58
Cálculo del gasto de escurrimiento máximo.	58
Hidrograma triangular.	59
Metodología para el cálculo hidráulico de la obra.	60
RESULTADOS.	61
Periodo de retorno.	61
Distribuciones probabilísticas y tormenta de diseño.	61
Cálculo de la avenida máxima por el método del servicio de conservación de los suelos de los estados unidos.	62
Determinación de los parámetros de la cuenca.	62
Cálculo de la lámina media equivalente.	63
Cálculo del gasto máximo de escurrimiento.	63
Especificaciones del hidrograma triangular.	65
CÁLCULO HIDRÁULICO PARA CONDICIONES ACTUALES DEL PROYECTO.	67
Cálculo hidráulico de la obra de toma.	67
Cálculo hidráulico del canal de conducción.	68
Datos del desarenador.	69
Condiciones actuales de la cortina.	69
CÁLCULO HIDRÁULICO PARA CONDICIONES DE DISEÑO DEL PROYECTO.	69
Cálculo hidráulico de la obra de toma.	69
Dimensiones del orificio.	70
Cálculo hidráulico del canal alimentador.	71
Longitud de transición de la obra de toma al canal alimentador.	74
Cálculo hidráulico del canal desarenador.	74
Cálculo hidráulico del vertedor.	77
Carga de diseño.	77
Tirante crítico.	78
Velocidad crítica.	79
Carga de velocidad crítica.	79
Cálculo de la longitud del tanque.	81
Profundidad del tanque amortiguador.	82
Cálculo de las coordenadas del cimacio.	82

VOLUMEN DE SEDIMENTOS A DESAZOLVAR.	85
CONCLUSIONES.	86
RECOMENDACIONES.	88
BIBLIOGRAFIA.	89
APENDICE.	91

INDICE DE CUADROS

	Pags.
Cuadro 2.1 Relación de escorrentía con la superficie con vegetación, según Molchonov (1996).	33
Cuadro 3.1 Fotoperiodo reportado por Depto. de Agrometeorología – UAAAN.	45
Cuadro 3.2 Tabla para la comprobación de la prueba de Kolmogorov – Smirnov.	57
Cuadro 3.3 Valores de periodo de retorno de acuerdo al tipo de obra	54
Cuadro 4.1 Valores de periodos de retorno para diferentes años de vida útil.	61
Cuadro 4.2 Valores de precipitación calculada para distintos periodos de retorno.	62
Cuadro 4.3 Parámetros de la cuenca p / determinar volumen de escurrimiento para una CHA seca.	62
Cuadro 4.4 Valores p / determinar las características hidráulicas del canal de conducción.	73
Cuadro 4.5 Datos para el trazo del perfil del cimacio tipo Creager usando la fórmula de Scimemi.	84

INDICE DE FIGURAS

	Pags.
Figura 2.1 Componentes de un vertedor tipo Creager.	14
Figura 4.1 Construcción del hidrograma triangular.	66
Figura 4.2 Vista frontal de la obra de toma, perfil del desarenador y elevaciones principales de la presa derivadora.	
Figura 4.3 Geometría del perfil aguas arriba de cresta vertedora.	82

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

El ciclo hidrológico renueva el agua del planeta, en promedio, cada nueve días. Pero eso no implica que la distribución del agua se dé en los sitios y en los tiempos en que la sociedad lo necesita, y mucho menos que estén disponibles con la calidad que se requiere para cada uso. En consecuencia, es necesario contar con obras de captación, almacenamiento, conducción, distribución, disposición y tratamiento de agua; es decir, se requiere administrar el recurso. Eso conlleva no sólo una serie de actividades técnicas. Se requiere una organización social que soporte la decisión de los usos que se da al agua y la asignación de la misma a diversos usuarios. En suma se requiere de una gestión del agua para tomar decisiones técnicamente factibles, ecológicamente protectoras, socialmente aceptables, económicamente eficientes y políticamente viables.

La reducción en la productividad agrícola es un problema ampliamente reconocido a nivel mundial, nacional y local que está directamente relacionado con la pérdida de suelo al ocurrir los eventos lluviosos y de escurrimiento superficial. Los factores que propician este fenómeno están asociados con las características hidrodinámicas del suelo superficial, pendiente del terreno, la densidad de la vegetación, prácticas de control y la cantidad e intensidad de la precipitación.

Una presa derivadora es una de tantas obras hidráulicas que tiene la función de elevar el tirante del río o arroyo para después derivarla hacia el canal de conducción o de riego o bien para su almacenamiento.

Se construye una presa para crear un lago artificial o derivar el río o arroyo a una cota prefijada, con objeto de almacenar o captar escurrimientos y regar tierras o generar energía o bien dotar de agua potable a poblaciones o centros industriales. Dichas estructuras no siempre responden a sólo una de las finalidades antes enumeradas mas bien se proyectan para funciones múltiples coordinando los servicios de riego, electrificación y regularización de avenidas, con miras al desarrollo integral de una región.

Este tipo de obra se realiza cuando se dispone de una corriente abundante durante una avenida y se tiene la inquietud de aprovecharla, conduciendo la derivación hasta un sitio fuera del cauce del río, que es favorable para formar un almacenamiento o para riego directo.

En particular, la presa derivadora ubicada sobre el arroyo del pueblo alimenta a un pequeño vaso de almacenamiento, mismo que se utiliza para regar en parte el terreno conocido como “el bajío”.

De acuerdo al problema del agua que se tiene en la universidad y que los campos de cultivo establecidos no son abastecidos suficientemente, surge la inquietud de rehabilitar y acondicionar la presa derivadora, para derivar los escurrimientos superficiales de una manera eficiente hacia el vaso de almacenamiento, del cual será extraído el recurso para los riegos de los cultivos. De esta manera se justifica la elaboración del proyecto, ya que se trata de aportar alternativas para el desarrollo en materia de uso eficiente del recurso agua.

Ciertamente el agua es escasa si entendemos que menos del 3 por ciento del agua dulce que existe en el mundo está disponible, el resto se encuentra en los glaciares, en los polos y en el subsuelo. Los lagos y los ríos apenas tienen el 0.014 por ciento de toda el agua. (Aldama y Gómez, 1996)

El sector agrícola es el mayor consumidor de agua con el 65%, no solo porque la superficie irrigada en el mundo ha tenido que quintuplicarse sino porque no se cuenta

con un sistema de riego eficiente, razón principal que provoca que las pérdidas se tornen monumentales. Le siguen el sector industrial que requiere del 25% y el consumo doméstico, comercial y de otros servicios urbanos municipales que requieren el 10%. Para el año 2015 el uso industrial alcanzará el 34% a costa de reducir al 58% los volúmenes destinados para riego y al 8% los destinados para otros usos. El consumo total de agua se ha triplicado desde 1950 sobrepasando los 4,300 km³/año, cifra que equivale al 30% de la dotación renovable del mundo que se puede considerar como estable. (Garduño y Arreguín, 1994).

En el presente trabajo se plantean los siguientes objetivos

- Rediseñar el sistema de la presa con criterio técnico actualizado y proponer las modificaciones correspondientes para mejorar su operación.
- Aprovechar los escurrimientos superficiales, encausándolos a un vaso de almacenamiento, mediante una obra derivadora y canal de conducción.
- Seleccionar la alternativa de rehabilitación de mayor eficiencia y economía.

REVISION DE LITERATURA

ASPECTOS DE LA OBRA

Definición

El Departamento Interior de los Estados Unidos (1974), define una presa derivadora como una obra hidráulica que tiene la función de elevar el nivel del río para después derivarla hacia el canal de conducción de riego o bien para su almacenamiento.

Velasco (1975), define a las presas como una estructura que se originó, al mejorar el funcionamiento de los barrajes y la efectividad de las tomas directas, y mediante esta obra controlar el paso de la corriente, elevar el tirante de agua y derivarlo hacia la obra de toma, controlando el gasto derivado.

Componentes

S.R.H. (1976), dice que una presa derivadora se compone de tres partes principales que se consideran esenciales para que cumpla con sus objetivos, éstas son: cortina, obra de toma, desarenador o estructura de limpia. Además de obras complementarias como el canal de conducción.

Cortina

Torres, H. (1980), menciona que la cortina es una estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río o arroyo, como obstáculo al flujo del

mismo, con el objeto de formar un almacenamiento o una derivación, mientras que para la

Secretaría de Recursos Hidráulicos (1976), es la parte de la obra con que se represa el agua hasta una elevación suficiente que permita derivar el gasto por la obra de toma y se diseña para que el agua vierta sobre de ella, ya sea parcial o totalmente en su longitud; por lo que se tienen siempre cortinas vertedoras.

Clasificación de las cortinas (S. R. H.)

Por su eje en planta:

Rectas

Curvas

La línea del eje generalmente es recta, y normal a la corriente, pero 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 más favorables.

Por tipo de materiales:

Flexibles

Rígidas

Mixtas

Las cortinas 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 más empleado es el llamado “tipo indio” constituido fundamentalmente de una pantalla impermeable y enrocamientos.

Las cortinas rígidas se construyen con materiales pétreos unidos con algún compuesto cementante. Generalmente son hechas de mampostería con mortero de cemento, concreto ciclópeo, concreto simple y ocasionalmente de mampostería con morteros de cal y canto.

Torres, H. (1980). Las cortinas se pueden clasificar con referencia a:

- Su altura
- Su propósito
- El tipo de construcción y los materiales que la constituyen

La altura de una cortina de concreto se define como la diferencia en elevación entre la corona de la cortina y el punto inferior en la superficie de desplante, sin incluir dentellones o trincheras.

En las cortinas de tierra y enrocamiento se define como la diferencia entre la corona de la cortina y el punto inferior en superficie de desplante, incluyendo la trinchera principal, si existe.

Mientras que en las de concreto la altura hasta la cual se eleva el agua debido a la presencia de la cortina es la diferencia en elevación entre el punto más bajo en el lecho original del río, en el plano vertical del eje de la estructura, y el nivel de control más alto en el vaso.

La altura hidráulica de una cortina estará formada por la suma de las alturas correspondientes a las capacidades de azolves, más las de aprovechamiento.

Obra de toma o bocatoma

Son los orificios que permiten el acceso del agua del río o arroyo al canal de riego o conducción. El paso del agua por el orificio, se controla casi siempre mediante

compuertas deslizantes que se operan con mecanismos elevadores, desde la corona de dicho muro.

El diseño de obras de toma en presas derivadoras se debe efectuar en conjunto con el de la cortina de la propia presa, ya que las características de ambos se relacionan íntimamente y dependen de las condiciones topográficas, geológicas e hidrológicas del sitio de localización.

Las obras de toma de deben planear de manera que las extracciones se puedan hacer con un mínimo de disturbios de flujo, así como de pérdidas de carga a través de compuertas, rejillas y transiciones.

El tirante aguas arriba de las compuertas, debe ser suficiente para obtener las velocidades que se requieran del agua, a través de las rejillas y compuertas para suministrar los tirantes adecuados, aguas abajo de la toma.

En el caso de las obras de toma que se construyan en terrenos limo arcillosos o de rocas relativamente suaves y permeables se deben tomar precauciones especiales para evitar tubificaciones e infiltraciones excesivas, así como tener en cuenta el efecto de la subpresión en las diferentes partes de las estructuras.

Estructura de limpia o Desarenador

Se construyen estas estructuras con el objeto de prever una limpieza periódica a la obra de toma y consiste fundamentalmente en un canal que se localiza enfrente a la toma, formado por dos paredes verticales y paralelas una separa el cause del río y el desarenador, y la otra al desarenador y la ladera en donde se localiza el canal de riego.

El funcionamiento es el siguiente: considerando la compuerta del desarenador se puede impedir el paso del agua hacia abajo, para encausarla hacia el canal de riego, cuando las compuertas de la toma estén abiertas: en esta forma en el tramo del canal arriba del sistema de obstrucción y cierre, se propicia que los materiales se decanten para

lo cual será necesario tener en ese sitio una baja velocidad. Para desalojar el azolve acumulado, deberán cerrarse las compuertas de toma, abrir la descarga del desarenador y producir el flujo del agua de manera que la velocidad sea suficiente para arrastrar dicho azolve hacia aguas abajo.

Trabajos realizados por diferentes instituciones, coinciden en que para un logro de un proyecto es necesario aplicar todas las técnicas de diseño, no sólo hidráulicas, sino también se requiere de un estudio amplio de trabajos de diversa índole, tales como: Topográficos, Hidrológicos, Geológicos, Mecánica de suelos, Estructurales y de Resistencia de materiales. Es necesario también realizar un estudio socio-económico, como una parte importante al decidir la viabilidad del proyecto.

Se desarrolla en este trabajo el aspecto hidrológico como parte fundamental del estudio para el objetivo del proyecto, ya que se trata de rehabilitar una estructura existente.

Obras de excedencias

Las obras de excedencias son estructuras que forman parte intrínseca de una presa sea de almacenamiento o de derivación y cuya función es la de descargar los volúmenes de agua que se han considerado excedentes a los de aprovechamiento. La obra de excedencias debe tener capacidad hidráulica suficiente y su descarga estar localizada de tal suerte que no dañe ni el talud aguas debajo de la cortina, ni cualquier estructura adyacente.

Las superficies de estas deben ser resistentes a la erosión para soportar las velocidades del agua. Generalmente es el llamado vertedor, que pueden ser de servicio y de auxilio; el primero es aquella estructura que sirve para descargar con mayor frecuencia y desde los niveles altos de una presa los volúmenes excedentes; debido a este hecho en su diseño debe considerarse el factor de frecuencia de descarga. En el caso de lo de auxilio es recomendable su empleo cuando las descargas por un solo vertedor

sean de consideración, cuando uno solo resulte incosteable, cuando un sitio sea insuficiente.

Clasificación de las obras de excedencias

Respecto a su forma de control, las obras de excedencias se clasifican como: de cresta libre y de cresta controlada.

Las primeras son aquellas en las que no se tienen compuertas y llegando el agua en el vaso a un cierto nivel fijo, la estructura vierte; las segundas tienen un control para la descarga ejercido por compuertas de todos los tipos.

El control se logra con diversos tipos de compuertas, dentro de las que se incluyen las de bisagra, tambor , deslizantes, radiales o de segmento y aún aquellas que se nombran agujas.

Otra clasificación es de vertedores en túnel y vertedores a cielo abierto.

A parte de las clasificaciones señaladas, algunas obras de excedencias son conocidas por un nombre propio que les viene de cierto rasgo característico de alguna de sus partes o por su disposición; los más conocidos son:

- ◀ Vertedores de caída libre
- ◀ Vertedores cimacio
- ◀ Vertedores en abanico
- ◀ Vertedores en medio abanico
- ◀ Vertedores de canal lateral
- ◀ Vertedores en rápida
- ◀ Vertedores en embudo
- ◀ Sifones vertedores

Diseño hidráulico de las estructuras de control tipo cimacio

Horace W. (1988), dice que los vertedores de cimacio son aquellos constituidos por una cresta de control curva que debe tener aproximadamente la forma de la superficie inferior de la lámina vertiente de un vertedor de cresta delgada ventilado. La superficie curva descrita corta, la cual debe llegar tangente a la plantilla de un tanque amortiguador, a un canal de descarga que ya no es parte del vertedor si no un canal de conducción o un salto de esquí.

Sotelo (1995), cita que cuando la descarga del líquido se efectúa por encima de un muro o una placa y a superficie libre, la estructura hidráulica en la que ocurre se llama vertedor; éste puede presentar diferentes maneras según las finalidades a que se destine. Así cuando la descarga se efectúa sobre una capa con perfil de cualquier forma, pero con arista aguda, el vertedor se llama de pared delgada; por el contrario, cuando el contacto entre la pared y la lámina vertiente es más bien toda una superficie, el vertedor se llama de pared gruesa. Ambos tipos pueden utilizarse como dispositivos de aforo en laboratorio o en canales de pequeñas dimensiones, pero el segundo puede emplearse como obra de control o de excedencias en una presa y también de aforo en canales grandes.

El punto o arista más bajo de la pared en contacto con la lámina vertiente, se conoce como cresta del vertedor; el desnivel entre la superficie libre, aguas arriba del vertedor y cresta, se conoce como carga.

Trueba C. (1961), menciona que se llama vertedor a un dispositivo hidráulico que consiste en una escotadura a través del cual se hace circular el agua.

Capacidad de descarga

La capacidad de descarga de una estructura de control tipo cimacio es función de sus dimensiones, de la carga real sobre la estructura y de su geometría. El efecto de

todos estos factores sobre la descarga se considera siempre a través de un coeficiente C de descarga.

En estas estructuras, con cresta libre o con pilas para compuertas, pero sin que estén trabajando, la capacidad de descarga está dada por la fórmula general de vertedores propuesta por J. B. Francis (1852):

$$Q = CL_e H^{\frac{3}{2}}$$

donde : Q = Gasto del vertedor en m³/seg.

C = Coeficiente de descarga. Ver tabla en apéndice de tablas hidráulicas.

L_e = Longitud efectiva de la cresta del vertedor

H_d = Carga sobre la cresta del vertedor, medida a 2.5 H_d aguas arriba de la cresta.

