



Universidad Michoacana de
San Nicolás de Hidalgo
Facultad de Ingeniería Civil
Departamento de Hidráulica

OBRAS HIDRÁULICAS

M.C. Guillermo Benjamín Pérez Morales
M.I. Juan Pablo Molina Aguilar
DICIEMBRE 2013



TEMARIO

	INTRODUCCIÓN	5
1.	NECESIDADES HÍDRICAS DE LOS CULTIVOS	6
	1.1 GENERALIDADES	6
	1.2 MÉTODOS INDIRECTOS PARA DETERMINAR EL C.U.R.	10
	EJEMPLO 1.1 Cálculo de la evapotranspiración	24
	EJEMPLO 1.2 Cálculo del Coeficiente Unitario de Riego (C.U.R.)	31
	EJEMPLO 1.3 Cálculo del C.U.R. y volúmenes mensuales de riego	34
2.	RIEGO A GRAVEDAD	41
	2.1 LOCALIZACIÓN Y DISEÑO DE CANALES	46
	2.2 RED DE DISTRIBUCIÓN CON CANALES	62
	2.3 ESTRUCTURAS DE CONTROL	74
	EJEMPLO 2.1 Diseñar las secciones constructivas de un canal para riego	87
	EJEMPLO 2.2 Selección de módulos aforadores en tomas granja	111
3.	RIEGO A PRESIÓN	113
	3.1 GENERALIDADES SOBRE RED DE DISTRIBUCIÓN CON TUBERÍAS	113
	EJEMPLO 3.1 Calcular la carga necesaria en la derivación de una tubería principal	125
	3.2 PLANTAS DE BOMBEO	133
	3.3 RIEGO POR GOTEO	141
	3.4 RIEGO POR ASPERSORES	144
	EJEMPLO 3.2 Diseñar la línea de conducción por bombeo de un sistema de riego	147
4.	GENERALIDADES DE LAS PRESAS DE ALMACENAMIENTO Y CONTROL DE AVENIDAS	166
	4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS DE ALMACENAMIENTO	166
	4.2 FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CORTINA	170
	4.3 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO	172
	4.4 ALTURA TOTAL DE LA PRESA	181
	EJEMPLO 4.1 Se desea saber si la capacidad útil de una presa es adecuada	186
	4.5 GENERALIDADES DE PRESAS DERIVADORAS	194
	EJEMPLO 4.2 Proyectar una presa derivadora de tipo rígido de concreto	205
	4.6 GENERALIDADES DE PRESAS ROMPE PICOS	222
5.	OBRAS DE DESVÍO	226
	5.1 DESVÍO TOTAL	227
	5.2 DESVÍO PARCIAL	228
	5.3 OPERACIÓN DEL DESVÍO	230
	5.4 CIERRE DEL DESVÍO	231

OBRAS HIDRÁULICAS

EJEMPLO 5.1 Diseñar el desvío total del agua de un río para construir una presa	232
6. PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO	234
6.1 ELEMENTOS A DISEÑAR	234
6.2 DISEÑO SÍSMICO	248
EJEMPLO 6.1 Dimensionar la cortina de una presa de tierra y enrocamiento	249
7. PRESAS DE GRAVEDAD	251
7.1 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO	251
7.2 VARIABLES DE DISEÑO	255
7.3 COEFICIENTES DE DISEÑO	264
EJEMPLO 7.1 ¿Cuál es el factor de estabilidad por volteo de una presa de gravedad?	270
EJEMPLO 7.2 ¿Cuál será el coeficiente de deslizamiento de una presa de gravedad?	273
EJEMPLO 7.3 Diseñe la sección de una presa de gravedad	275
8. ELEMENTOS DE CONTROL	288
8.1 FUNCIÓN	288
8.2 CLASIFICACIÓN DE LOS VERTEDORES	288
8.3 APORTACIONES DE LA CORRIENTE	293
8.4 SELECCIÓN DEL TIPO DE VERTEDOR	295
8.5 DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS	295
8.6 CAPACIDAD DE LA SECCIÓN DE CONTROL DEL VERTEDOR	297
EJEMPLO 8.1 Calcular la longitud del vertedor de demasías de una presa	305
EJEMPLO 8.2 Determinar la longitud del vertedor de una presa rompepicos	308
8.7 DISIPADORES DE ENERGÍA	313
EJEMPLO 8.3 Revisar la sección propuesta para la construcción de una presa	317
EJEMPLO 8.4 Diseñar el vertedor de excedencia y su obra disipadora de energía	328
9. SEGURIDAD DE PRESAS	340
9.1 VIGILANCIA E INSPECCIÓN DE PRESAS	341
9.2 PRINCIPALES FALLAS EN LAS PRESAS DE ALMACENAMIENTO	345
APÉNDICES: A. Coeficiente unitario de drenaje.	348
B. Factibilidad económica	367
C. Valores del coeficiente k para pérdidas locales	371
D. Diámetro económico en líneas de conducción	373
E. Generalidades de las presas	388
F. Obra de toma	396
G. Estructuras disipadores de energía	400

Bibliografía

- ❖ **Proyectos de zonas de riego, Subdirección de Proyectos de Grande Irrigación, Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.**
- ❖ **Memorándums técnicos de la CNA.**
- ❖ **Diseño de zonas de riego; CNA.**
- ❖ **Manual de diseño, Modernización de Sistemas de Riego; CNA.**
- ❖ **Introducción al Diseño Hidráulico de Obras de Riego por Gravedad. J. L. Sánchez Bribiesca- Jesús Gracia Sánchez, Instituto de Ingeniería de la UNAM, Serie D-35.**
- ❖ **Hidráulica de los canales abiertos; Ven Te Chow; Ed. Diana**
- ❖ **Hidráulica de canales, Capitulo 5 del Manual de Ingeniería de Ríos; J. Camargo-V. Franco; Instituto de Ingeniería de la UNAM.**
- ❖ **Hidráulica del flujo en canales abiertos; Hubert Chanson; Ed. Mc Graw Hill.**
- ❖ **Metodología para Estudiar un Proyecto de Riego, Oscar Benassini, Ingeniería Hidráulica en México, Volumen XXIV, 1970, Núm. 4**
- ❖ **Presas Derivadoras, SARH.- Grande Irrigación**
- ❖ **Presas de Almacenamiento y derivación; Vega R., Arreguín F.; Publicación D-32, UNAM, 1981.**
- ❖ **Diseño de presas pequeñas; U.S.B.R.; Ed. C.E.C.S.A.**
- ❖ **Presas de tierra y enrocamiento; Marsall y Resendiz; Ed. Limusa.**
- ❖ **Obras Hidráulicas; Torres H.; Ed. Limusa.**
- ❖ **Obras de Excedencia; Arreguín F; UNAM.**
- ❖ **Cavitación en Vertedores; Echávez G.; Instituto de Ingeniería de la UNAM.**
- ❖ **Introducción al diseño de obras de excedencias; José I. Sánchez B. y Jesús Gracia S.; Publicación CI-2, I. I. de la UNAM.**
- ❖ **Presas pequeñas de concreto; Dasel E. allmark, Staff Portlan Cement Association; Ed. Limusa.**
- ❖ **Obras de Toma en Presas de Almacenamiento; Subsecretaria de Infraestructura Hidráulica, de la extinta SARH.**
- ❖ **Obras de Protección para control de inundaciones, Capítulo 15 del Manual de Ingeniería de Ríos; J. Antonio Maza Álvarez y Víctor Franco; I. I. UNAM**
- ❖ **Dimensionamiento de una presa derivadora, Capitulo 4 del Manual de Ingeniería de Ríos; José L. Sánchez Bribiesca y Óscar A. Fuentes Mariles; I. I. UNAM**
- ❖ **Presas de México; Comisión Nacional del Agua; disco compacto.**
- ❖ **“Surface Irrigation”; Walker y Skogerboe; Prentice Hall, New Jersey.**
- ❖ **“Irrigation System Design”; Cuenca; Prentice Hall; New Jersey.**
- ❖ **“Vertedores de caída libres en presas y las estructuras de control de nivel en canales”; Íñiguez-Covarrubias Mauro, Ojeda-Bustamante Waldo, Mercado Escalante Roberto; XXII CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA, Acapulco, Guerrero, México, Noviembre 2012.**
- ❖ **“Catálogo de productos 2012 - 2013”; HYDROSTEC.**
- ❖ **“Catálogo de Riego, Válvulas de control hidráulicas”. BERMAD.**

Introducción

El objetivo que se pretende con el curso Obras Hidráulicas es que el alumno aprenda la planeación, el diseño y el cálculo de las zonas de riego junto con sus estructura más comúnmente aceptadas por la C.N.A. y que pueda diseñar, desde el punto de vista hidráulico, una presa derivador o de almacenamiento, cuidando en ambos conceptos que los proyectos presenten características favorables en economía, operación y mantenimiento.