Para orificios o compuertas parcialmente abiertas la descarga se determina con la fórmula general para orificios.

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

donde: A = área del orificio (m²)

C = Coeficiente de descarga (adim.)

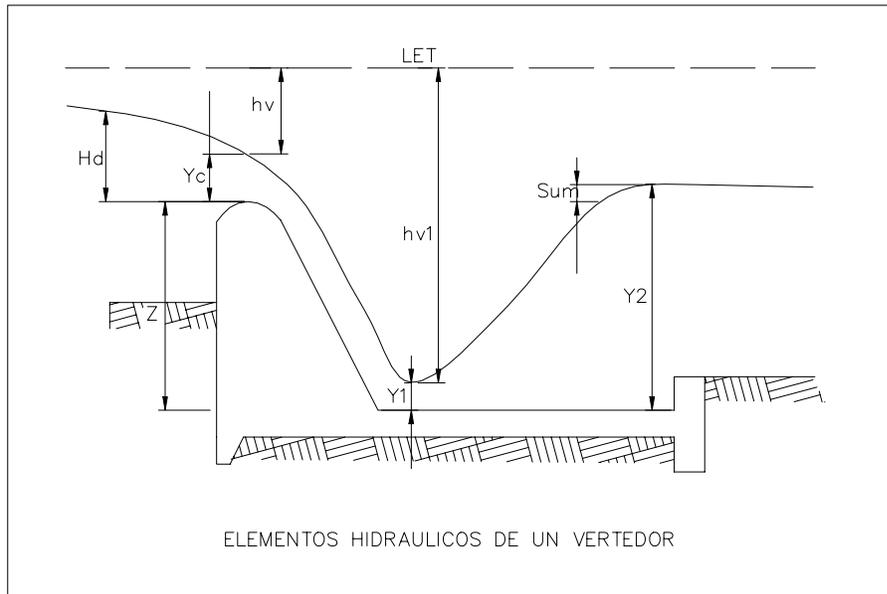
g = aceleración de la gravedad (m/ seg²)

H = carga al centro del orificio (m)

Q = descarga (m³/seg)

Componentes de un vertedor tipo Creager

Figura 2.1 Elementos hidráulicos de un vertedor



Siendo: H_d = carga de diseño

Z = altura de cortina.

Y_c = tirante crítico

Y_1 = tirante al pie del cimacio.

Y_2 = tirante después del salto

Y_n = tirante normal.

P = profundidad del tanque

L = longitud del tanque.

Sum = sumergencia = $3 H_d$

h_{vc} = carga de velocidad crítica

h_{v1} = carga de velocidad al pie del cimacio

Disipadores de energía

La función de disipar energía de las descargas del vertedor se cumple con una selección adecuada de estructura terminal. Si es necesario disipar energía del

escurrimiento antes de efectuar la descarga al río, se empleará como estructura disipadora un tanque amortiguador o una cubeta disipadora de energía.

Uno de los aspectos que generalmente merece especial atención en el diseño de obras hidráulicas es la disipación de la energía cinética que adquiere un chorro líquido por el incremento de la velocidad de flujo. Esta situación se presenta en vertederos de excedencias, estructuras de caída, desfuegos de fondo, bocatomas, salidas de alcantarillas, etc.

La disipación de la energía cinética puede lograrse aplicando diferentes medidas, a saber: generación de resalto hidráulico, impacto o incremento de la rugosidad. (Fuente: Página Internet).

Tanques amortiguadores

La función de un tanque amortiguador es la de disipar la energía cinética del flujo supercrítico al pie de la rápida descarga, antes de que el agua retorne al cauce del río. Todos los diseños de tanques amortiguadores se basan en el principio del salto hidráulico, el cual es la conversión de altas velocidades del flujo a velocidades que no puedan dañar el conducto de agua abajo.

La longitud, el ancho y la profundidad del tanque amortiguador están interrelacionadas entre sí.

La longitud del tanque amortiguador se debe hacer aproximadamente igual a la longitud del salto. De modo experimental se ha encontrado que en un piso horizontal la longitud del salto hidráulico es aproximadamente de cuatro a siete veces la diferencia de tirantes conjugados, o sea:

$$L = 5 (Y_2 - Y_1)$$

Otros disipadores de energía

Existen otros tipos de disipadores de energía a base de cubetas ahogadas, saltos de esquí, impacto o difusores.

CANALES

Horace W. (1988), cita que un canal abierto es un ducto en el que fluye un líquido con una superficie libre. En contraste con el líquido en una tubería, donde el flujo se produce normalmente a presión, el líquido que lleva un canal abierto no ejerce presión aparte de la que provoca su propio peso y la presión de la atmósfera.

Camargo (1980), considera que se entiende por canal en tecnología hidráulica, a todo cauce de gran desarrollo a cielo abierto o cerrado en el que puede circular por gravedad una corriente líquida, generalmente agua, presentado una superficie libre.

Las funciones prácticas de un canal son: la conducción, distribución o desagüe de volúmenes de agua para aprovechamiento o servicios.

Silver R. (1972), menciona que se designan con el nombre de circulaciones de superficie libre las que tiene lugar en los canales y ríos; es decir, aquellas en que el líquido circula en contacto con la atmósfera, a diferencia de las circulaciones forzadas o bajo carga, tales como las que tienen lugar en tuberías cuando el líquido las llena completamente.

Los canales tienen la finalidad de conducir los caudales de captación desde la obra de toma hasta el lugar de carga o distribución, de acuerdo a la naturaleza del proyecto y en condiciones que permitan transportar los volúmenes necesarios para cubrir la demanda. (Fuente: internet).

Trueba C. (1961), dice que los canales son conductos abiertos en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera. Cuando en un tubo circula agua ocupando parte de la sección se dice que el tubo está trabajando como canal. Puede

sucedir que un canal esté cerrado, como en el caso de los conductos que sirven de alcantarillas para que circule el agua de desecho y que eventualmente se produzca alguna presión debida a la formación de gases por la descomposición de las materias en solución y en suspensión, pero ó es pequeña o tiene manera de escapar, por lo que el conducto se sigue considerando como canal.

Partes de un canal

Las partes físicas de un canal son:

Trazo, localización de su eje en planta y perfil; sección, trazo corte que resulta de cortar el cauce por un plano vertical a la corriente; y estructuras u obras de arte, como las de cabeza, de entrega, de cruce, de operación, de mantenimiento, de seguridad, de control y liga principalmente.

Los elementos técnicos de un canal son:

Gasto (Q); Coeficiente de rugosidad (n); pendiente (s); talud (m); Ancho de plantilla (b); Tirante (y); Velocidad media (V) y Área (A).

Perímetro de mojado y Radio Hidráulico

El perímetro de mojado es la superficie del corte transversal del conducto que se encuentra en contacto con la superficie líquida.

El radio hidráulico es el área transversal de la corriente dividida entre el perímetro de mojado. Las fórmulas de canales abiertos expresan la velocidad en función del radio hidráulico.

Clasificación de los canales

Según Camargo (1980), los canales se pueden clasificar:

Por su ubicación: En elevados, superficiales y subterráneos.

Por la geometría de su sección: En rectangulares, trapezoidales, circulares, etc.

Por la condición interior de su cauce: En revestidos y sin revestimiento; y estos en roca, tepetate, tierra arena, etc.

Por su funcionamiento hidráulico: en canales de régimen uniforme y de régimen variado.

Por su uso: En canales de riego, de drenaje agrícola, de fuerza (generación de energía hidroeléctrica); en canales de transporte, de abastecimiento de agua potable, de desagüe pluvial.

Los canales se pueden clasificar según el uso final que tengan: canales para agua potable, riego, drenaje, energía hidroeléctrica, etc. (internet).

Los canales pueden ser naturales o artificiales.

Se construyen canales artificiales para varios fines:

- ◀ Desarrollo de energía hidráulica.
- ◀ Riego
- ◀ Suministro municipal de agua
- ◀ Alcantarillado
- ◀ Drenaje
- ◀ Control de inundaciones

Distribución de velocidades en una sección

Horace W. (1988), cita que el flujo de agua en canales abiertos suele ser turbulento. La velocidad máxima en una sección transversal de un canal se producirá en la superficie del agua, sin embargo la tensión superficial produce una resistencia al flujo y hace que la velocidad máxima se produzca a cierta distancia por debajo de la superficie. En condiciones ideales la distribución de velocidades en un canal regular será uniforme y similar a ambos lados del centro.

Silber R. (1972) afirma que la velocidad no es constante a través de una sección. En contacto con las paredes sólidas, el líquido está inmóvil como consecuencia de su adherencia a la pared. A causa del rozamiento, se forma, a partir de la extremidad aguas arriba del canal, una capa límite, la cual desde que está lo suficientemente alejada de dicha extremidad, se extiende a toda la sección mojada.

Energía cinética en un canal abierto

En canales abiertos, donde las velocidades en distintas partes de una sección transversal no son iguales la energía cinética por libra de líquido que pasa por cualquier sección transversal.

Energía de presión

La energía de presión en flujo de canales abiertos se calcula por lo común en relación con el lecho del canal. Si los filamentos de corriente son aproximadamente rectos, la carga de presión en un punto cualquiera de la plantilla del canal es igual al tirante o profundidad del flujo. Si los filamentos de la corriente tienen una curvatura vertical, como en el flujo sobre presas o vertederos, la fuerza centrífuga hace que la presión en el lecho de la corriente sea considerablemente distinta de la que comprende a la profundidad.

Energía de elevación

Se puede referir a cualquier nivel de referencia, y es escogido por lo común en el punto más bajo del lecho de la corriente en cualquier problema dado.

Energía total

Es el resultado que se obtiene al juntar los tres tipos de energía mencionadas, y puede representarse como sigue:

$$H = \frac{V^2}{2g} + Y + m$$

Pendiente crítica

Para cualquier descarga dada y cualquier sección transversal determinada de un canal, siempre hay una pendiente que es exactamente suficiente para mantener el flujo a una profundidad crítica. Esta se denomina pendiente crítica; cuyo valor numérico se puede calcular mediante la fórmula de Manning o alguna otra fórmula de canal abierto, después de determinar la profundidad crítica correspondiente a la descarga dada. Debido a la superficie ondulante de la corriente que caracteriza al flujo uniforme a la profundidad crítica o cerca de ella se evitará hasta donde sea posible el diseño de canales con pendientes cercanos a la crítica.

Diseño hidráulico de un canal

La aplicación de la ecuación de Manning solamente es viable cuando la rugosidad relativa del canal abierto adquiere valores comprendidos en un determinado rango intermedio: $0,001 < e/Dh < 0,05$, donde e es la altura de la rugosidad y Dh es el diámetro hidráulico (véase por ejemplo White, 1988): $Dh = 4 Rh$. Fuera de este rango, es decir, para rugosidades bajas del canal ($e/Dh < 0,001$) o altas ($e/Dh > 0,05$), la ecuación de velocidad de corriente de Manning siempre predice caudales muy distintos de los que circulan por el canal, observándose errores (supervaloraciones del caudal) que superan el 20%, que en algunos casos prácticos han llegado a ser de hasta el 60%.(fuente: internet).

Para el diseño de un canal se presume que el escurrimiento se desarrollará en condiciones de flujo uniforme. El flujo no uniforme se presentará en situaciones de

cambios en la pendiente, rugosidad, dimensiones de la sección, embalsamientos, caídas o por cambios inducidos por la operación de órganos de operación o seguridad.

Para calcular la velocidad media en canales se usa la Fórmula de Manning.

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

donde: V = Velocidad media (m/seg)

n = coeficiente de rugosidad (adim.)

Rh = Radio hidráulico del canal (m)

S = Pendiente media del canal (decimal)

Cualquiera que sea la relación entre el tirante (Y) y la plantilla (b), la velocidad que se genera ($V = Q/A$) debe ser igual a la energía de gravedad (proporcionada por la pendiente) la cual debe mantenerse constante, para que el régimen resulte uniforme.

De la ecuación de continuidad:

$$Q = A * V$$

Sustituyendo en la ecuación de manning se obtiene lo siguiente:

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

donde: Q = Gasto (m^3/seg)

n = coeficiente de rugosidad (adim.)

Rh = Radio hidráulico del canal (m)

S = Pendiente media del canal (adim.)

A = Area de la sección transversal del canal (m^2)

Los canales artificiales (de escollera, tierra, hormigón, gaviones, ...) normalmente se diseñan dentro del citado rango de rugosidades intermedias, por lo que es viable la ecuación de Manning en cuanto a su determinismo se refiere, sin embargo, los ríos y demás cursos naturales (también en canales artificiales desgastados o alterados por la erosión), su rugosidad se encuentra fuera de este intervalo intermedio, observándose cauces en los que la rugosidad es alta y otros en los que es baja.

En estos casos la ecuación de Manning conduce a resultados poco deterministas; la falta de precisión de la fórmula no es atribuible a una mala elección del coeficiente de rugosidad "n" de Manning del canal, ya que éste se determina de forma empírica mediante levantamientos hidráulicos de perfiles de velocidad. (fuente: internet).

Número de Froude

El número de Froude es un indicador del tipo de régimen del flujo que lleva el canal.

Cuando el valor del número de Froude vale 1 el régimen es crítico y no se forma el salto hidráulico. Para valores entre 1 y 1.7 se tiene un régimen un poco menor que el subcrítico, formándose ondulaciones ligeras en la superficie, aproximadamente la velocidad V_2 es 30 % menor que la velocidad crítica. No es necesario el estanque y se recomienda revestir la descarga cuatro veces el tirante d_2 ($4 d_2$). Si el número de Froude toma valores entre 1.7 y 2.5 es un régimen bastante uniforme, se designa por etapa previa al salto, sin turbulencia activa y por ello no son necesarios amortiguadores ni umbrales. Se necesita un tanque para dar cabida al prisma de la corriente en el que se produce la retardación. Número de Froude oscilante entre 2.5 y 4.5, no se forma un salto hidráulico propiamente dicho, es más bien un salto oscilante y se dice que se tiene un régimen de transición, se originan ondas de corriente que van más allá del tanque y no se pueden controlar fácilmente. En el número de Froude de 4.5 o mayor, se forma un verdadero salto hidráulico estable y equilibrado.

Este indicador es necesario conocerlo para ver el perfil del agua que se formará en el vertedor lateral y determinar el tipo de salto que se formará en la caída vertical; puede determinarse con la siguiente expresión:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gY}}$$

donde: V = velocidad media del agua en el canal (m /seg.)

g = gravedad (9.81 m /seg².)

Y = tirante (m)

ASPECTOS HIDROLÓGICOS

De la gran cantidad de registros hidrológicos de que se puede disponer, los del flujo de los ríos es el más importante en ingeniería de presas; en el caso particular del proyecto no se cuenta con los datos mencionados, pero se puede estimar a partir de datos de precipitación disponibles.

1. Datos considerando el escurrimiento total anual y sus variaciones para el diseño de vasos reguladores.
2. El escurrimiento mínimo cuando se trata de derivaciones para aprovechamiento.
3. Flujos máximos para el diseño de obras de control y excedencias. En algunas ocasiones se estima el escurrimiento a partir de las precipitaciones.

Escurrimiento superficial

Anderson, et al. (1985), establece que la escorrentía es la parte de la precipitación que llega a la red hidrográfica de la cuenca y discurre por ella dando lugar a los caudales líquidos.

El escurrimiento es el desplazamiento de las aguas de las partes del relieve hacia las mas bajas y se puede dar en forma superficial o subterránea.

Según el Colegio de Postgraduados (1992), el escurrimiento superficial es la porción del volumen de la precipitación que fluye hacia los canales, arroyos, lagos y océanos, en forma de corriente superficial y que los factores que afectan el escurrimiento superficial, están asociados con la precipitación y características de la cuenca.

Cuando la lluvia es de tal magnitud que excede la capacidad de infiltración o retención del terreno y la vegetación, el excedente da origen al proceso del escurrimiento, esto es, se desplaza por efecto de la gravedad hacia las partes bajas de la cuenca, reconociendo los arroyos mas cercanos hasta llegar a los ríos.

Se pueden distinguir dos tipos de escorrentías generadoras de caudales. En primer lugar están las escorrentías rápidas, que discurren por la superficie del terreno y por tanto llegan a los cauces en poco tiempo; estos volúmenes de agua son causantes de los caudales punta de las avenidas. En segundo lugar, están los escurrimientos subsuperficiales y subterráneas que alimentan los cauces de una forma lenta y dan como resultado el caudal base que escurre por la red entre aguaceros Anderson, et al. (1985),.

Aforo de corrientes

Se refiere a la determinación del volumen de una corriente que pasa por una sección por unidad de tiempo, es decir el gasto, con objeto de determinar la magnitud y distribución del escurrimiento en el tiempo. Comisión Federal de Electricidad (1980)

FACTORES ASOCIADOS CON LA PRECIPITACIÓN

Comisión Federal de Electricidad (1980), denomina precipitación al agua que llega a la superficie terrestre proveniente de la atmósfera. La precipitación es un componente fundamental del ciclo hidrológico y se puede presentar en forma de lluvia,

granizo o nieve. El análisis de la precipitación lleva a considerar las influencias de la vegetación en el origen de las precipitaciones, en la intercepción y en las condensaciones internas, rocíos y escarchas y “precipitaciones horizontales”.

Ciclo hidrológico

Miller (1994), considera que en el proceso del ciclo hidrológico el sol provoca la evaporación constante del agua que pasa a la atmósfera para volver a la tierra en forma de lluvia, nieve o granizo. Parte de esa precipitación se evapora rápidamente y vuelve otra vez a la atmósfera. Otra parte del agua que se precipita periódicamente fluye a través de la superficie de las cuencas formando arroyos y ríos para iniciar su viaje de retorno al mar. En su tránsito forma lagos y lagunas o se deposita en almacenamientos artificiales formados por represas y diques. Otra parte del agua que llega a la superficie terrestre en forma de lluvia, se deposita en el suelo donde se convierte en humedad o en almacenamientos subterráneos denominados acuíferos. En condiciones normales, las aguas subterráneas se abren camino gradualmente hacia la superficie y brotan en forma de manantiales para volver a unirse a las aguas superficiales y engrosar los caudales de los ríos. Las plantas y la vegetación incorporan en sus tejidos parte de la humedad del suelo y de las aguas subterráneas y luego, una parte se desprende de ellas por transpiración para pasar a integrarse nuevamente a la atmósfera. Este es un ciclo natural que se repite intermitentemente.

Este es el ciclo de la vida; sus características y su comportamiento son objeto de estudio y seguimiento, pero aún es difícil predecirlo con exactitud. La variabilidad y aleatoriedad del ciclo hidrológico son determinantes de la disponibilidad de las aguas superficiales y la recarga de los acuíferos. Por esto, resulta indispensable el establecimiento de reglas para su distribución entre usos y usuarios del agua a fin de atemperar los efectos de las épocas de sequía. Igualmente importante es prevenir y disminuir los riesgos provocados por los fenómenos hidro – meteorológicos en las temporadas de lluvia, tales como tormentas, ciclones y huracanes que dan origen a inundaciones y deslaves. (Fuente: Internet)

Se pueden distinguir dos tipos de procesos dentro del ciclo hidrológico, uno de ellos tiene relación directa con el ciclo del agua y el otro con su aprovechamiento.

El ciclo hidrológico está conformado por los siguientes componentes:

- Precipitación
- Evaporación
- Escurrimiento superficial
- Profundización al suelo
- Recarga acuíferos (Miller, 1994)

Los componentes del ciclo hidrológico que se enumeran nos ubican en un sistema hidrográfico de carácter local, sin considerar su dependencia de los fenómenos globales; se parte bajo esta restricción de que los datos de precipitación sobre la unidad territorial en estudio reflejan con una precisión adecuada las relaciones causales con el ciclo hidrológico global.

La precipitación es por tanto una variable, medida en promedio histórico, que se da como una constante en la metodología de análisis local de cuencas; los otros componentes considerados en el ciclo hidrológico tiene que ver directamente con las cualidades del territorio receptor de las precipitaciones.

La evaporación es considerada como el desprendimiento de moléculas; de los cuerpos de agua y de las aguas retenidas por la cobertura vegetal del territorio, producida por el calor que genera la irradiación solar.

Tipos de precipitación

Los mecanismos que causan el ascenso del aire húmedo provocan que la atmósfera se enfríe. De acuerdo con el mecanismo que provoca dicho ascenso del aire la precipitación puede ser: convectiva, ciclónica u orográfica.

Como el escurrimiento es una función de la precipitación, es necesario conocer su intensidad, duración y frecuencia, o bien la lluvia máxima en 24 horas, para determinar los escurrimientos máximos superficiales.

Intensidad y duración de las lluvias

La intensidad de la precipitación es expresada en términos de lámina por unidad de tiempo. La intensidad de la lluvia generalmente se calcula para varios intervalos y diferentes periodos de tiempo.

Estos datos son de importancia ya que las lluvias con altas intensidades (en cortos periodos), presentan una mayor actividad erosiva en los suelos e incrementan los volúmenes escurridos.

Para conocer la intensidad y la duración de la lluvia, se utiliza el pluviógrafo que registra las intensidades en mm, para diferentes periodos, para cualquier tormenta.

Frecuencia de las lluvias

Es la periodicidad media estadística en años, con que pueden presentarse las tormentas de características similares en intensidad y duración.

Para calcular la frecuencia se utiliza la siguiente fórmula:

$$F = \frac{t + 1}{m}$$

donde: F = Frecuencia o periodo de retorno

t = Número total de años de registro

m = Número de orden de la lluvia

FACTORES ASOCIADOS CON LA CUENCA

El Ministerio de Medio Ambiente de España (1998), considera que se denomina cuenca vertiente, o cuenca de drenaje de un cauce, en una sección dada de su curso, a la superficie de terreno limitada por el contorno a partir del cual la precipitación caída drena por esa sección.

La cuenca es un concepto geográfico e hidrológico que se define como el área de la superficie terrestre por donde el agua de lluvia escurre y transita o drena a través de una red de corrientes que fluyen hacia una corriente principal y por ésta hacia un punto común de salida que puede ser un almacenamiento de agua interior, como un lago, una laguna o el embalse de una presa, en cuyo caso se llama cuenca endorreica. Cuando sus descargas llegan hasta el mar se les denominan cuencas exorréicas. Normalmente la corriente principal es la que define el nombre de la cuenca.

El territorio de México está formado por múltiples cuencas. Algunas de las más importantes cuencas exorréicas corresponden a los grandes ríos nacionales como Lerma, Santiago, Balsas, Bravo, Pánuco, Papaloapan, Coatzacoalcos, Grijalva, Usumacinta, Mayo, Yaqui y otros de menor tamaño. Cada uno de estos importantes ríos tiene corrientes alimentadoras que se forman con las precipitaciones que caen sobre sus propios territorios de drenaje a las que se les llama cuencas secundarias o subcuencas. A su vez, cada subcuenca tiene su propio sistema hidrológico que alimenta sus cauces de agua. Estas son cuencas de tercer orden y así, sucesivamente hasta territorios muy pequeños por los que escurre el agua sólo durante las temporadas de lluvia y por períodos muy cortos de tiempo.

Para los fines de formulación y ejecución de las políticas públicas relacionadas con el agua y de participación en la gestión integral del recurso, interesan solo tres niveles de cuenca. Las macrocuencas que corresponden a grandes sistemas hidrológicos.

Las subcuencas o cuencas de segundo orden y un tercer nivel que puede denominarse de microcuencas. (Fuente: Internet)

Tamaño de la cuenca.

A medida que se incrementa el tamaño de la cuenca, aumenta el volumen escurrido.

Para delimitar el tamaño de una cuenca, se pueden utilizar fotografías aéreas, planos topográficos, planos regionales o por medición directa en el campo.

Desde el punto de vista de su funcionamiento, la cuenca vertiente puede caracterizarse por su morfología, por la naturaleza del suelo y por la cobertura vegetal.

Morfología de la cuenca

Según López C. (1998), La morfología de la cuenca queda definida por tres tipos de parámetros:

- Parámetros de forma
- Parámetros de relieve
- Parámetros relativos a la red hidrográfica

Colegio de Postgraduados (1991), dice que cuando las cuencas son redondeadas, presentan un escurrimiento mayor que aquellas de igual tamaño pero de forma estrecha y alargada, en las que los escurrimientos se concentran mas lentamente.

El Ministerio de Medio Ambiente de España (1998), afirma que la influencia del relieve sobre el hidrograma es aún más evidente. A una mayor pendiente corresponderá un menor tiempo de concentración de las aguas de esorrentía en la red de drenaje y afluentes al curso principal.

El Colegio de Postgraduados (1991), resalta que a medida que se incrementa la pendiente de la cuenca, generalmente se aumentan los escurrimientos.

La pendiente se obtiene por medio de la fórmula:

$$S = \frac{H}{L} * 100$$

donde: S = Pendiente media de la cuenca (adim.)

H = Diferencia del nivel del lugar donde se construye la obra y el sitio hidráulicamente más alejado en la cuenca (m)

L = Distancia entre estos dos puntos (m)

Se denomina red hidrográfica al drenaje natural, permanente o temporal, por el que fluyen las aguas de los escurrimientos superficiales, y subterráneos de la cuenca.

Delimitación de la cuenca

Las cartas topográficas como las de INEGI se utilizan cuando el área y la forma de la cuenca se pueden definir a escala siguiéndose el siguiente procedimiento:

1. Identificación de la carta topográfica
2. Identificación de la hidrografía que integra la cuenca
3. Identificación del parteaguas siguiendo las partes más altas, iniciando y terminando su trazo en la boquilla
4. Determinación del área de la cuenca, el cual se puede hacer por diferentes métodos conocidos, pero en este caso se usó el programa AutoCAD 2000, en el cual se inserto la imagen de la cuenca, con sus escalas reales, procediéndose a usar los comandos conocidos para tal fin.
5. Determinación de la cobertura vegetal que se obtiene de la carta de uso del suelo.
6. Determinación de la longitud del cauce principal; se hizo mediante el mismo paquete (AutoCAD 2000) con comandos para determinar distancias entre dos puntos rectos o irregulares.

7. Determinación del desnivel del cauce principal, con apoyo en las curvas de nivel de la carta topográfica.

Definitivamente se debe hacer un reconocimiento de campo para verificar la información obtenida en la carta.

La información que se obtiene del levantamiento de una cuenca de captación es de especial importancia, ya que tiene aplicación en la elaboración de los estudios hidrológicos del proyecto, como son la obtención del volumen aprovechable y de la avenida máxima para diseñar la obra de excedencias. Por lo tanto, es indispensable conocer su tamaño, forma, cobertura vegetal, longitud del cauce principal y desnivel del mismo, desde el parte-aguas hasta el sitio de la boquilla.

Vegetación

La cobertura vegetal es importante porque disminuye el efecto del impacto de las gotas de lluvia, intercepta parte del volumen llovido y reduce el escurrimiento a medida que en el área existe mas vegetación.

El papel fundamental que desempeña la vegetación, principalmente los bosques, sobre la escorrentía es el de modificar la forma en que el agua accede a los cauces, disminuyendo drásticamente las aportaciones de superficie aumentando correspondientemente las subterráneas.

Según Molchanov, et al. (1996), la influencia de la superficie ocupada por bosques en una cuenca se relacionan con el coeficiente de escorrentía superficial de la forma que muestra el siguiente cuadro.

Tabla 2.1 Relación de escorrentía con superficie ocupada por bosques.

% de superficie boscosa	0	10	20	30	50	60
% escorrentía superficial	65 - 75	25 - 45	18 - 25	14 - 20	10 - 20	8

HIDROGRAMAS

Raynal (1989), cita que la técnica de hidrograma unitario se emplea para determinar la distribución temporal del escurrimiento superficial a la salida de la cuenca (o algún sitio de interés), cuando se presenta un patrón de distribución temporal de lluvia que cae uniformemente sobre la cuenca. El hidrograma unitario asociado a una duración D , se define como el hidrograma de escurrimiento directo que produce una precipitación efectiva unitaria distribuida uniformemente en la cuenca y en el tiempo D . Existen diversos tipos de hidrogramas unitarios, los más utilizados son: Instantáneos, Triangular y Adimensional. Además menciona que estos tipos pertenecen a los llamados hidrogramas unitarios sintéticos.

El Ministerio de Medio Ambiente de España (1998), denomina hidrograma a cualquier gráfico que relaciona alguna propiedad del flujo del agua en un medio de transporte lineal (cauce, canal, ...), con el tiempo.

Ven Te Chow definió el hidrograma como “una expresión integral de las características físicas y climáticas que gobiernan las relaciones entre precipitación y esorrentía.

Este término utilizado en distintas áreas del estudio del agua y particularmente en hidrología se refiere a la representación gráfica del flujo de una corriente con respecto al tiempo. Se construyen para intervalos de tiempo de acuerdo con la finalidad que se requiera, pueden ser entonces diario, mensual, anual o un tiempo que se considere adecuado para cada caso.

El propósito fundamental del análisis del hidrograma de una avenida es determinar la parte que corresponde al escurrimiento directo y la que corresponde al escurrimiento base, lo cual permite establecer relaciones más sencillas con las características de la lluvia.

El hidrograma unitario es la respuesta de una cuenca a una precipitación uniforme efectiva (es decir lluvia que cae con igual intensidad en toda la cuenca y

produce sólo escorrentía rápida) y que además es de valor unitario (1 cm). Ministerio de Medio Ambiente (1998)

Hidrograma Triangular

El hidrograma triangular es una simplificación del hidrograma unitario que consiste en sustituir su forma curvilínea por la triangular.

El paso del hidrograma unitario curvilíneo al triangular, asume la hipótesis siguiente:

- Igualdad de áreas (Escorrentía neta)
- Igual caudal máximo y con idéntica situación en el tiempo.
- Punto inicial común.

Con esto queda totalmente definido el hidrograma triangular, con solución única y con un grado de precisión aceptable salvo en la parte final, que por otra parte es la menos importante a los efectos que se utiliza.

CÁLCULO DE LOS ESCURRIMIENTOS SUPERFICIALES

El cálculo de los escurrimientos superficiales se considera para dos objetivos: el escurrimiento medio, que sirve para estimar el volumen de agua por almacenar o retener, y los escurrimientos máximos necesarios para el diseño de obras.

MÉTODOS PARA CALCULAR EL ESCURRIMIENTO MÁXIMO

Método racional modificado

La modificación del método racional consiste en utilizar los valores de lluvia máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno, en lugar del valor de intensidad de lluvia, de tal manera que la fórmula queda de la siguiente forma:

$$Q = 0.028 CLA$$

donde: Q = Escurrimiento máximo ($m^3/seg.$)

0.028 = Constante numérica resultante de las unidades en que se expresan las variables.

C = Coeficiente de escurrimiento (0.1 a 1) de acuerdo a las características propias de la cuenca.

L = Lluvia máxima en 24 horas para periodo de retorno dado. Este valor se expresa en (cm /hora).

A = Área de la cuenca (ha).

Es importante considerar que para el caso más crítico, la lluvia reportada en 24 horas, se puede presentar en una hora, por tal razón se recomienda expresar el término en cm / hora.

Método del Servicio de Conservación de los Suelos De Los Estados Unidos para cuencas no instrumentadas.

Este método es una relación de la lámina precipitada y el volumen de escurrimiento el cual es aplicable en regiones en las que la disponibilidad de datos de aforo es escasa, en este método que a partir de la lamina total precipitada y características de la cuenca, estima el volumen de escurrimiento, producido por una tormenta.

Debido a la reducida disponibilidad de información sobre la magnitud de las abstracciones iniciales, y la dificultad existente para su medición el servicio de conservación de suelos, recomienda expresar como una función de la retención de la cuenca de acuerdo con la relación:

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

donde: Q = Volumen de escurrimiento (cm)

P = Lámina precipitada (cm)

S = Retención de la cuenca (cm)

El valor de la retención es expresado por medio de curvas numéricas w , que son función de factores tales como el tipo de suelo, la condición de la vegetación y condiciones de humedad antecedentes a la ocurrencia de la precipitación mediante la siguiente relación empírica:

$$S = \frac{2500}{w} - 25$$

donde: S = Retención de la cuenca (cm)

w = Valor de la curva numérica

El valor de la w ha sido generada de varias observaciones de tormentas en los estados unidos. Un valor alto ($w = 100$) indica una retención baja.

Abstracciones iniciales

El Servicio de Conservación de los Suelos de los Estados Unidos menciona que no todas las láminas precipitadas producen un escurrimiento, debido a que cada uno de los complejos suelo – vegetación se comporta de una misma forma frente a la infiltración.

En un complejo Suelo – vegetación totalmente impermeable toda la precipitación se convierte en escorrentía superficial. Por el contrario un complejo totalmente permeable no daría escorrentía fuera del cual fuere el valor de la precipitación.

Entre estos dos casos extremos se pueden tener respuestas infinitas de escorrentía superficial, según el tipo de asociación suelo – vegetación.

Cada una de estas curvas intermedias consta de dos partes diferenciadas; la primera es un valor umbral de precipitación al que se llamará I_0 , por debajo del cual toda la precipitación es interceptada por el complejo suelo – vegetación y por lo tanto la escorrentía superficial es nula.

Superado el valor de I_0 , se entra en la segunda parte de la curva, en la cual el valor de la escorrentía en relación con la precipitación va aumentando.

Finalmente, llegando a los valores muy altos de la precipitación, la curva tiende asintóticamente a una inclinación de tangente igual a la unidad. Esto significa que para valores muy altos de precipitación, el suelo está tan saturado de agua, que un incremento de lluvia se traduce en un incremento de la misma magnitud de escorrentía.

Tormenta de diseño

La tormenta de diseño es la que provocará una avenida máxima para determinado periodo de retorno y se calcula de acuerdo a la distribución probabilística al que se ajuste la muestra o serie de datos.