Actualmente existe el reto nacional de lograr la economía de agua en las redes de riego, ya que numerosas redes mexicanas sufren una baja eficiencia en la utilización del agua disponible. Para lograrlo la C.N.A. ha iniciado un programa de modernización de los distritos de riego de la República Mexicana, lo que implica la introducción de nuevas tecnologías, por lo cual se necesita la capacitación de los ingenieros y técnicos encargados con el diseño, la construcción y la operación de los sistemas de riego.

Es importante resaltar que en el estudio de la materia, se deberá tener siempre presente, que la aplicación de las técnicas que se presentan a lo largo del curso, deberán tomar en cuenta las condiciones físicas, económicas y sociales que varían de un proyecto a otro, y que siempre se deberá de buscar todas aquellas posibles soluciones, para proponer y desarrollar a nivel de proyecto ejecutivo la solución óptima, basándose en un análisis técnico-económico y fundamentada en las condiciones socio-económicas que lleven al éxito su ejecución.

El curso se estructura en tres partes importantes: En la primera se determinará la cantidad de agua que se requiere, para poder abastecer a uno o varios tipos de cultivos de un Sistema de Riego, en sus diferentes condiciones de clima y aplicación del riego. En la segunda parte se describirán los elementos y características de cada tipo de aplicación del agua a los cultivos, determinando sus ventajas y desventajas de cada uno de ellos. En la última parte se analizarán los métodos para el diseño de los diferentes tipos de cortinas que puede tener una presa de almacenamiento y la diferencia que se tiene con una presa derivadora y una presa rompepicos, incluyendo en esta parte los elementos de control y la seguridad de presas.

Para evaluar el aprendizaje de los alumnos se programarán tres exámenes, dos parciales y un final. En el primer examen parcial, se evaluarán los conocimientos adquiridos de los temas 1 y 2; en el segundo examen parcial los temas 3 y 4, en concordancia con lo aprendido en los temas 1 y 2; y los demás temas que se logren ver en clases, serán evaluados en el examen final, siendo importante resaltar que todos y cada uno de los temas, son la base para el aprendizaje y resolución de los problemas de obras hidráulicas, es decir los primeros conocimientos tienen aplicación en el desarrollo de toda la materia.

Como parte integral de éstos apuntes, se deberá contar con el archivo de los Apéndices, ya que en el se presentan tablas y figuras necesarias para resolver algunos problemas que aquí se plantean.

Capítulo 1

Necesidades hídricas de los cultivos

1.1 GENERALIDADES

El coeficiente unitario de riego ($C.U.R.$ o q_u) representa el gasto que requiere una hectárea (ha) y se utiliza en la consideración de la capacidad del canal correspondiente considerando el área tributaria.

Se debe tomar en consideración el factor hombre, que influye notablemente en la distribución y aplicación del agua en forma indirecta, construyendo las obras para el almacenamiento, conducción y distribución del agua y directamente al manejar estos sistemas, así como el usuario al aplicar el riego.

1.1.1 Factores que intervienen

a. ESTUDIOS AGROLÓGICOS

b. **CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS SUELOS.** Textura y Estructura (ya vistas en el capítulo III.2 Planeación de un sistema de riego, punto N° 11 Características Físico-Mecánicas de los suelos) y con base al análisis de mecánica se deberán de tomar en cuenta las siguientes características:

- **COLOR DE LOS SUELOS.** Se determina en una suspensión en agua por comparación con una escala de colores, indicando primero el color predominante y enseguida el tono o matiz de otro color.
- **PESO ESPECÍFICO REAL.**

$$Pe = \frac{P_p S}{P_v A} \quad (1.1)$$

Donde:

Pe = peso específico real

$P_p S$ = peso de una partícula de suelo

$P_v A$ = peso de un volumen de agua igual a la partícula

- **PESO ESPECÍFICO APARENTE.**

$$PeA = \frac{P_v SS}{P_v A} \quad (1.2)$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Donde:

PeA = peso específico real aparente

P_vSS = peso de un volumen dado de un suelo seco, incluyendo el espacio de poros

P_vA = peso de un volumen de agua igual a la partícula

- **DENSIDAD REAL DE UN SUELO.**

$$Dr = \frac{P_{ss}}{V_p} \quad (1.3)$$

Donde:

Dr = densidad real

P_{ss} = peso del suelo seco

V_p = volumen de las partículas

- **DENSIDAD APARENTE.**

$$Da = \frac{P_{ss}}{V_t} \quad (1.4)$$

Donde:

Da = densidad aparente

P_{ss} = peso del suelo seco

V_t = volumen total

Tabla 1.1 Peso volumétrico seco de algunos tipos de suelo

Material	Peso Volumétrico Seco
	Tn/m ³
Arenas	1.6
Francos	1.3
Arcillas	1.0
Suelos orgánicos	< 1.0

- **POROSIDAD.**

$$Pr = \frac{Vol.Vacios}{Vol.Total} \times 100 \quad (1.5)$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$Pr = \frac{Dr Da}{Dr} \times 100 \quad (1.6)$$

Donde:

Pr = Porosidad

El espacio poroso tiene un papel importante en lo que respecta a el valor productivo de los suelos, ya que influyen sobre la capacidad de retención del agua y sobre el movimiento del aire del agua y del enraizamiento de la plantas.

- **INFILTRACIÓN.**

$$V = k \frac{h_l}{L} \quad (1.7)$$

Donde:

k = Coeficiente de permeabilidad

$\frac{h_l}{L}$ = Pendiente

- **TENSIÓN SUPERFICIAL.** Es la fuerza de cohesión que existe entre las moléculas de un líquido.
- **ALTURA DE TENSIÓN.** Es la altura a la cual ascenderá el agua de un capilar como resultado de la tensión superficial del agua.
- **EXCESO DE SALES SOLUBLES DE LOS SUELOS.** Los suelos salinos son aquellos que por tener exceso de sales retardan o impiden el crecimiento de las plantas disminuyendo así la productividad de la tierra. La causa fundamental que hace que un suelo sea alcalino o salino no es otra que la insuficiente aplicación del agua.
- **INFLUENCIA DEL NIVEL FREÁTICO.** La presencia del nivel freático influye en el desarrollo de las raíces de la planta y por ende en el desarrollo de la misma planta.

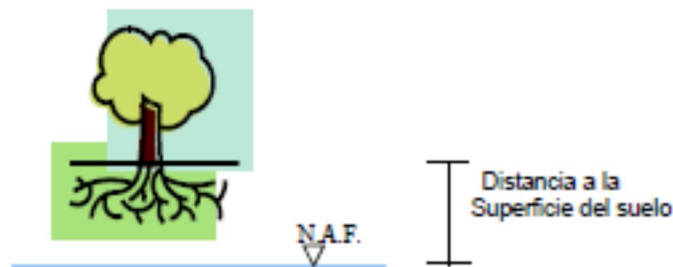


Figura 1.1 Influencia del nivel freático en el crecimiento de las raíces

OBRAS HIDRÁULICAS

c. SISTEMA AGUA-SUELO.

- **CONTENIDO DE HUMEDAD.** El suelo a parte sus partículas constituyentes tiene un gran número de poros de diferentes diámetros, estos generalmente están llenos de aire cuando el suelo está seco, pero al irse humedeciendo el aire es desalojado y el agua va ocupando su lugar, hasta que llega el momento en que todos los poros están llenos y escurre libremente debido a la acción de la gravedad; en ese momento se dice que el suelo está saturado; por lo tanto el contenido de humedad es la variación que existe entre un suelo seco y un suelo saturado y se expresa en por ciento (%).
- **CAPACIDAD DE CAMPO.** Es el contenido de humedad de un suelo expresado en % después de un riego pesado, una vez que se ha eliminado el exceso de agua por la acción de la fuerza de gravedad. Esta condición se obtiene 2 días después del riego. Depende fundamentalmente de la textura, estructura y grado de compactación del suelo.
- **PORCENTAJE DE MARCHITAMIENTO PERMANENTE.** Es el contenido de humedad de un suelo cuando las plantas se marchitan permanentemente o sea cuando uno es capaz de seguir obteniendo humedad suficiente para hacer frente a sus necesidades hídricas.

Tabla 1.2 Porcentaje de capacidad de campo y de marchitamiento permanente

Textura	% C. C.	% P. M. P.
Arena	5 a 15	3 a 18
Migajones arenosos	10 a 20	6 a 12
Suelos francos	15 a 30	8 a 17
Migajones arcillosos	25 a 35	13 a 20
Arcillas	30 a 70	17 a 40

- **HUMEDAD APROVECHABLE.** Es la diferencia entre la capacidad de campo y el punto de marchitamiento permanente, es decir, capacidad de campo la humedad aprovechable es del 100% y a punto de marchitamiento ser del 0%.

$$L = (P_{scc} - P_{spmp}) Da Pr \quad (1.8)$$

Donde:

L = Lámina de agua máxima que se puede aplicar para humedecer un suelo a una profundidad sin desperdiciar agua.

P_{scc} = % de humedad a capacidad de campo.

OBRAS HIDRÁULICAS

P_{spmp} = % de marchitamiento permanente.

D_a = Densidad aparente

P_r = Porosidad

1.1.2 Uso Consuntivo

DEFINICIÓN. El uso consuntivo es la cantidad de agua requerida por la planta para la formación de sus tejidos y el agua que transpira, más la cantidad de agua que se evapora en la superficie del suelo sobre la que se desarrolla; también se le denomina evapotranspiración y se representa mediante la figura siguiente.

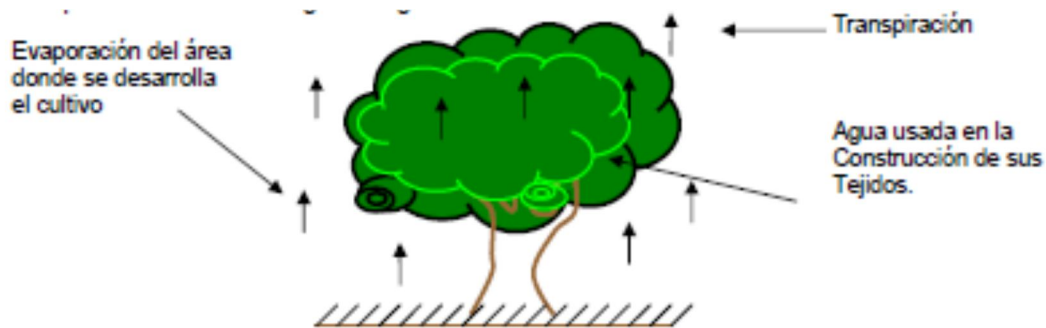


Figura 1.2 Esquema del uso consuntivo de una planta

- Factores que intervienen en el uso consuntivo
 - Suelo: (Textura, estructura, etc.)
 - Cultivo: (Especie, variedad, ciclo vegetativo, etc.)
 - Agua: (Disponibilidad, practica de riego, etc.)
 - Clima: (Temperatura, precipitación, etc.)
- Factores climáticos que afectan especialmente al uso consuntivo
 - Precipitación
 - Temperatura
 - Radiación solar
 - Humedad
 - Movimiento del viento
 - Duración de las etapas del crecimiento
 - Latitud
 - Luz solar

1.2 Métodos indirectos para determinar el Coeficiente Unitario de Riego

Una herramienta muy útil para definir el gasto necesario para diferentes áreas de cultivo es el Coeficiente Unitario de Riego o también conocido por C.U.R., el cual se determina en litros entre segundo y entre hectárea (lt/s/ha), es decir cuántos litros/segundo requiere una hectárea de un

OBRAS HIDRÁULICAS

determinado cultivo. La principal utilidad en la determinación del C.U.R. es el determinar el gasto de conducción necesario para los cultivos y poder determinar la capacidad de conducción de los conductos a utilizar para el riego, es decir poder diseñar los canales de conducción. Como la Evapotranspiración Potencial (ETP) es prácticamente similar al Uso Consuntivo, es práctica común calcular la ETP y utilizarla para definir el C.U.R.

De los métodos más empleados para la determinación de la ETP se pueden citar los siguientes:

1. Método de Blaney – Criddle modificado (1977).
2. Método de Thornthwaite (1948).
3. Método de Turc.
4. Método de Penman (1948).
5. Método de Penman-Monteith (1965).
6. Método de Priestley-Taylor (1972).

Y a pesar de que se han realizado múltiples investigaciones y desarrollado una serie de teoría para encontrar la evapotranspiración en zonas de cultivo, como es el caso de la Evapotranspiración Real, Evapotranspiración de referencia, etc. (<http://www.aeet.org/ecosistemas/031/informe1.htm>), en las cuales se emplean factores de corrección como el que se muestra en la Figura 1.3, así como el uso del satélite para el cálculo de la Evapotranspiración real por medio de satélite en Argentina (<http://www.evapotranspiracion.org.ar/index.htm>), el método de Blaney–Criddle da resultados confiables y sobre todo en aquellas zonas que se carece de información a mayor detalle.

Imagen obtenida de: Domingo, F., Villagarcía, L. y Were, A. 2002. ¿Cómo se puede medir y estimar la evapotranspiración?: estado actual y evolución. *Ecosistemas* 2003/1 (URL: <http://www.aeet.org/ecosistemas/031/informe1.htm>), el día 29 de abril del 2005.

A continuación se presentan los tres primeros métodos.



Figura 1.3 Factores de corrección en el cálculo de la evapotranspiración.

A continuación se presentan los tres primeros métodos.

OBRAS HIDRÁULICAS

1.2.1 MÉTODO DE BLANEY – CRIDDLE

Las fórmulas que proponen Joseph Blaney y Brian Criddle se presentan a continuación:

$$ETP = K_g F \quad (1.9)$$

Donde:

ETP = Evapotranspiración potencial mensual, en cm.

K_g = Coeficiente global de desarrollo, que varía entre 0.5 y 1.2

F = Factor de temperatura y luminosidad

$$F = P \left(\frac{T + 17.8}{21.8} \right) \quad (1.10)$$

Siendo:

P = Porcentaje de horas de sol del mes con respecto al año

T = Temperatura media mensual del aire en °C.

Como se puede apreciar se requiere de información climatológica de una o varias estaciones de medición cercanas a la zona de estudio, así como información de los tipos de cultivo que se pretenden desarrollar o los que ya existen en caso de sistemas de riego en producción.

Con la latitud de cada estación climatológica se determina el Porcentaje de horas de sol del mes con respecto al año (P) con la ayuda de la Tabla 1.3 y en conjunto con la temperatura promedio se determina el factor de temperatura y luminosidad (F) y de conformidad con los valores consignados para el coeficiente global de desarrollo de cada cultivo de La Tabla 1.4, consignando los valores máximos para los meses de mayor temperatura (abril a septiembre) y los valores mínimos para los demás meses, en aquellos casos en que existía un rango del coeficiente K_g .