Tiempo de concentración

Es el tiempo que tardaría una gota para recorrer una distancia existente entre el sitio hidráulicamente mas alejado de la cuenca y el lugar donde se pretende ubicar la obra, para determinarlo se utiliza la fórmula propuesta por Z. P. Kirpich o conocida también como “fórmula californiana”. Esta fórmula se estableció de acuerdo a datos obtenidos por Ramser y la adoptaron la Dirección General de Carreteras y la “State of California División of Highways”; y es como sigue:

$$T_c = \left(\frac{0.87 (L)^3}{H} \right)^{0.385}$$

donde: T_c = Tiempo de concentración (hr)

L = Distancia entre el sitio de la obra y el punto hidráulicamente mas alejado (Km)

H = Diferencia de elevación entre el valor de la cota más alta de la cuenca y el sitio de la obra (m)

Lámina media equivalente de escurrimiento

El uso de la lámina media equivalente se hace necesario para no sobre estimar los valores obtenidos, ya que la precipitación en una sola estación es en ocasiones la única información disponible, y es usada para estimar la lámina media equivalente sobre un área, para lo cual se usa la siguiente relación:

$$LME = \frac{\sum P_i \times A_i}{\sum A_i}$$

donde: LME = Lámina media equivalente (cm)

Pi = Lámina escurrida en el área i (cm)

Ai = Área de influencia de estación i (km²)

CONSIDERACIONES ESTADÍSTICAS

Muñoz (1998), indica que el uso de la estadística dentro de la hidrología es de tipo inferencial; ya que involucra decisiones sujetas a riesgo y requiere del entendimiento de los métodos empleados y los peligros involucrados, en la estimación y la predicción.

El análisis estadístico en el área de hidrología es usada como una herramienta para procesar los datos observados o existentes, frecuentemente en el tipo de: láminas e intensidad de lluvias, avenidas máximas, gastos de inundación, de escurrimientos bajos, etc.

Los métodos que se emplean para las estimaciones o predicciones de una avenida, no estiman las ocurrencias con exactitud, pero si llevarlo a un nivel de riesgo

aceptable. Por otro lado el comportamiento de las precipitaciones en la región, son caracterizadas por ser esporádicas, torrenciales y de corta duración.

DISTRIBUCIONES PROBABILÍSTICAS

Las distribuciones que a continuación se mencionan son las que comúnmente se aplican a registros hidrológicos:

Distribución normal

Muñoz (1998) describe la distribución normal como una función de frecuencia simétrica, en forma de campana también conocida como Distribución de Gauss o Ley Natural de Errores. Encuentra amplia aplicación en el tratamiento de datos transformados que subsecuentemente siguen la distribución normal. Ésta tiene dos parámetros, la media y la desviación estándar, los cuales son estimadores.

Distribución Log – normal

Gutiérrez (1989), afirma que en ocasiones las variables hidrológicas exhiben un marcado sesgo hacia la derecha, en parte por la influencia de fenómenos naturales que tienen valores mayores que cero, o algún otro límite menor, y por ser no restringidas teóricamente en su rango superior. En tales casos, las frecuencias no siguen una distribución normal sino que, por fortuna, las variables casi siempre son funcionalmente normales y sus logaritmos siguen una distribución normal.

La distribución Log Normal es esencialmente útil debido a que la transformación abre aún más el extenso campo de los usos teóricos y aplicados de la distribución normal.

Muñoz (1996), dice que se emplean cuando las variables hidrológicas exhiben una asimetría bastante marcada hacia la derecha debido parcialmente a la influencia del fenómeno natural y que no se ajustan a la distribución normal; en estos casos los logaritmos de los valores observados siguen la distribución normal. Tiene los mismos parámetros que la normal.

Distribución Pearson III

La distribución Pearson III ha sido utilizada cada vez más en estudios hidrológicos, en la que se requiere determinar los parámetros estadísticos para los valores observados tales como la media, la desviación estándar y el coeficiente de asimetría; se obtienen los valores correspondientes a los factores de frecuencia para diferentes periodos de retorno en función del coeficiente de asimetría de los datos, y el cálculo de magnitudes de valores esperados para los mismos valores de retorno.

Distribución Log – Pearson III

Esta forma de la distribución forma parte de las desarrolladas por Karl Pearson y es el que más se ha empleado en el análisis de frecuencias de avenidas, en la cual la transformada $Y_i = \log(X_i)$ es usada para reducir la asimetría de los datos. Aunque la información es escasa es de amplia aplicación porque cuando su coeficiente de asimetría es igual a cero, se obtiene una distribución Log – normal, es decir, la distribución Log – Pearson tipo III será una línea recta en el papel de probabilidad Log – normal.

De igual manera requiere del cálculo de tres parámetros que son la media, la desviación estándar y el coeficiente de asimetría que se estiman a partir de los logaritmos de los datos.

Distribución de valores extremos tipo I

Gutiérrez O. (1989), cita que se ha llamado Distribución General de Valores Extremos (GVE) a la solución general de la ecuación que debe satisfacer los extremos. La distribución GVE – Tipo I, conocida como Gumbel, se obtiene como el límite de la distribución GVE cuando el parámetro de forma tiende a cero.

La teoría de valores extremos considera la distribución de las observaciones mayores o menores que ocurren en cada grupo de muestras repetidas. La Gumbel es esencialmente una distribución log – normal con asimetría constante y requiere determinarse la media y la desviación estándar, para otros parámetros de la función que son representados por μ y α que se usan en la función de densidad de probabilidad.

Prueba de bondad de ajuste

La prueba de Kolmogorov – Smirnov es mas poderosa que la χ^2 en la mayoría de los casos. Las estadísticas que dependen de la distancia vertical entre $S(x)$ y $F(x)$ se denominan del tipo Kolmogorov. Las estadísticas que dependen de la distancia vertical entre dos funciones empíricas acumulativas se denominan del tipo Smirnov. Las pruebas del tipo Smirnov son aplicables cuando se requiere comparar dos muestras independientes.

La prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov – Smirnov son útiles no solo para probar bondad de ajuste para una distribución normal sino también para probar otras distribuciones.

MATERIALES Y MÉTODOS

Antecedentes

En las propiedades de la Universidad Autónoma Agraria Antonio Narro, existe una presa derivadora que tiene un funcionamiento ineficiente por razón de mal diseño en el proyecto original.

Fue construida en la década de lo 50' y su objetivo es el de derivar el escurrimiento superficial hacia el vaso de almacenamiento a través de un canal natural o de tierra.

En el lugar el área de influencia es una cuenca torrencial, el cual se caracteriza por: pendientes fuertes e irregulares: deforestación de sus vertientes: avenidas súbitas y violentas: y carga de sedimentos en las aguas.

Hidráulicamente, flujo torrencial es sinónimo de flujo rápido o supercrítico. Esto significa que la relación entre las fuerzas de inercia y las gravitatorias, número de Rech – Froude (F) es mayor que la unidad. Tal circunstancia supone unos comportamientos bien diferenciados frente a los nominados flujos lentos, infracríticos o fluviales.

Descripción de la obra

Originalmente esta obra era de tipo Creager la cual ha sido modificada al construirse una sobre elevación al considerarse como una alternativa para elevar la carga hidráulica de la obra, su composición consta principalmente de mampostería; existe una obra de toma con conducto tipo circular en el lado

oeste de la obra que se opera en forma manual con una compuerta deslizante de fierro y que trabaja como orificio al presentarse una avenida. Existe también un canal de tierra para la conducción que se origina en la obra de toma y desemboca en el vaso de almacenamiento. A unos 50 cm medido de la corona hacia la parte inferior existen dos salidas que funcionaban como desarenador y que actualmente ya no son aprovechados por el asolvamiento de la obra el cual es casi al 100%.

El problema principal de su mal funcionamiento es la mínima carga que existe desde la obra de toma hasta el vaso de almacenamiento, consecuentemente la obra es aprovechada de una manera deficiente.

Hidrografía y extensión

La corriente principal que provee a la presa derivadora es el arroyo del pueblo, nace aproximadamente a 15 Km al sureste del lugar del proyecto. El área de captación se extiende en la parte Sur, Sureste y Suroeste de la UAAAN que es aproximadamente de 99.14 Km². Las principales corrientes que aportan a este arroyo son las del cañón de las terneras, salsipuedes y la encantada, que pertenecen a la sierra de Zapaliname ubicada al Sureste de la zona del proyecto. Del lado Suroeste existen otras corrientes que aportan pero en menor cantidad, tal es el caso de las corrientes de la cañada chorreras, cuevas, el indio, entre otras.

Cultivos

El área de cultivo está compuesta principalmente por nogales y cultivos como: maíz, frijol y algunas hortalizas. Dicha área de cultivo es aproximadamente de 25 has.

Factores climáticos

La precipitación total anual en esta región, oscila entre los 350 a 400 mm. con meses predominantes de sequía en Marzo, por otro lado los meses con mas ocurrencias van desde Junio a octubre. La temperatura en esta región es extrema. En verano se presentan temperaturas de hasta 40°C y en invierno temperaturas de hasta 10°C bajo cero; la media global anual es de 19.8°C. La evaporación esta por encima de 220 cm e inferior a los 250 cm como media total anual, tiene relación directa con la temperatura; así en épocas de temperatura extrema máxima llega hasta 300 cm, y como mínimo hasta 75 cm.

Según el departamento de agro meteorología de la UAAAN la humedad relativa que se alcanza es apenas del 60% en el año. En las épocas lluviosas predominan los valores más altos, 80% y los más bajos hasta de 30% en los meses más secos. El viento que predomina en la zona es de dirección sureste con mayor intensidad en los meses de Febrero y Marzo, e invierno el viento es de dirección noreste principalmente. El periodo libre de heladas comprende entre los meses de Abril y Octubre, presentándose éstas con mayor intensidad en el mes de enero.

Fotoperiodo

Los datos reportados en el siguiente cuadro fueron determinados por el departamento de agro meteorología.

Tabla 3.1 Fotoperiodo estimado por el depto. de agrometeorología

Meses	Fotoperiodo (Hrs.)	Meses	Fotoperiodo (Hrs.)
-------	--------------------	-------	--------------------

Enero	10.57	Julio	13.44
Febrero	11.10	Agosto	12.89
Marzo	11.75	Septiembre	12.15
Abril	12.62	Octubre	11.40
Mayo	13.25	Noviembre	10.75
Junio	13.57	Diciembre	10.43

Suelos

Existen distintas clases de suelos en el área, predominando suelos poco profundos conocidos como Litosol y Rendzina. En el área de cultivos principalmente son del segundo tipo por sus características conocidas.

En la parte más alta de la cuenca donde se originan los escurrimientos el tipo de suelos que mas predomina es el Litosol : este es un suelo sin desarrollo, con una profundidad menor a 10 cm, teniendo características muy variables, según el material que lo forma, su susceptibilidad a la erosión depende de la zona donde se encuentre pudiendo ser desde moderada hasta alta.

En las partes bajas en la zona del bajío, predomina el suelo con capa superficial rica en material orgánico que descansa sobre roca caliza, es arcilloso y su susceptibilidad a la erosión es moderada, encontrándose aquí el suelo Xéroxol Háptico, típico de zonas áridas con elevado contenido de material calcáreo de textura media y fase química gravosa muy permeable, el suelo Calcárico se encuentra en las zonas con alto grado de erosión. Al Este predominan el Calcárico y el Fluvisol Calcárico de textura media, suelo de origen aluvial. Aguas arriba hasta la zona conocida como la encantada, además de litosol existe fluvisol calcárico y regosol calcárico, suelo de textura media y fase física pedregosa, calcárico suelto, pobre de nutrientes y muy permeable. Los suelos son de relieve plano en la parte baja, con pendientes de 0.5% aproximadamente, las texturas

dominantes: la media y la arcilla, de profundidad variable. Estos suelos son de origen sedimentario, y la roca madre de la cual se han derivado pertenecen a las calizas.

Tanto en las partes altas como bajas los suelos se han formado dos maneras: aluvial por arrastre de partículas de los escurrimientos y coluvial por desprendimiento de material madre de las partes altas y su posterior degradación como consecuencia de la fricción y golpeteo a través de su trayecto.

Geología

La ciencia geológica se encarga de estudiar científicamente el desarrollo de la naturaleza inorgánica.

La geología es la ciencia que estudia los cambios sucesivos que se han operado en los reinos orgánicos e inorgánico en la naturaleza; investiga las causas de estos cambios y los efectos que los mismos han provocado al modificarse la superficie terrestre.

Las rocas del subsuelo son de origen sedimentario, constituidas básicamente por caliza - lutita, arenisca – conglomerado, y en las partes mas bajas predominan las de tipo aluvial y caliza; en la mayor parte de la cuenca son de naturaleza Lutita Arenisca que se encuentra en el lado oeste del arroyo principal, hacia partes montañosas.

Vegetación

En las partes más altas de la cuenca predominan los bosques de pino, mezclado con matorral semidesértico de tipo osetófilo y pastizales naturales. En las regiones

intermontañosas y llanuras, existe vegetación de matorrales semidesérticos y pastizales naturales.

Lugar de establecimiento

El presente trabajo se realizó en las propiedades de la Universidad Autónoma Agraria Antonio Narro, en la presa derivadora localizada sobre el arroyo del pueblo, al sur del lugar conocido como “el bajío”, su ubicación geográfica es: Longitud W $101^{\circ} 02' 00''$, Latitud N $25^{\circ} 23' 00''$ y una Altitud de 1743 m. s. n. m.

Materiales y equipos requeridos

Para el estudio preliminar del proyecto se requieren los siguientes materiales:

Teodolito, Nivel, Tripié, Estadales, Estacas, Cinta métrica, Material, Didáctico, Calculadora, Computadora, Software, Discos.

Se realizó una serie de levantamientos, utilizando los equipos necesarios para cada caso:

Presa derivadora

Se realizó un levantamiento topográfico con equipo electrónico de topografía y estadales, en el vaso aguas arriba del vertedor esto con el fin de obtener los datos necesarios para las modificaciones necesarias a realizarse al proyectar su rediseño así como material de apoyo para conocer el volumen de material sedimentado a desazolvar.

Obra de toma

A partir de los datos tomados se dedujo que ésta debería ser modificada, ya que muestra un funcionamiento poco eficiente cada que se presenta un evento, además de que se encuentra en condiciones de deterioro. Esta estructura va dar directamente a un

canal de concreto armado el cual desemboca directamente al canal de conducción de tierra hacia el vaso de almacenamiento.

Canal alimentador

En esta parte de la obra se realizó de igual manera un levantamiento aguas abajo de la obra de toma, que consistió principalmente en una red en ambos lados del canal obteniendo datos para el cálculo hidráulico de las modificaciones e realizarse en el proyecto.

Procedimiento para el procesamiento de los datos de precipitación

Los datos de precipitación se ordenan en orden descendente para determinar su probabilidad y periodos de retorno de acuerdo a la fórmula propuesta por Weibul:

$$P(X > x) = \frac{m}{n + 1} \quad Tr = \frac{1}{P(X > x)}$$

donde: $P(X > x)$ = Probabilidad de excedencia.

m = Número de orden descendente del evento

n = número de observaciones

Tr = Periodo de retorno (años)

Distribución Normal

La densidad de probabilidad de esta distribución es:

$$P_x(X) = \frac{1}{(2\pi\sigma_x^2)^{0.5}} e^{-\frac{(x_i - \bar{x})^2}{2\sigma_x^2}}$$

Usando la transformada:

$$z = \frac{(x_i - \mu)^2}{s_x^2}$$

Distribución Log normal

La función de densidad de la distribución Log Normal es:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} (x - x_0)\sigma y} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x - x_0) - \mu y}{\sigma y}\right]^2\right\}$$

Distribución Pearson III

La función de densidad de la distribución Pearson III es:

$$Px(X) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \left\{ \frac{x - \gamma_1}{\alpha} \right\}^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-\gamma_1}{\alpha}\right)}$$

La fórmula para obtener el coeficiente de asimetría es:

$$Y_i = \frac{\left\{n^2 \sum X_i^3\right\} - \left\{3n(\sum X_i \sum X_i^2)\right\} + \left\{2(\sum X_i)^3\right\}}{n(n-1)(n-2)(S_x)^3}$$

donde: Y_i = Coeficiente de asimetría.

n = Número de observaciones.

S_x = Desviación estándar.

Distribución Log Pearson III

La distribución Log – Pearson tipo III requiere del cálculo de tres parámetros que se estiman a partir de los logaritmos decimales de los datos, estos parámetros son:

Log media:

$$\text{Log}\bar{x} = \frac{\sum \log x}{n}$$

Log Desviación Típica:

$$S_{\log x} = \sqrt{\left(\frac{\sum (\log x - \log \bar{x})^2}{n - 1} \right)}$$

Log Coeficiente de asimetría

$$Y_i = \frac{\left\{ n^2 \sum X_i^3 \right\} - \left\{ 3n(\sum X_i \sum X_i^2) \right\} + \left\{ 2(\sum X_i)^3 \right\}}{n(n-1)(n-2)(S_x)^3}$$

donde: Y_i = Coeficiente de asimetría.

n = Número de observaciones.

S_x = Desviación estándar.

Los factores de frecuencia corresponden al coeficiente de asimetría de los valores transformados, la media y la desviación estándar corresponden a los valores logarítmicos.