OBRAS HIDRÁULICAS

Tabla 1.3 Valores de Porcentaje de horas de sol del mes con respecto al año

LATITUD NORTE (°)	MES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
0	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.32	7.57	8.47	8.29	8.65	8.41	8.67	8.60	8.23	8.42	8.07	8.30
10	8.13	7.47	8.45	8.37	8.81	8.60	8.86	8.71	8.25	8.34	7.91	8.10
15	7.94	7.36	8.43	8.44	8.98	8.80	9.05	8.83	8.28	8.20	7.75	7.88
16	7.93	7.35	8.44	8.46	9.07	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	7.72	7.83
17	7.86	7.32	8.43	8.48	9.04	8.87	9.11	8.87	8.27	8.22	7.69	7.80
18	7.83	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	9.16	8.90	8.27	8.21	7.66	7.74
19	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20	7.74	7.25	8.41	8.52	9.15	9.00	9.25	8.96	8.30	8.18	7.58	7.66
21	7.71	7.24	8.40	8.54	9.18	9.05	9.29	8.98	8.29	8.15	7.54	7.62
22	7.66	7.21	8.40	8.56	9.22	9.09	9.33	9.00	8.30	8.13	7.50	7.55
23	7.62	7.19	8.40	8.57	9.24	9.12	9.35	9.02	8.30	8.11	7.47	7.50
24	7.58	7.17	8.40	8.60	9.30	9.20	9.41	9.05	8.31	8.09	7.43	7.46
25	7.53	7.14	8.39	8.61	9.33	9.23	9.45	9.09	8.32	8.09	7.40	7.42
26	7.49	7.12	8.40	8.64	9.38	9.30	9.49	9.10	8.31	8.06	7.36	7.31
27	7.43	7.09	8.38	8.65	9.40	9.32	9.52	9.13	8.32	8.03	7.36	7.31
28	7.40	7.07	8.39	8.68	9.46	9.38	9.58	9.16	8.32	8.02	7.27	7.27
29	7.35	7.04	8.37	8.70	9.49	9.43	9.61	9.19	8.32	8.00	7.24	7.20
30	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	8.67	9.22	8.33	7.99	7.19	7.15
31	7.25	7.00	8.36	8.73	9.57	9.54	9.72	9.24	8.33	7.95	7.15	7.09
32	7.20	6.97	8.37	8.76	9.62	9.59	9.77	9.27	8.34	7.95	7.11	7.05
33	7.15	6.94	8.36	8.78	9.68	9.65	9.82	9.31	8.35	7.94	7.07	6.98
34	7.10	6.91	8.36	8.80	9.72	9.70	9.88	9.33	8.36	7.90	7.02	6.92
35	7.05	6.88	8.35	8.83	9.77	9.76	9.94	9.37	8.37	7.88	6.97	6.85
36	6.99	6.85	8.35	8.85	9.82	9.82	9.09	9.40	8.37	7.85	6.92	6.79
38	6.87	6.79	8.34	8.90	9.92	9.95	10.10	9.47	8.38	7.80	6.82	6.66
40	6.76	6.72	8.33	8.95	10.02	10.08	10.22	9.54	8.39	7.75	6.72	7.52
42	6.63	6.65	8.31	9.00	10.14	10.22	10.35	9.62	8.40	7.69	6.62	6.37
44	6.49	6.58	8.30	9.06	10.26	10.38	10.49	9.70	8.41	7.63	6.49	6.21
46	6.34	6.50	8.29	9.12	10.39	10.54	10.64	9.79	8.42	7.57	6.36	6.04
48	6.17	6.41	8.27	9.18	10.53	10.71	10.80	9.89	8.44	7.51	6.23	5.86
50	5.98	6.30	8.24	9.24	10.68	10.91	10.90	10.00	8.46	7.45	6.10	5.65
52	5.77	6.19	8.21	9.29	10.85	11.13	11.20	10.12	8.49	7.39	5.93	5.43
54	5.55	6.08	8.18	9.36	11.03	11.38	11.43	10.26	8.51	7.30	5.74	5.18
56	5.30	5.95	8.15	9.45	11.22	11.67	11.69	10.40	8.52	7.21	5.54	4.89
58	5.01	5.81	8.12	9.55	11.46	12.00	11.98	10.55	8.51	7.10	4.31	4.56
60	4.67	5.65	8.08	9.65	11.74	12.39	12.31	10.70	8.51	6.98	5.04	4.22

OBRAS HIDRÁULICAS

Tabla 1.4 Valores del Coeficiente global de desarrollo "Kg"

Cultivo	Ciclo vegetativo	Coeficiente global (K _G)
Aguacate	Perenne	0.50 - 0.55
Ajonjolí	3 a 4 meses	0.8
Alfalfa	Entre heladas	0.80 - 0.85
	En invierno	0.6
Algodón	6 a 7 meses	0.60 - 0.65
Arroz	3 a 5 meses	1.00 - 1.20
Cacahuate	5 meses	0.60 - 0.65
Cacao	Perenne	0.75 - 0.80
Café	Perenne	0.75 - 0.80
Camote	5 a 6 meses	60
Caña de Azúcar	Perenne	0.75 - 0.90
Cártamo	5 a 8 meses	0.55 - 0.65
Cereales de grano pequeño (alpiste, avena, cebada, centeno, trigo)	3 a 6 meses	0.75 - 0.85
Cítricos	7 a 8 meses	0.50 - 0.65
Chile	3 a 4 meses	0.60
Esparrago	6 a 7 meses	0.60
Fresa	Perenne	0.45 - 0.60
Frijol	3 a 4 meses	0.60 - 0.70
Frutales de hueso y pepita (hoja Caduca)	Entre heladas	0.60 - 0.70
Garbanzo	4 a 5 meses	0.60 - 0.70
Girasol	4 meses	0.50 - 0.65
Gladiola	3 a 4 meses	0.60
Haba	4 a 5 meses	0.60 - 0.70
Hortalizas	2 a 4 meses	0.60
Jitomate	4 meses	0.70
lechuga y col	3 meses	0.70
Lenteja	4 meses	0.60 - 0.70
Maíz	4 meses	0.60 - 0.70
Maíz	4 a 7 meses	0.75 - 0.85
Mango	Perenne	0.75 - 0.80
Melón	3 a 4 meses	0.60
Nogal	Entre heladas	0.70
Papa	3 a 5 meses	0.65 - 0.75
Palma datilera	Perenne	0.65 - 0.80
Palma cocotera	Perenne	0.80 - 0.90
Papaya	Perenne	0.60 - 0.80
Plátano	Perenne	0.80 - 1.00
Pastos de gramíneas	Perenne	0.75
Remolacha	6 meses	0.65 - 0.75
Sandía	3 a 4 meses	0.60
Sorgo	3 a 5 meses	0.70
Soya	3 a 5 meses	0.60 - 0.70
Tabaco	4 a 5 meses	0.70 - 0.80
Tomate	4 a 5 meses	0.70 - 0.80
Zanahoria	2 a 4 meses	0.60

OBRAS HIDRÁULICAS

1.2.2 MÉTODO DE THORNTHWAITTE.

Las fórmulas que propone son:

$$ETP' = 16 \left(\frac{10T}{I} \right)^a \quad (1.11)$$

DONDE: ETP' = Evapotranspiración potencial mensual, en mm. Para meses teóricos de 30 días con 12 horas diarias de insolación. También se conoce como evapotranspiración potencial sin corregir.

T = Temperatura media mensual del aire en °C.

I = Índice de calor anual, igual a la suma de los doce índices mensuales del año (i), es decir:

$$I = \sum i \quad (1.12)$$

SIENDO:

$$i = \left(\frac{T}{5} \right)^{1.514} \quad (1.13)$$

a = Exponente que se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$a = 6.75 * 10^{-7} * I^3 - 7.71 * 10^{-5} * I^2 + 1.792 * 10^{-2} * I + 0.49239 \quad (1.14)$$

La evapotranspiración potencial corregida se obtiene al considerar el número de días reales del mes (d) y el número máximo de horas de sol (N), según la latitud del lugar por medio de la siguiente ecuación:

$$ETP = ETP' \left(\frac{d}{30} \right) \left(\frac{N}{12} \right) \quad (1.15)$$

POR LO QUE FINALMENTE SE TENDRÍA:

$$ETP = 16 \left(\frac{10T}{I} \right)^a * \left(\frac{d}{30} \right) * \left(\frac{N}{12} \right) \quad (1.16)$$

El número de horas de sol N , se puede obtener de la Tabla 1.5, para la latitud norte.