Distribución de valores extremos tipo I

La distribución de probabilidad es:

$$F(x) = e^{-e^{-(x-\mu)/\alpha}}$$

Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov – Smirnov

Determinar la desviación máxima utilizando la siguiente fórmula:

$$D_{\max} = \{P(X > x)_t - P(X > x)_e\}$$

donde: $P(X > x)_t$ = Probabilidad de excedencia de los valores teóricos

$P(X > x)_e$ = Probabilidad de excedencia de los valores empíricos

Seleccionar un nivel de significancia α (5 y 1%)

Comparar la D_{\max} con la siguiente tabla en función de datos observados.

La hipótesis es:

Si $D_{\max} \leq C$ se rechaza la hipótesis

Si $D_{\max} > C$ se acepta la hipótesis

donde: C = Valor tabulado

D_{\max} = Valor calculado

Tabla 3.2 Para la comprobación de la prueba de Kolmogorov – Smirnov

N	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
Aproximación para n datos	$1.22 / \sqrt{n}$	$1.36 / \sqrt{n}$	$1.63 / \sqrt{n}$

Periodo de retorno

Se calculó el periodo de retorno para cada una de las probabilidades de excedencia con el fin de saber cual es el tiempo promedio en años para que se vuelva a presentar la avenida máxima.

Para esto se utilizaron las siguientes expresiones:

$$Tr = \frac{1}{P(X > x)}$$

$$Tr = \frac{1}{1 - P(X < x)}$$

Riesgo de falla

El riesgo de falla se determina asumiendo una vida útil del proyecto, esto se refiere a la probabilidad de que el proyecto falle cuando menos una vez en un número n de años sucesivos, es entonces:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n$$

donde: Tr = Periodo de retorno (años)

P(X>x) = Probabilidad de excedencia

R = riesgo de falla.

En las obras hidráulicas una opción de la selección del periodo de retorno, se lleva a cabo basándose en tablas que indican los periodos de retorno de ocurrencia promedio utilizados en tales obras de manera general y expedita y solo debiéndose tener en cuenta en tal selección los siguientes puntos:

1. Tipo de importancia de la obra o estructuras hidráulicas
2. Grado de desarrollo económico del área que esta sujeta al potencial de daño de la avenida, si la estructura fue subdiseñada.

El uso de tablas puede ser útil cuando no se dispone de información suficiente para la estimación del periodo de retorno, pero es conveniente determinarlo y de alguna forma puede usarse como referencia.

Tabla 3.3 Valores de periodo de retorno de acuerdo al tipo de obra

TIPO DE AREA QUE SERA PROTEGIDA	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)
Zonas urbanas, Importantes redes de transporte y grandes plantas industriales	100
Regiones agrícolas e industriales	50
Regiones o zonas agrícolas	7 – 20
Áreas forestales y planicies de inundación	10

TIPO DE PRESA	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)
Presas que al fallar no	

Causarían pérdidas de vidas humanas	
Costosas	500
Moderadamente costosas	100
Pequeñas presas	20

Tormenta de diseño

La tormenta de diseño se determina de acuerdo al periodo de retorno de la obra en el cual la probabilidad de excedencia será mayor o igual a este dato. La distribución probabilística usada en el presente trabajo nos permite estimar este valor probable que se usará en el cálculo de la avenida máxima.

Método del Servicio de Conservación de los Suelos De Los Estados Unidos para cuencas no instrumentadas.

El procedimiento para la determinación de la lámina escurrida de una cuenca se describe en los siguientes pasos:

1.- Asignación del suelo de la cuenca a uno de cuatro grupos de suelo considerados por el método, de acuerdo a su potencial de escurrimiento. Este potencial de escurrimiento es principalmente, función de la clase textural del suelo, y la profundidad de éste. (ver tabla)

2.- Caracterización hidrológica de la cuenca de acuerdo al tipo y condición de la vegetación presente, y al uso del suelo (ver tabla). Para determinar la condición de la vegetación, se considera la cobertura de la misma del cuadro de condición y el porcentaje de cobertura.

3.- Determinación del valor del índice de cuenca para condición de humedad antecedente media, en función del grupo de suelo y condición hidrológica (tabla del índice de cuenca). El valor de índice de cuenca para condición de humedad antecedente

media, en función del tipo de vegetación, grupo de suelo y porcentaje de cobertura vegetal, también se pueden calcular a partir de las ecuaciones de humedad antecedente media y diferentes tipos de vegetación.

4.- Determinación de la condición de humedad antecedente real (tabla de condición de humedad antecedente en función de la lámina precipitada acumulada). El método original considera tres niveles de humedad antecedente en base a la lámina precipitada acumulada en los cinco días previos a la ocurrencia de la precipitación.

5.- Corrección del índice de cuenca o de curva numérica para la condición de humedad antecedente real de acuerdo a las relaciones que se presentan (tabla de valores del índice de cuenca para diversas condiciones de humedad antecedente). Los valores presentados en la tabla mencionada son para condiciones de humedad antecedente I y II, se pueden también obtener de las siguientes relaciones determinadas por el Dr. Muñoz C. (Apuntes de Hidrología Superficial):

$$W_I = 2.166 + 0.169W_{II} + 7.66(10)^{-3}W_{II}^2$$

$$W_{III} = 6.931 + 1.596W_{II} + 6.73(10)^{-3}W_{II}^2$$

donde: W_I = Índice de cuenca para condición seca

W_{II} = Índice de cuenca para condición media

W_{III} = Índice de cuenca para condición húmeda

Abstracciones iniciales

Como ya se mencionó anteriormente, las precipitaciones que causan escurrimiento son a partir de cierto límite; de la observación de numerosas cuencas agrícolas, el Servicio de Conservación de los Suelos de los Estados Unidos ha deducido que:

$$I_0 = 0.2 S$$

Para la obtención de la S se utiliza la siguiente relación:

$$S = \frac{2500}{W} - 25$$

donde: I_0 = Abstracciones iniciales (cm)

S = Retención de la cuenca (cm)

W = Índice de cuenca (cm)

Lámina media equivalente de escurrimiento

De la fórmula para este dato se sustituyen los valores de acuerdo al análisis de la cuenca:

$$LME = \frac{\sum P_i \times A_i}{\sum A_i}$$

donde: LME = Lámina media equivalente (cm)

P_i = Lámina escurrida en el área i (cm)

A_i = Área de influencia de estación i (km^2)

Tiempo de concentración

Se determina mediante la fórmula propuesta por Kirpich:

$$T_c = \frac{0.87 L^{0.385}}{H}$$

donde: T_c = Tiempo de concentración (hr)

L = Distancia entre el sitio de la obra y el punto hidráulicamente mas alejado (Km)

H = Diferencia de elevación entre el valor de la cota más alta de la cuenca y el sitio de la obra (m)

Cálculo del gasto de escurrimiento máximo

Una vez que se determinan los parámetros de la cuenca y el cálculo de la lámina media con la fórmula ya descrita, se procede a determinar el gasto máximo que genera un evento cuyas características son determinadas.

$$q_p = \frac{2.08 Q A}{t_p}$$

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6t_c$$

$$t_r = 1.67 t_p$$

$$t_b = 2.67 t_p$$

donde: q_p = gasto máximo de la tormenta ($m^3/seg.$)

Q = Lámina escurrida (cm)

A = área de la cuenca (Km^2)

t_p = tiempo en que ocurre el gasto máximo (hr)

t_r = tiempo de recesión (hr)

t_b = tiempo base del hidrograma de escurrimiento superficial directo (hr)

D = duración de la tormenta (hr)

t_c = tiempo de concentración de la cuenca (hr)

Hidrograma Triangular

El escurrimiento total (V) es, por una parte, el producto de la precipitación (E) por la superficie de la cuenca (A).

$$V = A * E$$

y por otro lado, expresando el volumen de escurrimiento superficial en función del área del triángulo, vendrá por:

$$V = \frac{1}{2} \cdot Tb \cdot Q$$

donde: Tb = Tiempo base (seg.)

Q = Gasto máximo de la tormenta (m³/seg.)

V = Volumen de escurrimiento (m³)

E = Lámina precipitada (m)

A = Área de la cuenca (m²)

Igualando ambas:

$$Q = \frac{2 \cdot A \cdot E}{Tb}$$

Expresando la superficie (A) en km², la escorrentía neta (E) en mm y el tiempo base (Tb) en horas:

$$Q = \frac{A \cdot E}{1.8Tb}$$

Según el departamento de recuperación de suelos de los EE. UU. el “tiempo base” del escurrimiento superficial directo (Tb) vendrá determinado en función de la duración del tiempo en que ocurre el gasto máximo, por la expresión:

$$T_b = 2.67 T_p$$

En función del tiempo de concentración (T_c) y de la duración del aguacero unitario (D):

$$T_b = 2.67 \frac{D}{2} + 0.6T_c$$

$$T_b = 1.335 D + 1.602 T_c$$

Metodología para el cálculo hidráulico de la obra

Una vez analizados los datos hidrológicos y calculado la avenida máxima por el método considerado adecuado se procede al cálculo y dimensionamiento hidráulico de cada uno de los componentes de la obra derivadora con los métodos y fórmulas disponibles para cada uno de ellos. En los resultados de este trabajo se realizan estos procedimientos.

RESULTADOS

Periodo de retorno

El periodo de retorno se calculó asumiendo un riesgo de falla del 10% o sea una probabilidad de excedencia del 0.10 y una vida útil de 20 años; aplicando la fórmula mencionada para periodo de retorno.

Se hicieron cálculos para diferentes periodos de retorno y vida útil con un riesgo de falla de 10%.

Tabla 4.1 Valores de Tr para diferentes años de vida útil

VIDA UTIL	RIESGO DE FALLA	PERIODO DE RETORNO
20 años	10%	190 años
10 años	10%	95 años
5 años	10%	48 años

Distribuciones probabilísticas y tormenta de diseño

De las distribuciones probabilísticas mencionadas, se escogió el valor de la tormenta de diseño al que más se ajustó la serie de datos de precipitación, el cual se realizó a través de un programa elaborado por el CENAPRED, éste considera las distribuciones mencionadas anteriormente, ajustando la serie de datos y después una prueba de bondad de ajuste. Se consideró realizar las estimaciones con la distribuciones de Log – Normal) ya que fue el que más se ajustó a la registro de datos. (ver en apéndice)

Con la distribución Log - Normal se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 4.2 Valores de precipitación calculada para diferentes Tr

PERIODO DE RETORNO	LAMINA PRECIPITADA ESTIMADA (mm)
190 años	56.66
95 años	49.04
48 años	42.17

Cálculo de la avenida máxima por el método del servicio de conservación de suelos de los estados unidos.

Una vez estimado el valor del dato de precipitación, se procede al cálculo de los siguientes componentes del método del cálculo de la avenida máxima.

Determinación de los parámetros de la cuenca

Usando el procedimiento que indica el método del Servicio de Conservación de los Suelos de los EE. UU. se obtuvo la siguiente tabla, para una condición de humedad antecedente seca.

Tabla 4.3 Parámetros de la cuenca para determinar volumen de escurrimiento, para CHA seca.

SITIO	A	GS	CH	W _{II}	W _I	S (cm)	Q(cm)
1	7.81	C	Bosque natural Regular	73	53	22.17	0.064
2	28.79	C	Pastizal natural Regular	79	56	19.64	0.140
3	3.93	D	Erosión hídrica Pobre	90.5	79	6.65	1.707
4	5.29	C	Cultivos en condición Pobre	88	75	8.33	1.294
5	53.33	C	Matorral desértico	78.7	62	15.32	0.376

A = área del sitio (Km²); S = Retención de la cuenca (cm); W = Índice de cuenca (cm); GS = grupo de suelo; CH = condición hidrológica del sitio.

Considerando una precipitación de 56.66 mm según la estimación de la distribución log – Normal se tiene:

Para el primer sitio:

$$Q = \frac{(5.66 - 0.2(22.17))^2}{5.66 + 0.8(22.17)}$$

$$Q = 0.063 \text{ cm}$$

Cálculo de la lámina media equivalente de escurrimiento

Para determinar este parámetro se utilizó la siguiente fórmula:

$$LME = \frac{\sum P_i \times A_i}{\sum A_i}$$

donde: LME = Lámina media equivalente (cm)

Pi = Lámina escurrida en el área i (cm)

Ai = Área de influencia de estación i (km²)

Para condición de humedad antecedente seca

$$LME = \frac{(7.81 * 0.064) + (28.79 * 0.140) + (3.93 * 1.707) + (5.29 * 1.294) + (53.33 * 0.376)}{99.14}$$

$$LME = 0.3847 \text{ cm}$$

Cálculo del gasto máximo de escurrimiento

Para CHA seca

$$qp = \frac{2.08QA}{tp}$$

$$qp = \frac{2.08 * 0.3847 * 99.14}{1.186}$$

$$qp = 66.9 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Estos resultados no se adaptan a las condiciones en que se encuentra la obra, ya que estos valores son demasiado altos y por consecuencia hubieran ocasionado un desbordamiento. De acuerdo a trabajos realizados e información existente esto nunca ha ocurrido, por lo cual se procedió a tomar criterios para reducir el área de captación con el fin de reducir el gasto máximo.

Esto se llevó a cabo considerando el área que abarca generalmente una tormenta en la región; ésta es del tipo conocida como convectiva el cual se caracteriza por ocurrir en áreas relativamente pequeñas, en otros términos el evento no ocurre de manera homogénea en toda la cuenca, además de ser torrenciales por ser de alta intensidad y de corta duración.

Se usó el volumen de escurrimiento, calculada para toda la cuenca para una condición de humedad antecedente húmeda cuyo valor fué de 3.3659 cm, este sería en la que se produciría un mayor volumen de escurrimiento y por ello la que reportaría mayores gastos máximos; se adaptó al área reducida el cual se determinó su valor igual a 5.6 Km².

$$qp = \frac{2.08 * 3.3659 * 5.6}{1.191}$$

$$qp = 32.91 \text{ m}^3 / \text{seg.} = 33 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Al aplicar la fórmula para la determinación de parámetro t_p , se consideró una duración de 30 minutos, ya que en la región fluctúan entre 20 y 30 minutos.

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6t_c$$

$$t_p = \frac{0.50}{2} + 0.6(1.568)$$

$$\underline{t_p = 1.191 \text{ horas}}$$

Aplicando la fórmula del tiempo de concentración que dedujo Kirpich:

$$T_c = \frac{0.87(15.77)^{0.385}}{1060}$$

$$T_c = 1.568 \text{ horas}$$

Especificaciones del Hidrograma Triangular

Muchos de los componentes del hidrograma triangular se obtienen al determinar la avenida máxima por el método del servicio de conservación de los suelos de E.E. U.U., añadiéndose así:

$$t_r = 1.67 t_p$$

$$t_r = 1.67 (1.191)$$

$$\underline{t_r = 1.989 \text{ hr}}$$

$$t_b = 2.67 t_p$$

$$t_b = 2.67 (1.191)$$

$$t_b = 3.180 \text{ hr}$$

donde: q_p = gasto máximo de la tormenta ($m^3/\text{seg.}$)

Q = lámina escurrida (cm.)

A = área de la cuenca en Km.

t_p = tiempo pico (hr.)

t_r = tiempo de recesión después del pico (hr.)

t_b = tiempo base, del comienzo al final del escurrimiento (hr.)

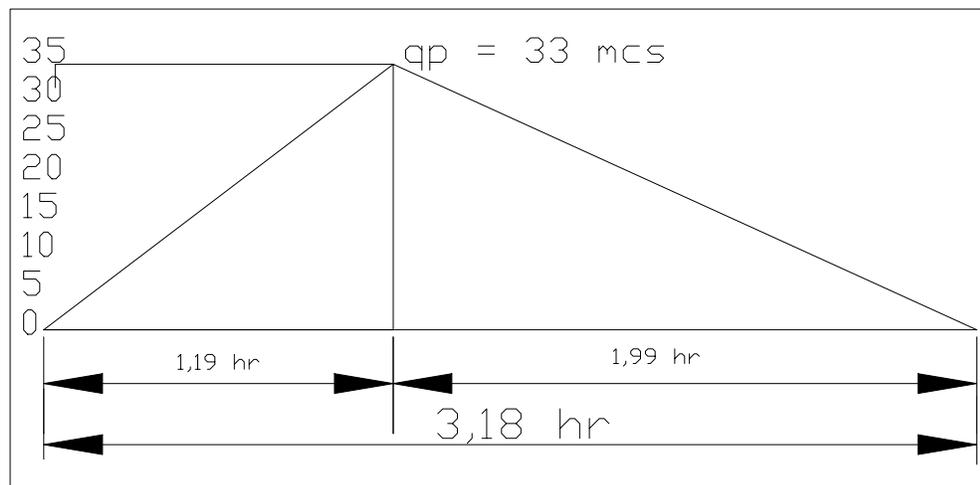
D = duración de la tormenta (hr.)

t_c = tiempo de concentración de la cuenca (hr.)

L = Distancia entre el punto hidráulicamente más alejado y el sitio de la obra (Km).

H = Diferencia de elevaciones entre las cotas del punto más alto de la cuenca y el lugar de la obra (m).