OBRAS HIDRÁULICAS

Tabla 1.5 Número de horas de sol según la latitud

LATITUD NORTE (°)	MES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
0	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1
5	11.9	12.0	12.1	12.2	12.4	12.4	12.3	12.3	12.1	12.0	11.9	11.8
10	11.6	11.8	12.1	12.3	12.6	12.7	12.6	12.4	12.2	11.9	11.7	11.5
15	11.4	11.6	12.1	12.4	12.8	13.0	12.9	12.6	12.2	11.8	11.4	11.2
20	11.1	11.4	12.0	12.6	13.1	13.3	13.2	12.8	12.3	11.7	11.2	10.9
25	10.8	11.3	12.0	12.8	13.4	13.7	13.6	13.0	12.3	11.6	10.9	10.6
30	10.5	11.1	12.0	12.9	13.7	14.1	13.9	13.2	12.4	11.5	10.7	10.2
35	10.2	10.9	12.0	13.1	14.1	14.6	14.3	13.5	12.4	11.3	10.3	9.8
40	9.7	10.6	12.0	13.3	14.4	15.0	14.7	13.7	12.5	11.2	10.0	9.4
45	9.2	10.4	11.9	13.6	14.9	15.6	15.3	14.1	12.5	11.0	9.5	8.8
50	8.6	10.1	11.9	13.8	15.5	16.3	15.9	14.5	12.6	10.8	9.1	8.1
55	7.7	9.6	11.8	14.2	16.4	17.5	17.0	15.1	12.7	10.4	8.4	7.2
60	6.8	9.1	11.8	14.6	17.2	18.7	18.0	15.6	12.7	10.1	7.6	6.3

MÉTODO DE TURC. La fórmula propuesta es:

$$ETP = a' \left(\frac{T}{T + 15} \right) * (Ri + 50) \quad (1.17)$$

DONDE:

ETP = Evapotranspiración potencial mensual, en mm.

a' = Coeficiente que toma en cuenta los días del mes. $a' = 0.4$ para meses de 30 y 31 días, 0.37 para febrero.

T = Temperatura media mensual del aire en °C.

Ri = Radiación solar incidente media diaria del mes, en lagleys/día

El valor mensual de la radiación solar Ri , se puede obtener por medio de las Figuras de la N° 1.4.1 (anual), a la N° 1.4.13, localizando el sitio de estudio en los planos de la República Mexicana de dichas figuras, por medio de sus coordenadas geográficas.

OBRAS HIDRÁULICAS

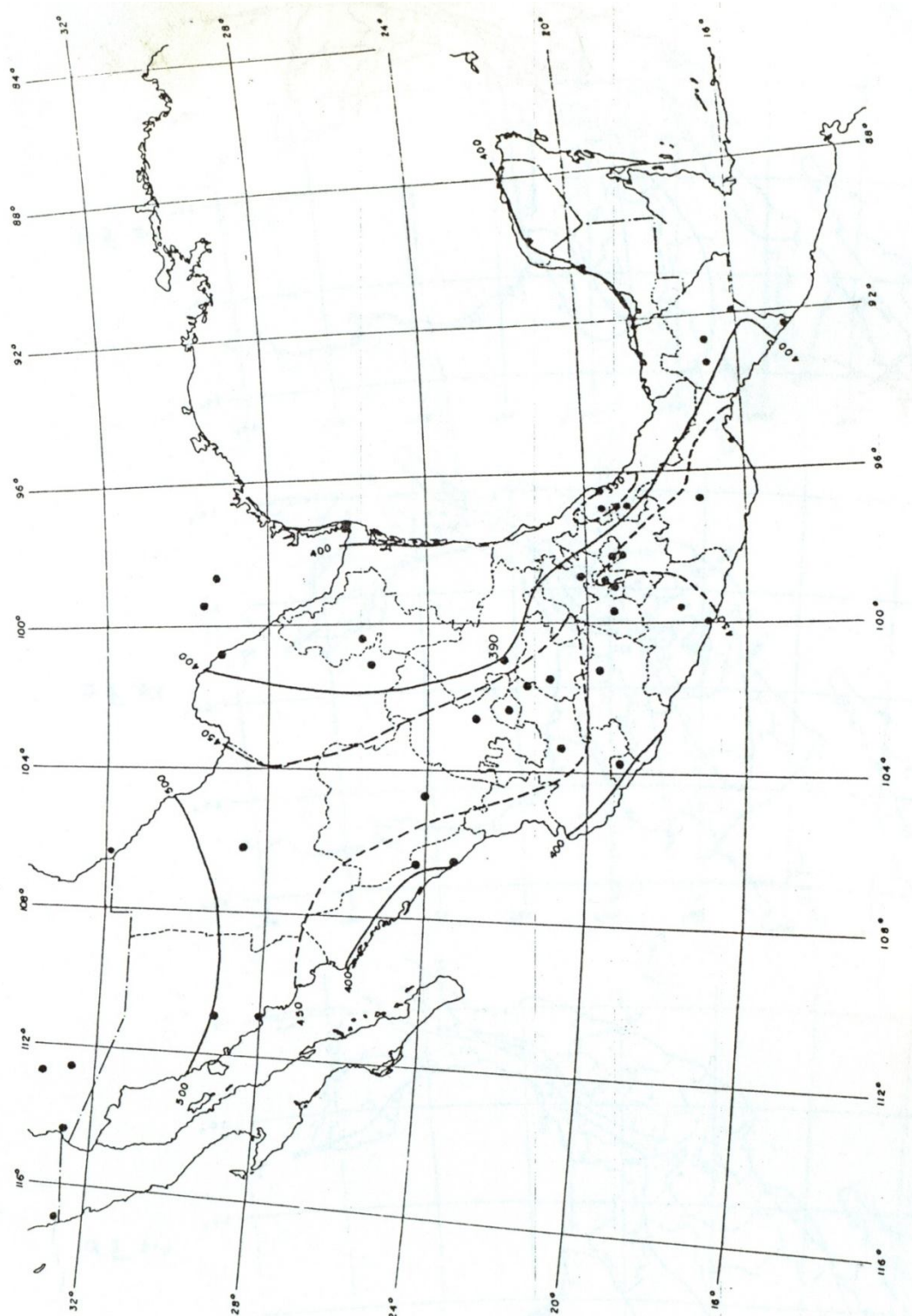
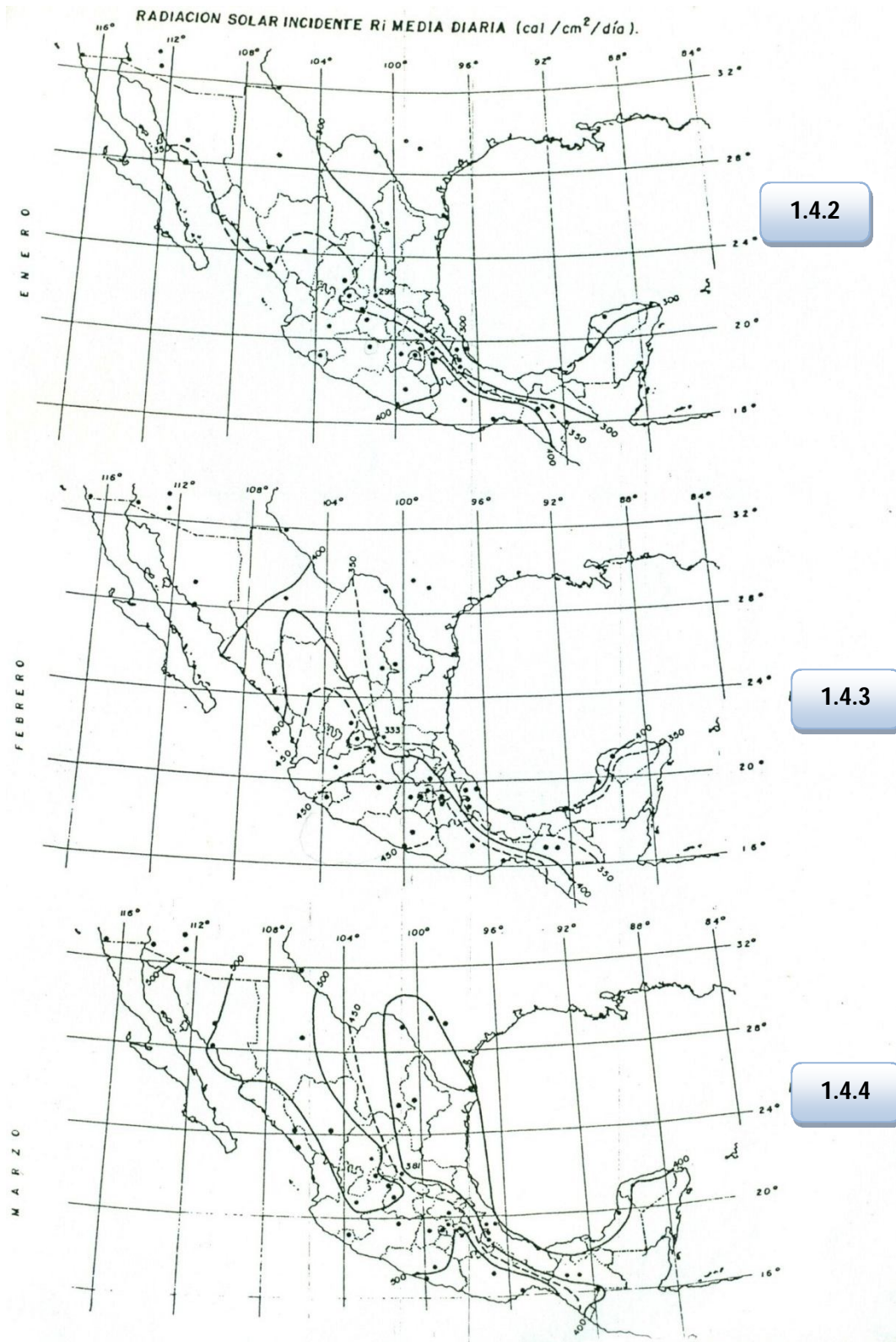


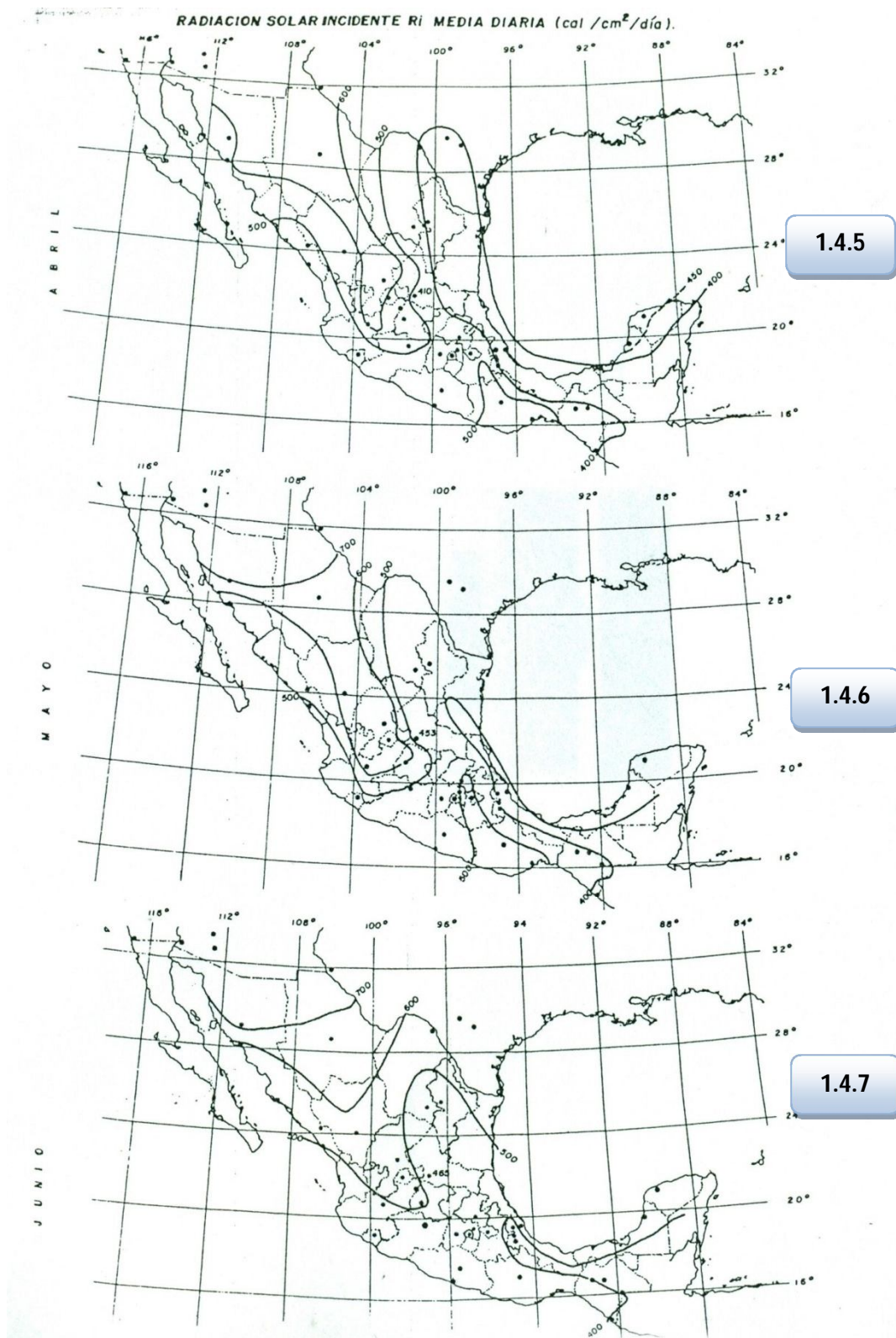
Figura 1.4.1 Radiación Solar Incidente (Ri) media diaria Anual (cal/cm²/día)