Figura 4.1 Hidrograma triangular para un volumen de escurrimiento superficial directo producido por una tormenta de 30 minutos.



CÁLCULO HIDRÁULICO PARA CONDICIONES ACTUALES DEL PROYECTO

Cálculo hidráulico de la obra de toma

La obra toma actual consiste en un tubo de concreto armado, el cual tiene un diámetro de 0.90 m y una longitud de 6 m aproximadamente; el gasto que conduce es relativamente pequeño, debido a que no tiene una carga hidráulica suficiente para que de un mayor caudal. Otro de los problemas que se encuentra en ella es que está muy retirado con respecto a la cortina, además de que la velocidad es muy alta ocasionando el acarreo de sedimentos hacia el vaso de almacenamiento y consecuentemente su azolvamiento.

Utilizando la siguiente fórmula de orificios para calcular el gasto

$$Q_t = A C \sqrt{2gh}$$

donde: Gasto. $Q_t = 1.081 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Diámetro. $d = 0.9 \text{ m}$

Aceleración de la gravedad. $g = 9.81 \text{ m/seg}^2$

Coefficiente de descarga para el orificio. $C = 0.80 \text{ (adim.)}$

Carga del orificio. $h = 0.23 \text{ m}$

Área del orificio. $A = 0.6362 \text{ m}^2$

La carga igual a 0.23 m fue determinada por diferencia de cotas de nivel, como se muestra enseguida.

Carga hidráulica del orificio = Elev. de la cresta vertedora – (elev. del umbral de la toma + altura del conducto) = $100.00 - (98.87+0.90) = 0.23 \text{ m.}$

$h = 0.23 \text{ m.}$

Sustituyendo:

$$Q = (0.6362) * (0.8) * \sqrt{2(9.81)(0.23)} = 1.081 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cálculo hidráulico del canal de conducción

Existe un canal de tierra con las características que a continuación se enlistan:

Gasto.	Q = 1.081 m ³ / seg.
Coefficiente de rugosidad.	n = 0.025 (adim.)
Talud.	m = 0.33 : 1
Pendiente (1.027 m / 94m).	S = 0.011 (adim.)
Tirante.	Y = 1.10 m
Plantilla del canal.	B = 1.30 m

Con estos datos se procede a verificar el gasto que puede conducir este canal.

$$A = (BY + mY^2) = (1.30 * 1.10) + (0.33 * 1.10^2) = 1.833 \text{ m}^2$$

$$Pm = (B + 2Y (1+m^2)^{0.5}) = 1.30 + 2(1.10) (1+0.333^2)^{0.5} = 3.619 \text{ m}$$

$$Rh = (A / Pm) = 1.833 / 3.619 = 0.5065 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0.025} (0.5065)^{\frac{2}{3}} (0.011)^{\frac{1}{2}} = 2.66 \text{ m} / \text{seg}$$

$$Q = A * V = (1.833 * 2.66) = 4.876 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

El caudal que puede conducir el canal es mucho mayor al gasto de la obra de toma para lo cual debió ser diseñado; por lo que se harán modificaciones en el proyecto. (Ver figura en apéndice).

Datos del desarenador

A un poco mas de 1 metro medido de la corona hacia la parte inferior existen dos salidas que debieran funcionar como desarenador y que aparentemente no han trabajado ya que la derivadora presenta un azolvamiento de casi el 100%. Dicha estructura tiene los siguientes datos:

Elevación de la plantilla del desarenador = 98.084

Tiene 60 cm de altura y 40 cm de ancho

Condiciones actuales de la cortina

La cortina originalmente era de tipo Creager la cual ha sido modificada al construirse un muro rectangular sobre la cresta de aproximadamente 60 cm de altura que se consideró como una alternativa para elevar la carga hidráulica de la obra de toma, está hecha de mampostería; por el asolvamiento que es casi el 100% la obra es aprovechada de una forma poco eficiente. La altura del vertedor es de 5.161 considerando la sobre elevación.

CALCULO HIDRÁULICO PARA CONDICIONES DE DISEÑO DEL PROYECTO

Cálculo hidráulico de la obra de toma

Utilizando la siguiente fórmula de orificios para calcular el gasto:

$$Q_t = AC \sqrt{2gh}$$

donde: Gasto. $Q_t = m^3/s$

Aceleración de la gravedad. $g = 9.81 \text{ m/seg}^2$

Coefficiente de descarga para el orificio. $C = 0.80 \text{ (adim.)}$

Carga del orificio. $h = 0.10 \text{ m}$

Área del orificio. $A = 0.9272 \text{ m}^2$

Se hizo el diseño con 10 cm de carga y considerando que este va a trabajar como orificio tenemos:

Sustituyendo valores:

$$Q = (0.9272) * (0.80) * \sqrt{2(9.81)(0.10)} = 1.04\text{m}^3/\text{seg}$$

El gasto que da como resultado es parecido a la que puede proporcionar la obra de toma actual, con la ventaja de que al modificarla tendrá una mayor carga entre el umbral y la descarga del canal al vaso de almacenamiento, dándole a éste último una mayor capacidad; además de que el canal trabaje con una pendiente suave.

Dimensiones del orificio

Se propone elevar el umbral de la toma a 0.4230 m por encima de la actual.

$$\text{Elevación de la cresta vertedora} = 99.29 + 0.61 + 0.10 = 100.00$$

Se escogieron dos compuertas de las mismas dimensiones que enseguida se describen:

Ancho.	= 760 mm
Altura.	= 610 mm
Área.	= 0.4636 m ²
Carga de trabajo.	= 4.60 a 10 m
Peso.	= 216 Kg
Plano No.	= PT - 42

Al final del trabajo se anexa la figura con dimensiones.

Cálculo hidráulico del canal alimentador

El tirante normal de un canal se calcula mediante la expresión de continuidad y alguna fórmula de la velocidad para canales propuesta por diferentes autores, en este caso se considera la fórmula Manning que es la más empleada:

La expresión de continuidad es:

$$Q = A * V$$

Y la fórmula de la velocidad según Manning es:

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

donde: V = Velocidad media (m / seg.)

n = coeficiente de rugosidad (adim.)

Rh = Radio hidráulico del canal (m)

S = Pendiente del canal (adim.)

Sustituyendo en la fórmula de continuidad se tiene:

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

donde: Q = Gasto (m³/seg.)

n = coeficiente de rugosidad (adim.)

Rh = Radio hidráulico del canal (m)

S = Pendiente media del canal (adim.)

A = Área de la sección transversal del canal (m²)

Agrupando los términos conocidos en el primer miembro para un caso específico; tenemos:

$$\frac{Qn}{S^{\frac{1}{2}}} = ARh^{\frac{2}{3}}$$

El tirante normal se determina a prueba y error, verificando la igualdad entre los dos términos de la relación anterior; se supone un valor para “Y”, se calcula el área hidráulica A, de acuerdo a la sección del canal, perímetro de mojado “Pm” y después el radio hidráulico “Rh” y se eleva este valor a la potencia de 2/3.

Cuando se cumpla la igualdad de la relación, el tirante “Y” será el correcto; si no sucediera así, se supone otro valor para Y repitiendo la misma secuela hasta verificar dicha igualdad y consecuentemente encontrar el tirante normal correcto.

Otra opción es mantener el tirante igual a la elevación de la cresta vertedora y proponer la plantilla del canal siguiendo el procedimiento.

Datos:

$$Q = 1.04 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.025$$

$$m = 1:1$$

$$s = 0.002$$

Y = Altura del orificio + carga sobre el orificio

$$Y = 0.61 \text{ m} + 0.10 \text{ m}$$

$$Y = 0.71 \text{ m}$$

$$\frac{Qn}{S^{\frac{1}{2}}} = ARh^{\frac{2}{3}}$$

$$ARh^{\frac{2}{3}} = \frac{(1.04 * 0.025)}{(0.002)^{\frac{1}{2}}} = 0.5814 \text{ Dato de comparación}$$

Tabla 4.4 Valores para determinar las características hidráulicas del canal de conducción

B(M)	Y(M)	A(M ²)	PM (M)	RH (M)	RH ^{2/3} (M)	A. RH ^{2/3}
1	0.71	1.2141	3.0082	0.4036	0.5461	0.6631
0.5	0.71	0.8591	2.5082	0.3425	0.4895	0.4206
0.8	0.71	1.0721	2.8082	0.3818	0.5263	0.5642
0.834	0.71	1.0962	2.8422	0.3857	0.5299	0.5809
0.840	0.71	1.1005	2.8482	0.3864	0.5305	0.5838
0.835	0.71	1.0970	2.8432	0.3858	0.5300	0.5814

Determinados los valores buscados, se procede al cálculo de la velocidad:

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

$$V = \frac{1}{0.025} (0.3858)^{\frac{2}{3}} (0.002)^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 0.948 \text{ m / seg.}$$

Luego:

$$Q = A * V$$

$$Q = 1.0970 * 0.948$$

$$Q = 1.04 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

Longitud de la transición de la obra de toma al canal alimentador

Para este dato se usa la siguiente fórmula:

$$L_{\text{trans}} = \frac{(V_{\text{max}})^2 * (Y)}{1.52}$$

siendo: L_{trans} = Longitud de transición (m), (entrada y salida)

V_{max} = Velocidad máxima (m / seg)

Y = Altura de la obra de toma (m)

La velocidad máxima recomendada es de 6 m / seg. Y la altura de la obra de toma es de 0.61 m.

Sustituyendo:

$$L_{trans} = \frac{(6.00) * (0.61)}{1.52}$$

$$L_{trans} = 2.41 \text{ m}$$

La longitud de transición se ajustará a 3.00 m para darle mayor colchón al agua en el momento del cambio de sección rectangular a trapecial.

Cálculo hidráulico del canal desarenador

Para determinar las características geométricas del desarenador, debe basarse en las condiciones de su funcionamiento las cuales son:

1. Canal desarenador cerrado y Obra de toma abierta.
2. Canal desarenador abierta y obra de toma cerrada.

Se recomienda que la elevación de la plantilla del canal desarenador frente a la O. T. sea como mínimo de 0.8 m para contar con depósito de sedimentos y evitar que pasen al canal de riego.

Para fines prácticos la velocidad máxima permisible para proporcionar sedimentos es 0.5 m/ seg.

La información necesaria es la siguiente:

Gasto normal de derivación (Q).	1.04 m ³ / seg
Elevación del umbral de la obra toma (EUOT).	99.29
Elevación de la cresta vertedora (ECV).	100.00
Elevación de la plantilla del desarenador (EPCV).	98.49
Velocidad adoptada.....	0.50 m/ seg.

Elevación de la plantilla del canal desarenador = Elev. del umbral de la toma - la profundidad del deposito de sedimentos.

$$EPCD = 99.29 - 0.80 = 98.49 \text{ m}$$

De la fórmula de Velocidad

$$Q = A * V \quad A = b * h$$

Sustituyendo : $Q = b * h * V$

Despejando b

$$b = \frac{Q}{h * V} = \frac{1.04}{0.71 * 0.50} = 2.93 \text{ =====>> } 3\text{m}$$

Se ajusta el ancho del canal desarenador a 3.00 m.

Se checa la velocidad

$$V = \frac{Q}{b * h}$$

$$V = \frac{1.04}{3.00 * 0.71} = 0.488m / \text{seg.}$$

Se acepta, ya que la velocidad es menor que la velocidad máxima recomendada para propiciar el depósito de acarreo.

Se recomienda considerar un bordo libre entre 15 y 30 cm.

De acuerdo a las compuertas existentes, se dispone de una de ellas con las siguiente clasificación: TM – C – 329 y cuyas características son:

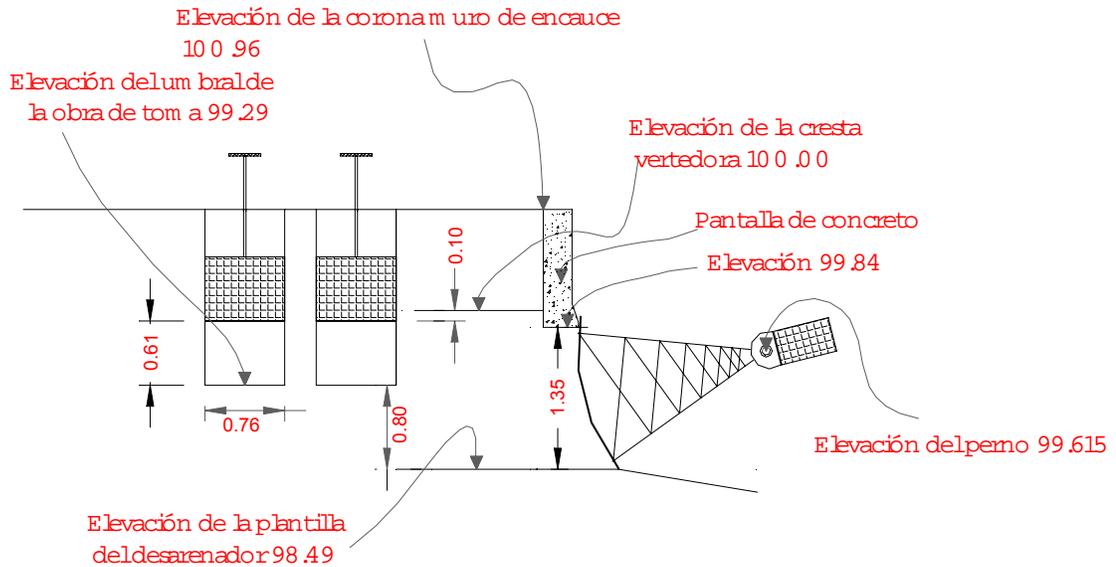
Altura = 1.50 m; Ancho = 3.00 m; Radio 1.80 m; Peso = 930 Kg; Altura del perno = 1.125 m

$$Rh = \left(\frac{A}{Pm} \right) = \left(\frac{3.00 * 1.35}{3.00 + (2 * 1.35)} \right) = 0.7105m$$

$$S = \left[\frac{Vn}{Rh^{\frac{2}{3}}} \right]^2 = \left(\frac{4.00 * .025}{0.7105^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0.0158$$

$$V = \frac{1}{n} \left(Rh^{\frac{2}{3}} \right) \left(S^{\frac{1}{2}} \right) = \frac{1}{0.025} \left(0.7105^{\frac{2}{3}} \right) \left(0.0158^{\frac{1}{2}} \right) = 4.00m / \text{seg}$$

Figura 4.2 Vista frontal de la obra de toma, perfil del desarenador y principales elevaciones.



Cálculo hidráulico del vertedor

Es necesario conocer los siguientes datos para su diseño.

Datos :

Avenida máxima de diseño.....	$Q = 33 \text{ m}^3/\text{seg.}$
Longitud de la cresta vertedora.	$L = 11.50 \text{ m}$
Elevación del umbral de la toma.	99.29
Elevación de la cresta vertedora.	100.00
Elevación de la corona del muro.	100.957
Elevación del piso del tanque amortiguador.	94.839
Coef. del vertedor de descarga para vertedor tipo Creager.	$C = 2.00$
Altura del vertedor.	$Z = 5.161 \text{ m}$

Carga de diseño

La fórmula comúnmente usada para definir las características hidráulicas de la cortina vertedora es la fórmula propuesta por Francis:

$$H_d = \left(\frac{Q}{CL_e} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_d = \left(\frac{33}{2 * 11.50} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_d = 1.27 \text{ m}$$

Sumergencia (Sum) máxima permisible = 0.3 Hd

$$\text{Sum} = 0.3 (1.27)$$

$$\text{Sum} = 0.381 \text{ m}$$

La sumergencia es la altura que alcanza el agua por encima de la cresta vertedora; en este caso se calculó simplemente como requisito ya que en realidad no se va a presentar debido a que la cresta vertedora es demasiado alta, en relación al piso del tanque amortiguador.

Elev. del agua considerando la sumergencia = Elev. cresta vertedora + Sum.

$$100.00 + 0.381 = 100.381$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli en la sección de control al pie de la cortina.

$$Z + Y_c + h_{vc} = Y_1 + h_{v1} + H_f;$$

La H_f se considera nula por que la longitud vertedora es muy corta: por lo tanto la ecuación queda como sigue:

$$Z + Y_c + H_{vc} = Y_1 + H_{v1}$$

Tirante critico

El tirante critico (Y_c); se calcula verificando la igualdad que define a un régimen crítico:

$$Y_c = \left(\frac{Q^2}{L^2 g} \right)^{1/3}$$

donde: Y_c = tirante crítico (m)

Q = Gasto ($m^3/seg.$)

L = longitud de la cresta vertedora (m)

g = aceleración de la gravedad, (m/seg^2)

Sustituyendo en la ecuación de Y_c se obtiene:

$$Y_c = \left(\frac{33^2}{11.50^2 * 9.81} \right)^{1/3}$$

$$Y_c = 0.943 \text{ m}$$

De acuerdo al resultado del Y_c , el caudal del arroyo no se va a desbordar sobre la corona de la cortina ya que esta tiene una altura de 0.96 m sobre la cresta vertedora y el tirante pasa por debajo del límite.

Velocidad crítica.

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{Q}{Y_c * L}$$

donde: V_c = velocidad crítica (m / seg.)

Y_c = tirante crítico (m)

L = longitud de cresta (m)

A_c = área hidráulica crítica (m^2)

Al sustituir valores se obtiene

$$V_c = \frac{33.00}{11.50 * 0.943}$$

$$V_c = 3.043 \text{ m / seg.}$$

Carga de velocidad critica.

Carga de velocidad critica. (Hvc).

$$h_{vc} = \frac{V_c^2}{2g}$$

$$h_{vc} = \frac{3.043^2}{19.62}$$

$$h_{vc} = 0.472 \text{ m}$$

Datos:

$$Z = 5.161 \text{ m; } Y_c = 0.943 \text{ m; } h_{vc} = 0.472 \text{ m}$$

La suma del primer miembro.

$$Z + Y_c + H_{vc} = 5.161 + 0.943 + 0.472 = \underline{6.576} \dots \text{Dato de comparación}$$

Se propone Y_1 para calcular V_1 y h_{v1} hasta que suma del primer miembro sea igual a la suma del segundo miembro.

$Y_1(\text{M})$	$V_1 (\text{M/S})$	$H_{V_1}(\text{M})$	$\Sigma \text{ 2DO MIEMBRO}(\text{M})$
0.2580	11.1220	6.3050	6.563
0.2570	11.1660	6.3540	6.611
0.2575	11.1440	6.3296	6.587

0.2576	11.1396	6.3247	6.582
0.2577	11.1353	6.3198	6.578
0.2578	11.1310	6.3149	6.573

Siendo :

$$V_1 = \frac{Q}{Y_1 * L} \qquad h_{v_1} = \frac{V^2}{2g}$$

$$\Sigma 2do = Y_1 + h_{v_1}$$

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

donde: Y_2 = Tirante conjugado mayor después del salto

Y_1 = Tirante conjugado menor al pie del cimacio

V_1 = Velocidad al pie del cimacio

g = Aceleración de gravedad

Sustituyendo:

$$Y_2 = \frac{-0.2577}{2} + \sqrt{\frac{2(0.2577 * 11.1353^2)}{9.81} + \frac{0.2577^2}{4}}$$

$$Y_2 = 2.427 \text{ m}$$

A continuación se checan las elevaciones

Elevación piso del tanque = Elev. cresta vertedora – Z

$$\text{E.P.T} = 100.00 - 5.161$$

$$\text{E.P.T} = 94.839$$

Elevación de agua después del salto hidráulico = E.P.T. + Y_2

$$\text{EADSH} = 94.839 + 2.427$$

$$\text{EADSH} = 97.266$$

Cálculo de la longitud del tanque

$$L_{\text{tanque}} = 5 (Y_2 - Y_1)$$

$$L_{\text{tanque}} = 5 (2.427 - 0.2576)$$

$$L_{\text{tanque}} = 10.847 \text{ m}$$

Profundidad del tanque amortiguador (PTA)

$$PTA = (1.15 * Y_2) - Y_c$$

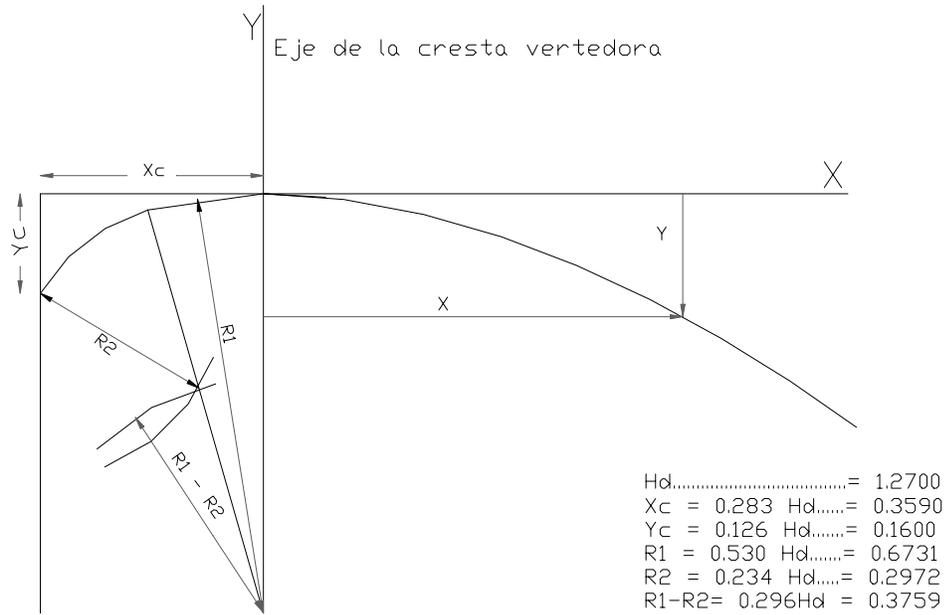
En la mayoría de los casos Y_n es muy difícil de conocer, así que para fines de diseño $Y_n \approx Y_c$

$$PTA = (1.15 * 2.427) - 0.943$$

$$PTA = 1.848 \text{ m}$$

Cálculo de las coordenadas del cimacio

Figura 4.3 Geometría del perfil aguas arriba de la cresta vertedora.



Carga hidráulica en el vertedor para el proyecto; usando la fórmula de Scimemi.

$$Hd = 1.27 \text{ m}$$

$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{Hd^{0.85}} = \frac{0.5X^{1.85}}{(1.27)^{0.85}} = \frac{0.5X^{1.85}}{1.2253}$$

$$Y = \frac{0.5X^{1.85}}{Hd^{0.85}}$$

Despejando X para conocer el ultimo punto queda:

$$X = \left[\frac{Y(Hd)^{0.85}}{0.5} \right]^{\frac{1}{1.85}}$$

$$X = \left[\frac{5.161(1.27)^{0.85}}{0.5} \right]^{\frac{1}{1.85}} = 3.942 \text{ m}$$

Tabla 4.5 Coordenadas para el trazo del perfil del cimacio tipo Creager usando la fórmula de Scimemi.

X	Y
0.10	0.00576
0.20	0.02078
0.30	0.04399
0.40	0.07491
0.50	0.11319
0.60	0.15860
0.70	0.21094
0.80	0.27001
0.90	0.33580
1.00	0.40807
1.10	0.48676
1.20	0.57177
1.30	0.66303
1.40	0.76046
1.50	0.86398
1.60	0.97355
1.70	1.08909
1.80	1.21057
1.90	1.33792
2.00	1.47110
2.10	1.61006
2.20	1.75476
2.30	1.90517
2.40	2.06124
2.50	2.22293
2.60	2.39022
2.80	2.74144
3.00	3.11466
3.50	4.1425
3.942	5.16194

VOLUMEN DE SEDIMENTOS A DESAZOLVAR

Este cálculo se realizó mediante el programa Surfer6, asignando cotas a varios puntos ubicados dentro del área de azolves, aguas arriba de la cortina de

la presa derivadora; este programa usa los métodos que a continuación se enlistan, dando como resultado lo siguiente:

METODO	VOLÚMENES
Trapezoidal	2420.11 m ³
Simpson	2420.01 m ³
Simpson 3/8	2420 m ³

Como se puede observar los datos son parecidos; se muestra representación gráfica del volumen de sedimentos a desazolvar aguas arriba de la presa derivadora.

CONCLUSIONES

La estimación de la lámina precipitada se realizó mediante un programa elaborado por el CENAPRED, el cual ajusta los datos de precipitación a las distribuciones mencionadas en el presente trabajo. El método que se ajustó más a la serie de datos fue la Log – Normal obteniéndose la tormenta de diseño para el periodo de retorno calculado con cierto número de años de vida útil y un riesgo de falla aceptable.

El cálculo de la avenida máxima se calculó por el método del Uso y Conservación de los Suelos de los estados Unidos, que es el más adecuado ya que considera la características de retención de la cuenca, así como la interrelación entre ellas.

Se considero adecuado reducir el área de la cuenca ya que los eventos de precipitación en la región son de tipo convectivo, además de ser de alta intensidad y de corta duración. El gasto máximo de escurrimiento se calculó adaptando la lámina media equivalente estimada para toda la cuenca para condición de humedad antecedente húmeda, al área reducida.

En los cálculos hidráulicos se considera la modificación total de la obra de toma, elevando el umbral un poco más de 40 cm con respecto a la actual, éste trabajará como orificio y descargará al canal alimentador el cual se diseñó para que conduzca el gasto derivado con una pendiente suave hasta el final o punto de descarga al vaso, con esto se tiene la ventaja de sobre elevar nivel del agua y aumentar el almacenamiento del vaso citado.

Se pretende ubicar la toma aproximadamente a 1 m. de distancia con respecto al desarenador para que funcione como tal ya que actualmente está ubicado a mas de 10 m. de la cortina y se tiene problemas de acarreo de azolves hacia el vaso cuando se presenta un evento; además de que el desarenador existente no funciona debido a su mal diseño en el proyecto original.

El desarenador que se propone construir es rectangular y se regulará con una compuerta del tipo radial y tendrá una elevación de 80 cm por debajo del umbral de la obra de toma, esto de acuerdo a las recomendaciones de expertos para que tenga un funcionamiento adecuado en su operación.

La obra de excedencias se diseñó con la avenida máxima, obteniéndose una carga de diseño con el cual se determinó las características hidráulicas del vertedor el cual se propone sea de tipo Creager.

El volumen de sedimentos a desazolvar de aguas arriba de la presa derivadora determinado se hizo con el programa Surfer6, obteniéndose resultados que se asemejan entre los diferentes métodos.

RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar un proyecto como continuación de la presente considerando la modificación del vaso del almacenamiento para darle mayor capacidad de tal manera que funcionen adecuadamente cada una de las obras que forman todo el sistema.

De la misma forma se plantea que se planee el uso adecuado del recurso derivado, elaborando un estudio más específico en su aplicación hacia los cultivos establecidos, con la finalidad de que éstas obras sean aprovechadas con más eficiencia.

Se considera conveniente que se ejecute el presente trabajo, ya que es necesario optimizar el uso del recurso hídrico, del cual se carece en la universidad, ya que se trata de aportar alternativas que generen beneficios.

BIBLIOGRAFÍA

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE, 1998, REHABILITACION HIDROLÓGICO FORESTAL DE CUENCAS Y CONTROL DE EROSION EDITORIAL MUNDI-PRENSA, BARCELONA, ESPAÑA 1998

HERRERA D. JOAQUIN.1957. APUNTES DE OBRAS HIDRÁULICAS. PRIMERA EDICIÓN. MÉXICO, D. F – 1957.

RAYNAL O.,ET AL. (1989), INGENIERIA HIDRÁULICA EN MÉXICO, PROGRAMA HIDROLOGIA DE SUPERFICIE. REVISTA ENERO – ABRIL 1989, MÉXICO D. F. 53 – 57 PP.

S.R.H. 1976. PRESAS DE DERIVACION. MEXICO, 1976. SECRERIA DE RECURSOS HIDRAULICOS.

U.S. DEPARTAMENT OF THE INTERIOR.1972. DISEÑO DE OBRAS PEQUEÑAS. TERCERA EDICIÓN, JOSE LUIS LEPE. EDITORIAL CONTINENTAL, S. A. MEX. D. F. 1972. 442 P.

ESPARZA J.J. REHABILITACION DE LA PRESA DEL EJIDO LA ANGOSTURA. TESIS UAAAN. MEXICO 1999.

COLEGIO DE POSTGRADUADOS ET AL. 1991. MANUAL DE CONSERVACION DEL SUELO Y DEL AGUA. TERCERA EDICON. EDITORIAL C. P. MÉXICO 1991. 584 P.

TORRES H. 1980. OBRAS HIDRAULICAS. PRIMERA EDICION. EDITORIAL LIMUSA. MEXICO 1980. 276 P.

ESTRADA S. F. 1994. PROYECTO DE UNA PRESA DERIVADORA SOBRE EL ARROYO DEL PUEBLO. TESIS UAAAN, MEXICO 1994. 80 P.

MUÑOZ C. S. 1998. APUNTES DEL CURSO DE HIDROLOGIA SUPERFICIAL. DEPTO DE RIEGO Y DRENAJE, UAAAN, MEXICO 1998.

GONZALES M. M. (1998) APUNTES DEL CURSO DE OBRAS HIDRÁULICAS. DEPTO. DE RIEGO Y DRENAJE, UAAAN, MEXICO 1998.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (1981) MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, VARIOS TOMOS. MÉXICO 1981

SOTELO (1995), HIDRÁULICA GENERAL; FUNDAMENTOS, EDITORIAL LIMUSA, MÉXICO 1995. 561 PP.

HORACE W. KING, ET AL, (1988), HIDRÁULICA. EDITORIAL TRILLAS, PRIMERA EDICION 1980. CUARTA REIMPRESIÓN 363 PP.

SILBER R. (1972) HIDRÁULICA DEL REGIMEN PERMANENTE EN CANALES Y RIOS. EDITORIAL AGUILAR, PRIMERA EDICION. ESPAÑA 1972. 266 PP.

APÉNDICE

A.- Tablas para el diseño hidráulico de la obra

Tabla A1. Valores del coeficiente de rugosidad (n) de acuerdo al revestimiento del canal (Garza, 1992)

MATERIAL	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD(N)
Tierra	0.025
Arena	0.028
Tepetate	0.030
Roca	0.035
Mampostería de piedra	0.035
Concreto	0.015
Madera	0.014
Acero	0.010
Asbesto cemento	0.012
Fierro fundido	0.013

Tabla A2. Valores de Talud (Z) para canales (Octavio, 1980)

MATERIAL	TALUD
Roca	0.25 a 0.00
Tepetate	1.25 a 1.00
Arena	2.00 a 3.00
Tierra	1.60 a 1.50

Tabla A3. Valores de velocidades anticorrosivas en canales (Octavio, 1980)

MATERIAL	VELOCIDAD (M /SEG.)
Arena	0.3 a 0.4
Tierra	0.5 a 0.9
Tepetate	0.9 a 1.25
Roca sana	Hasta 5.0
Mampostería	Hasta 6.0
Concreto simple	Hasta 7.5
Concreto Reforzado	Hasta 8.0
Fierro	Hasta 10

Tabla A4. Valores de C en la formula de $Q = CLHd^{2/3}$ para vertedores de cresta ancha.

CONDICION DE LOS BORDES O ARISTAS EN LA ENTRADA					
$\frac{L}{P}$	Todos los bordes a escuadra	Contracciones suprimidas en el fondo solamente	Contracciones suprimidas en el fondo y en el costado	Contracciones suprimidas en el fondo y en los costados	Contracciones suprimidas en el fondo, los costados y la parte superior
	0.02	0.61	0.63	0.77	0.95
	0.04	0.62	0.64	0.77	0.94
	0.06	0.63	0.65	0.76	0.94
	0.08	0.65	0.66	0.74	0.93
	0.10	0.66	0.67	0.73	0.93
	0.12	0.60	0.68	0.72	0.93
	0.14	0.69	0.69	0.72	0.92
	0.16	0.10	0.70	0.72	0.92
	0.18	0.20	0.71	0.72	0.92
	0.20	0.40	0.30	0.73	0.92
	0.22	0.50	0.74	0.75	0.91
	0.24	0.77	0.75	0.78	0.91
	0.26	0.78	0.76	0.81	0.91
	0.28	0.78	0.76	0.82	0.91
	0.30	0.79	0.77	0.83	0.91
	0.40	0.79	0.78	0.84	0.90
	0.60	0.80	0.79	0.84	0.90
	0.80	0.80	0.80	0.84	0.90
	0.80	0.80	0.80	0.85	0.90
	1.00	0.80	0.80	0.85	0.90

Coeficiente de derrame o gasto C, para tubos sumergidos recopilados de los experimentos efectuados por Sterwart, Rogers y Smith.

Donde:

L = Longitud del tubo.

P = Perímetro de la sección transversal de los tubos.

Tabla A5. Algunas compuertas deslizantes tipo.