OBRAS HIDRÁULICAS



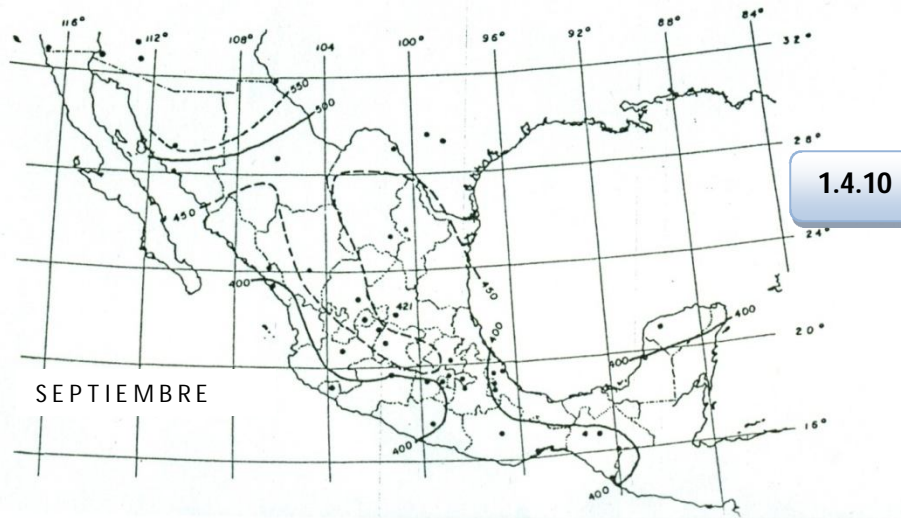
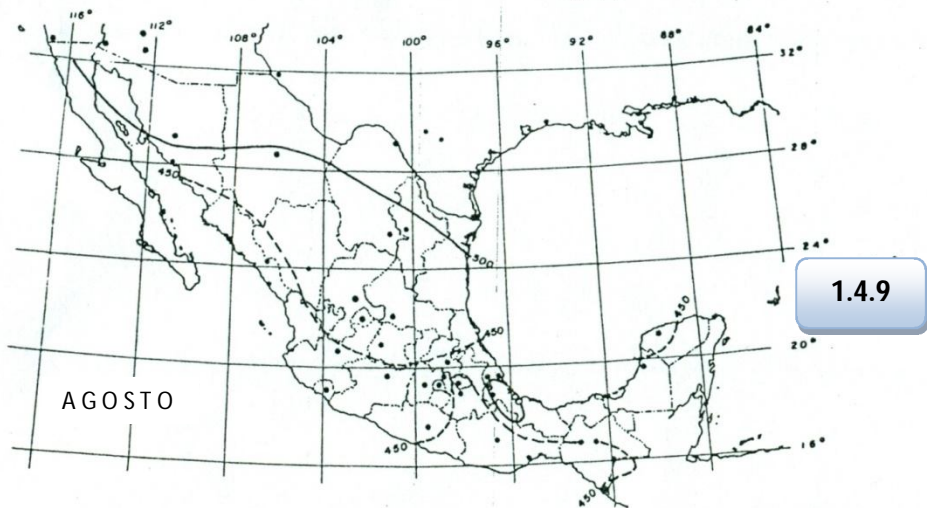
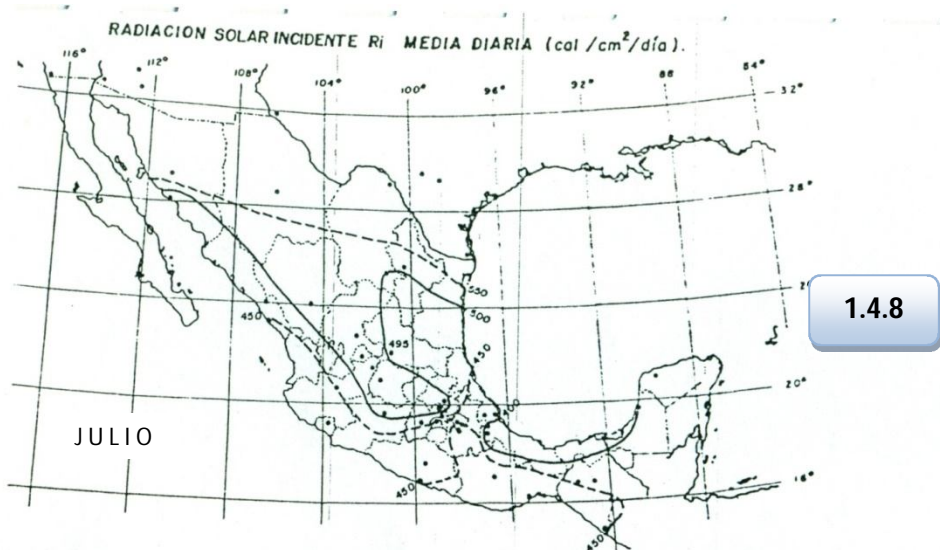
Figuras 1.4.2, 1.4.3, 1.4.4, Radiación Solar Incidente (R_i) mensual media Diaria ($\text{cal}/\text{cm}^2/\text{día}$)

OBRAS HIDRÁULICAS



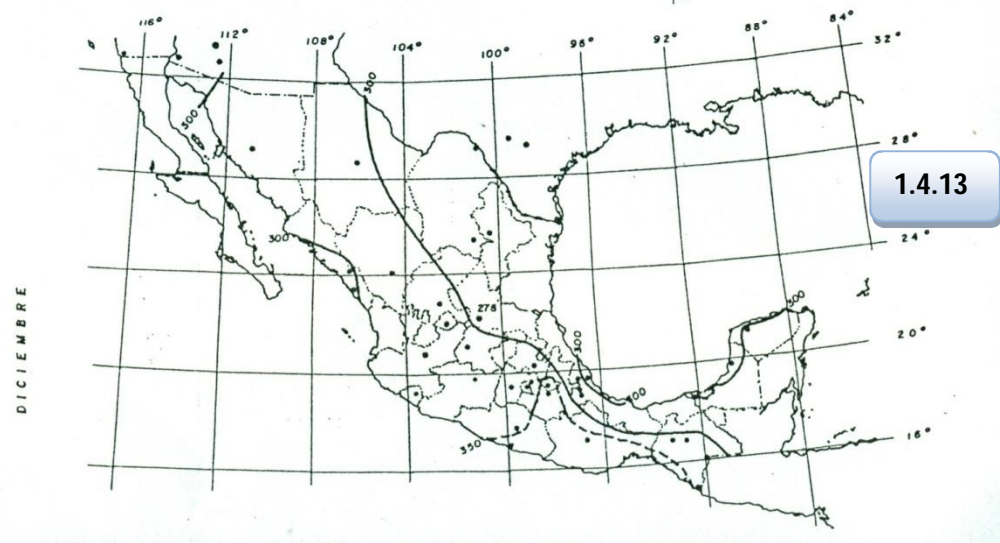
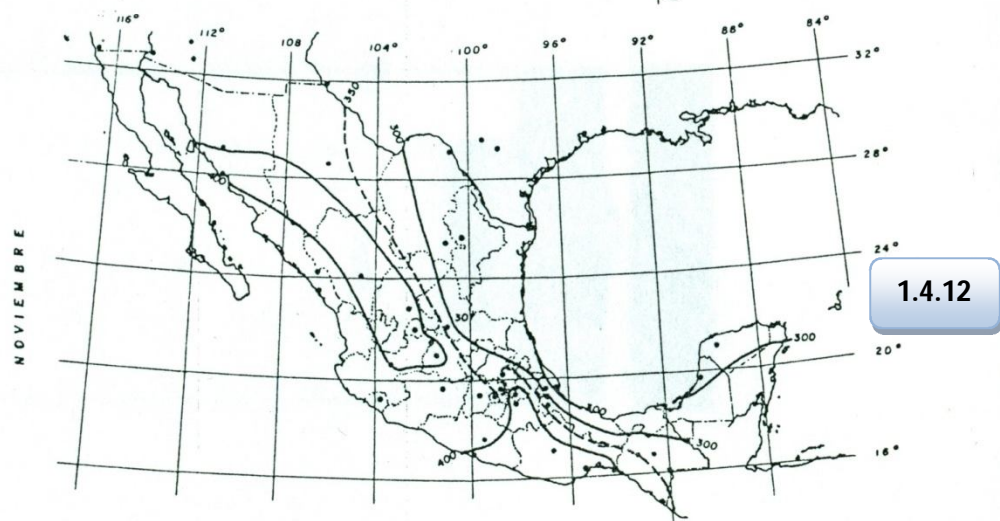
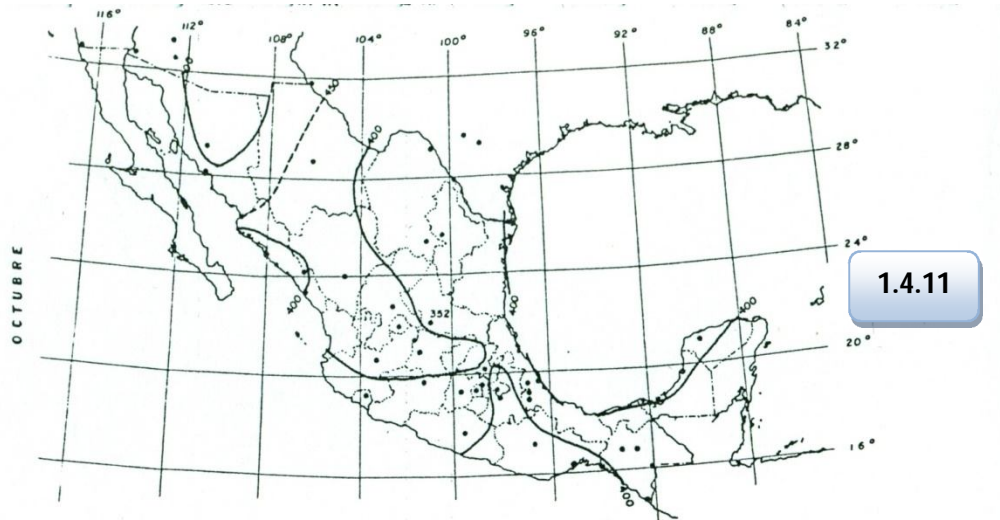
Figuras 1.4.5, 1.4.6, 1.4.7, Radiación Solar Incidente (R_i) mensual media Diaria ($\text{cal}/\text{cm}^2/\text{día}$)