DIMENSIONES BXH EN MM	ÁREA EN M ²	CARGA DE TRABAJO EN M	PESO EN KG	PLANO NO.
610 x 610	0.3721	0 a 4.60	122.00	TM- C - 89
610 x 610	0.3721	0 a 15.40	124.00	PT -105
610 x 914	0.5575	0 a 4.60	161.74	TM-C - 101
610 x 914	0.5575	0 a 15.40	165.40	PT - 106
760 x 610	0.4636	4.60 a 10.00	216.00	PT - 42
760 x 760	0.5776	4.60 a 9.20	255.00	PT - 40
760 x 760	0.5776	0 a 4.60	170.00	TM - C-102
760 x 760	0.5776	0 a 15.40	187.00	PT -107
915 x 610	0.5581	0 a 4.60	191.20	TM- C -105
915 x 610	0.5581	0 a 15.40	205.20	PT -108
915 x 915	0.8372	0 a 4.60	255.00	TM - C -103
915 x 915	0.8372	0 a 15.40	282.00	PT -109
915 x 1220	1.1163	0 a 4.60	308.00	TM - C -104
915 x 1220	1.1163	0 a 15.40	366.00	PT -110
1067 x 1067	1.1384	0 a 4.60	333.00	TM - C -106
1067 x 1067	1.1384	0 a 15.40	385.00	PT - 111
1220 x 920	1.1224	0 a 4.60	418.00	TM - C - 108
1220 x 920	1.1224	0 a 15.40	176.00	PT -112
1220 x 1220	1.4884	0 a 4.60	533.00	TM - C -109
1220 x 1220	1.4884	0 a 15.40	578.00	TM - C -258
1220 x 1525	1.8605	0 a 4.60	639.00	TM - C -107
1220 x 1525	1.8605	0 a 15.40	738.00	PT -113
1525 x 1220	1.8605	0 a 4.60	684.00	TM - C -111
1525 x 1220	1.8605	0 a 15.40	783.00	PT -114
1520 x 1520	2.3104	0 a 4.60	827.00	TM - C -110
1520 x 1520	2.3104	0 a 15.40	956.00	PT -115
1525 x 1830	2.7907	0 a 4.60	1058.00	TM - C -112
1525 x 1830	2.7907	0 a 15.40	1132.00	PT -116
1830 x 1830	3.3489	0 a 4.60	1305.00	TM - C -113
1830 x 1830	3.3489	0 a 15.40	1451.00	PT -117

COMPUERTA							CHUMACERA			MALACATE			OBSERVACIONES
CARGA m	ALTURA m	ANCHO m	CLASIFICACION	RADIO cm	PESO Kgs	ALTURA DEL PERNO = Y m	TIPO	CLASIFICACION	PESO Kgs	CAPACIDAD Kgs	CLASIFICACION	PESO Kgs.	
1.50	1.50	1.50	TM - C - 344	180	410	1.125	Ménsula	TM - C - 211		700	TM - C - 85, 86	145	
4.00	2.00	1.50	TM - C - 437	240	720	1.800	Ménsula	CM - C - 102	39	1400	TM - C - 89 y 90	313	
3.20	2.00	2.00	1100 - C - 703	288	905	1.304	Ménsula	CM - C - 102	39	3500	TM - C - 93, 94, 95	778	
4.00	2.15	2.00	2201 - C - 14	240	1068	2.000	Ménsula	CM - C - 101	96	2500	TM - C - 91, 93	438	
6.60	2.50	2.50	TM - C - 348	380	1258	2.500	Ménsula	TM - C - 277	74	2500	TM - C - 93, 94	778	
4.25	1.45	3.00	TM - C - 241	180	698	1.250	Ménsula	TM - C - 214	14	1500	TM - C - 89, 90	313	Chumacera de muro TM - C - 217
4.25	1.45	3.00	TM - C - 436	180	948	1.250	Ménsula	CM - C - 102	39	2000	TM - C - 89, 90	313	
4.20	1.50	3.00	TM - C - 329	180	930	1.125	Muro	TM - C - 330		2500	TM - C - 91, 92	438	
4.00	2.00	3.00	TM - C - 438	240	2751	1.800	Ménsula	CM - C - 101	96	2500	TM - C - 91, 92	438	
4.00	2.15	3.00	2201 - C - 13	240	1419	2.000	Ménsula	CM - C - 101	96	2500	TM - C - 91, 92	438	
4.17	2.50	3.00	1513 - C - 23	300	1535	2.500	Ménsula	CM - C - 102	39	3000	TM - C - 93, 94 y 95	778	
6.50	2.75	3.00	2230 - C - 10	300	2350	2.500	Ménsula	CM - C - 103		3500	TM - C - D3, D4	778	
5.00	3.55	3.00	1000 - C - 296	420	2590	1.185	Ménsula	CM - C - 101	96	5000	CM - C - 413, 414 y 415		
3.00	1.90	3.50	TM - C - 274	222	1021	1.500	Muro	TM - C - 197	49	1500	TM - C - 89, 90	313	
4.47	2.00	4.00	TM - C - 322	240	1634	2.000	Ménsula	TM - C - 290		3500	TM - C - 93, 94, 95	778	
9.40	2.25	4.00	TM - C - 368	270	2750	2.000	Ménsula	TM - C - 277	74	5000	TM - C - 326, 327, 328	2000	
4.00	4.00	4.00	CM - C - 39	480	2900	3.000	Ménsula	CM - C - 101	96	3500	TM - C - 93, 94 y 95	778	
9.00	4.12	4.00	TM - C - 264	417	5011	4.000		TM - C - 265		10000	TM - C - 281, 282 y 283	3000	
5.00	4.20	4.00	TM - C - 266	600	3660	4.000	Ménsula	TM - C - 267		5000	TM - C - 326, 327 y 328	778	
9.00	4.30	4.00	2205 - C - 899	600	5650	4.000	Ménsula	TM - C - 291	220	10000	TM - C - 281, 282 y 283	3000	
5.00	2.15	4.50	TM - C - 242	300	1970	2.000	Muro	TM - C - 216	114	3500	TM - C - 93, 94 y 95	778	
5.00	3.50	4.50	1000 - C - 271	420	3865	2.630	Ménsula	CM - C - 103		5000 Elec.	CM - C - 413, 414 y 415		
6.60	4.40	4.50	2205 - C - 900	622	5400	4.150	Ménsula	TM - C - 291	220	7000	TM - C - 281, 282 y 283	2000	
8.50	1.70	5.00	2104 - C - 142	398	2745	4.700	Ménsula	2104 - C - 143	60	3500	TM - C - 93, 94 y 95	778	
8.60	4.80	6.00	TM - C - 289	650	9425	4.500	Ménsula	TM - C - 291	220	15000	TM - C - 294, 295 y 296	4257	

Tabla A6. Algunas compuertas radiales con pantalla

B.- Tablas hidrológicas

Tabla B1. Grupos de suelo del método del Servicio de Conservación de suelos de acuerdo a sus características.

GRUPO DE SUELO	DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICAS
A	Suelos con potencial de escurrimiento bajo. Incluye arenas profundas con muy poco limo y arcilla; y suelos permeables con grava en el perfil
B	Suelos con potencial de escurrimiento moderadamente bajo. Son suelos arenosos menos profundos y agregados que el grupo A. Este grupo una infiltración mayor que el promedio cuando húmedo. Ejemplos : migajones arenosos ligeros y migajones limosos.
C	Suelos con potencial de escurrimiento moderadamente alto. Comprenden suelos someros y suelos con considerable contenido de arcilla, pero menos que el grupo D. Este grupo tiene una infiltración menor que el promedio después de saturación. Ejemplo : migajones arcillosos
D	Suelos con alto potencial de escurrimiento. Suelos pesados, con alto contenido de arcillas expandibles y suelos someros con materiales fuertemente cementados

Tabla B2. Caracterización hidrológica para varios usos de suelo.

USO DEL SUELO	CONDICION HIDROLOGICA	DESCRIPCION
Pastizales Naturales	Pobre Regular Buena	Pastos dispersos, fuertemente pastoreados con cobertura menor de 50 % Pastos con pastoreo moderado, cobertura del 50 al 75% Pastos con pastoreo ligero, con cobertura mayor de 75%
Áreas de bosque	Pobre Regular Buena	Áreas fuertemente pastoreadas, con árboles dispersos, sin crecimiento rastrero Árboles dispersos, moderado crecimiento rastrero, y pastoreo moderado Áreas densamente pobladas, con pastoreo mínimo
Pastizales mejorados	Buena	Mezcla de pastos y leguminosas bajo sistema de manejo adecuado
Praderas en rotación	Pobre Buena	Praderas sobre pastoreadas, con reducida población Praderas moderadamente pastoreadas, con alta población, y usadas en rotación con cultivos
cultivos	Pobre Buena	Cultivos en pendiente, condiciones de monocultivo Cultivos en rotación, cultivos de cobertura, cultivos de barbecho

Tabla B3. Condición de vegetación.

CONDICION	COBERTURA
Buena	Mayor de 75%
Regular	Entre 50 y 75%
Pobre	Menor de 50%

Tabla B4. Índice de la cuenca para condición de humedad antecedente media.

USO DEL SUELO		CONDICIÓN Hidrológica	GRUPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Tierra en Descanso	Surcos rectos		77	88	91	94
Cultivos de escarda	Surcos rectos	Pobre	71	81	88	91
	Surcos rectos	Buena	67	78	85	89
	Curva a nivel	Pobre	70	79	84	88
	Curva a nivel	Buena	65	75	82	86
	Terraza y curva a nivel	Pobre	66	74	80	82
	Terraza y curva a nivel	Buena	62	71	78	81
Cultivos cerrados	Surcos Rectos	Pobre	65	76	84	88
	Surcos rectos	Buena	63	75	83	87
	Curva a nivel	Pobre	63	74	82	85
	curva a nivel	Buena	61	73	81	84
	Terraza y curva a nivel	Pobre	61	72	79	82
	Terraza y curva a nivel	Buena	59	70	78	81
Leguminosas en hileras o forrajes en rotación	Surcos Rectos	Pobre	66	77	83	85
	Surcos rectos	Buena	58	72	81	85
	Curva a nivel	Pobre	64	75	83	85
	curva a nivel	Buena	55	69	78	83
	Terraza y curva a nivel	Pobre	63	73	80	83
	Terraza y curva a nivel	Buena	51	67	78	80
Pastizal	Natural	Pobre	68	79	86	89
	Natural	Regular	49	69	79	84
	Natural	Buena	39	61	74	80
	curva a nivel	Pobre	47	67	81	88
	curva a nivel	Regular	25	59	75	83
	curva a nivel	Buena	6	35	70	79
Pasto de corte	curva a nivel	Buena	30	58	71	78
Bosque		Pobre	45	58	71	78
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	71
Caminos de Tierra		Buena	72	82	87	89
Caminos pavimentados		Buena	74	84	90	92

Tabla B5 Índice de cuenca para CHA media y diferentes tipos de vegetación.

TIPO DE VEGETACIÓN	GRUPO DE SUELO	ECUACIÓN	NOTAS
matorral de juníferos	C	$W_{//} = 88 - C^{0.32}$	1
pastizal	B	$W_{//} = 82 - C^{0.42}$	1
matorral de arbustos	C	$W_{//} = 86.5 - C^{0.46}$	1
con pastizal	B	$W_{//} = 73.5 - C^{0.415}$	1
	D	$W_{//} = 93 - C^{0.115}$	1
herbáceo	C	$W_{//} = 90 - C^{0.19}$	1
	B	$W_{//} = 84 - C^{0.25}$	1
	D	$W_{//} = 93 - C^{0.06}$	2.3
matorral desértico	C	$W_{//} = 80 - C^{0.06}$	2.3
	B	$W_{//} = 84 - C^{0.06}$	2.3
	C	$W_{//} = 83 - C^{0.14}$	1.4
bosque de coníferas	B	$W_{//} = 73 - C^{0.31}$	2.4
	A	$W_{//} = 77 - C^{0.58}$	3
	A	$W_{//} = 63 - C^{0.28}$	6
pastizal de agostadero	B	$W_{//} = 83 - C^{0.28}$	
	C	$W_{//} = 89 - C^{0.18}$	
	D	$W_{//} = 91 - C^{0.13}$	5
	A	$W_{//} = 75 - C^{0.44}$	3
	A	$W_{//} = 60 - C^{0.13}$	6
pasto natural	B	$W_{//} = 83 - C^{0.26}$	
	C	$W_{//} = 89 - C^{0.18}$	
	D	$W_{//} = 91 - C^{0.13}$	7
	A	$W_{//} = 50.5 - C^{0.286}$	
áreas forestales	B	$W_{//} = 71.5 - C^{0.229}$	
	C	$W_{//} = 81.5 - C^{0.229}$	
	D	$W_{//} = 87 - C^{0.21}$	7
	A	$W_{//} = 73$	
caminos	B	$W_{//} = 83$	
	C	$W_{//} = 88.5$	
	D	$W_{//} = 90.5$	
rocas desnudas		$W_{//} = 96$	8
superficies liquidas		$W_{//} = 1000$	

Valores del índice de Cuenca para condiciones de humedad antecedente media y diferentes tipos de vegetación.

Todos los valores de W son para una condición de humedad antecedente media, $I_a=0.2$ S, y cubierta sin rocas. ¹De Enderlin y Markowitz (1962). ²De Simanton y sutter (1973). ³Para $C < 50\%$. ⁴Para $c > 50\%$. ⁴Para $10\% < C < 80\%$, relación no lineal a $W = 83$ y $W = 7.3$. ⁵De National Engineering Handbook. ⁶Para $C > 50\%$. ⁷De datos no publicados del U.S. Forest Service. ⁸Asume $I_a = 0.08$ pulgadas

Tabla B6 Condición de humedad antecedente en función de la lámina precipitada.

CHA	PACUM MM
I	<12.5
II	12.5-37
III	>37

Tabla B7 Valores del índice de cuenca para diversas condiciones de humedad antecedente.

CHAI	CHAI	CHAI
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22

Los valores presentados en la tabla anterior para condiciones de humedad antecedente I y II, se pueden también obtener de las siguientes ecuaciones que fueron obtenidas por Muñoz C. (Apuntes de hidrología superficial).

$$W_I = 2.166 + 0.169W_{II} + 7.66(10)^{-3}W_{II}^2$$

$$W_{III} = 6.931 + 1.596W_{II} + 6.73(10)^{-3}W_{II}^2$$

Donde:

W_I = Índice de cuenca para condición seca

W_{II} = Índice de cuenca para condición media

W_{III} = Índice de cuenca para condición húmeda

Tabla B8 Valores del factor de frecuencia para distribuciones Pearson III; coeficientes de asimetría positivo.

γ_1	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.369	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.606	4.298
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.768	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-1.067	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.806	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-1.256	-1.131	-0.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-1.318	-1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-1.383	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.106	2.666	3.211	3.745
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.066	2.626	3.149	3.661
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.190	0.745	1.341	2.043	2.585	3.087	3.575
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-2.178	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Tabla B9 Valores del factor de frecuencia para distribuciones Pearson III; Coeficientes de asimetría negativo.

γ_1	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
-0.1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.806	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	-3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	-3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	1.994	1.116	1.166	1.197	1.242
-1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.659	0.268	0.808	0.969	1.075	1.116	1.140	1.172
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.281	0.798	0.945	1.035	1.068	1.087	1.097
-1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	-3.606	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	-4.051	-2.000	-1.180	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667

11.- BIBLIOGRAFÍA

1. MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE, 1998, REHABILITACION HIDROLÓGICO FORESTAL DE CUENCAS Y CONTROL DE EROSION EDITORIAL MUNDI-PRENSA, BARCELONA, 1998
2. HERRERA D. JOAQUIN.1957. APUNTES DE OBRAS HIDRÁULICAS. PRIMERA EDICIÓN. MÉXICO, D. F – 1957.
3. RAYNAL O.,ET AL. (1989), INGENIERIA HIDRÁULICA EN MÉXICO, PROGRAMA HIDROLOGIA DE SUPERFICIE. REVISTA ENERO – ABRIL 1989, MÉXICO D. F. 53 – 57 PP.
4. S.R.H. 1976. PRESAS DE DERIVACION. MEXICO, 1976. SECRERIA DE RECURSOS HIDRAULICOS.
5. U.S. DEPARTAMENT OF THE INTERIOR.1972. DISEÑO DE OBRAS PEQUEÑAS. TERCERA EDICIÓN, JOSE LUIS LEPE. EDITORIAL CONTINENTAL, S. A. MEX. D. F. 1972. 442 P.
6. ESPARZA J.J. REHABILITACION DE LA PRESA DEL EJIDO LA ANGOSTURA. TESIS UAAAN. MEXICO 1999.
7. COLEGIO DE POSTGRADUADOS ET AL. 1991. MANUAL DE CONSERVACION DEL SUELO Y DEL AGUA. TERCERA EDICON. EDITORIAL C. P. MÉXICO 1991. 584 P.
8. TORRES H. 1980. OBRAS HIDRAULICAS. PRIMERA EDICION. EDITORIAL LIMUSA. MEXICO 1980. 276 P.

9. ESTRADA S. F. 1994. PROYECTO DE UNA PRESA DERIVADORA SOBRE EL ARROYO DEL PUEBLO. TESIS UAAAN, MEXICO 1994. 80 P.
10. MUÑOZ C. S. 1998. APUNTES DEL CURSO DE HIDROLOGIA SUPERFICIAL. DEPTO DE RIEGO Y DRENAJE, UAAAN, MEXICO 1998.
11. COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (1981) MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, VARIOS TOMOS. MÉXICO 1981
12. SOTELO (1995), HIDRÁULICA GENERAL; FUNDAMENTOS, EDITORIAL LIMUSA, MÉXICO 1995. 561 PP.
13. HORACE W. KING, ET AL, (1988), HIDRÁULICA. EDITORIAL TRILLAS, PRIMERA EDICION 1980. CUARTA REIMPRESIÓN 363 PP.
14. SILBER R. (1972) HIDRÁULICA DEL REGIMEN PERMANENTE EN CANALES Y RIOS. EDITORIAL AGUILAR, PRIMERA EDICION. ESPAÑA 1972. 266 PP.