OBRAS HIDRÁULICAS



Figuras 1.4.8, 1.4.9, 1.4.10, Radiación Solar Incidente (R_i) mensual media Diaria ($\text{cal}/\text{cm}^2/\text{día}$)

OBRAS HIDRÁULICAS



Figuras 1.4.11, 1.4.12, 1.4.13, Radiación Solar Incidente (Ri) mensual media Diaria (cal/cm²/día)

OBRAS HIDRÁULICAS

Es importante destacar que en aquellos meses en que la fecha de inicio y término del cultivo no coincide con el primer día del mes en cuestión, se debe de multiplicar la ETP por el porcentaje de mes que se encuentre cultivado.

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO (C.U.R.). Una vez obtenida la ETP por cada cultivo y por cada mes se procede a calcular la altura de precipitación efectiva (I_{LL}), al multiplicar la altura de lluvia mensual por los coeficientes de infiltración y el coeficiente de aprovechamiento en la zona radicular, matemáticamente:

$$I_{LL} = h_{LL} * K_I * K_R \quad (1.18)$$

Donde:

h_{LL} = Altura de lluvia media de cada mes, en mm.

K_I = Coeficiente de infiltración

K_R = Coeficiente de aprovechamiento del agua en la zona radicular

Cuando al restar al valor de la ETP calculada, el valor de la lámina de lluvia efectiva (I_{LL}) se obtiene la lámina de riego neta (I_{RN}) en milímetros, para cada cultivo y para cada mes, tomando en cuenta todos y cada uno de los cultivos existentes, teniendo ESPECIAL CUIDADO de que en los meses donde no esté cultivado todo el mes, es decir medio mes o fracción de mes de un cultivo en especial, restar solo la altura de lluvia efectiva multiplicada por dicha fracción (v. g. si solo se cultiva medio mes, la ETP debe ser multiplicada por el factor 0.5 y se debe restar la lámina de lluvia efectiva multiplicada por dicho factor), consignando al final del cálculo de todas y cada una de las restas para cada cultivo, la suma de ellas para obtener la LÁMINA DE RIEGO NETA TOTAL, generalmente en unidades de milímetros, por lo que se debe considerar que la ETP calculada por el método de Blaney - Criddle está en centímetros, por lo que se debe de transformar en milímetros.

Posteriormente se calcula la LÁMINA DE RIEGO BRUTA (I_{RB}), al dividir cada valor de la lámina de riego neta (I_{RN}) entre el valor de cada uno de los porcentajes de eficiencia en el manejo del agua (η_M) y el de aplicación en el riego (η_R), que se tenga en el sistema de riego o en el caso del proyecto de un nuevo sistema de riego, considerar los porcentajes de eficiencia de un sistema de riego similar y cercano a la zona del proyecto. Para terminar de calcular la lámina de riego bruta total, se realiza la suma por cada mes de cada uno de los cultivos y se procede a determinar el mes de máxima demanda, es decir aquél mes de mayor valor de lámina de riego bruta, al cual se le denomina **mes crítico**.

Una vez definido el mes de máxima lámina de riego bruta o mes crítico, se recomienda hacer una tabla donde se consignan los diferentes cultivos del mes crítico, las láminas de riego brutas y las superficies cultivadas, ordenados de mayor a menor valor de lámina de riego bruta y en los casos de tener dos o más cultivos el mismo valor de lámina, se pone primero el de mayor superficie cultivada. Posteriormente se continua con la tabla transformando la lámina de riego bruta mensual en diaria (tomando en cuenta el número de días que tiene el mes en cuestión) y conforme al área cultivada se procede a determinar el volumen demandado diario, haciendo en otra columna los volúmenes

OBRAS HIDRÁULICAS

acumulados y las áreas o superficies cultivadas acumuladas, para finalmente dividir volúmenes acumulados entre áreas acumuladas y cuidando las unidades se logra obtener el C.U.R. en lt/s/ha , que es muy común se presente en papel logarítmico para que sea fácilmente utilizado para definir las necesidades de caudal para diferentes áreas, como la que se muestra en la Figura 1.5 al final del ejemplo 1.3

Con la finalidad de definir el volumen de agua demandada por el sistema, se multiplican las áreas cultivadas por las láminas de riego brutas de cada cultivo y por cada mes logrando obtener los volúmenes demandados mensuales y finalmente el volumen demandado anual.

Para tomar en cuenta la eficiencia del sistema relativo al manejo y aplicación del riego, de no existir información en sistemas similares, se puede utilizar la siguiente información:

Para canales de tierra	η_R Parcelaría (aplicación del riego) = 70 % η_M conducción (manejo) = 70% $\therefore \eta$ Distribución = 49 % o del sistema
Para canales revestidos de mampostería	η_R Parcelaría = 70 % η_M conducción = 75% $\therefore \eta$ Distribución = 53 % o del sistema
Para canales revestidos de concreto	η_R Parcelaría = 70 % η_M conducción = 85% $\therefore \eta$ Distribución = 60 % o del sistema

Obviamente se requiere tener el programa de cultivo, definiendo los ciclos vegetativos y las hectáreas de cada tipo de cultivo, tal como se muestra en los ejemplos 1.1 y 1.2

En el proyecto de un sistema de riego una vez elaborada la planeación de la zona de riego, se necesita determinar la capacidad hidráulica para cada canal; para tal fin resulta práctico y rápido valerse del C.U.R. expresado en lt/seg/ha y varía dependiendo de las superficies netas dominadas por los canales de riego, es decir, el producto del C.U.R. por la superficie neta correspondiente en el canal en cuestión nos da el $Q_{\text{máx}}$ con que se debe proyectar hidráulicamente el canal.

OBRAS HIDRÁULICAS

EJEMPLOS RESUELTOS

EJEMPLO 1.1 Se desea calcular la evapotranspiración para una superficie sembrada con maíz, melón, jitomate y avena; conforme a los siguientes ciclos vegetativos

CULTIVO	CICLO VEGETATIVO (DÍAS)		FECHAS DE SIEMBRA		SUPERFICIE DE RIEGO (ha)	
	1er ciclo	2do ciclo	1er ciclo	2do ciclo	1er ciclo	2do ciclo
Maíz	120	120	1 Febrero al 31 Mayo	1 Agosto al 30 Noviembre	250	50
Melón	---	120	---	1 Diciembre al 31 Marzo	---	50
Jitomate	120	---	1 Abril al 31 Julio	---	50	---
Avena	Perenne	Perenne	1 enero al 31 Diciembre		200	200

La información climatológica más cercana a la zona de estudio es la de la estación "ÁLVARO OBREGÓN" Con latitud N 19° 49' 42" y longitud oeste 101° 02'; teniendo la siguiente información:

Mes	Tmedia (°c)	hp media (mm)
Enero	15.107	13.595
Febrero	16.143	13.975
Marzo	18.426	6.550
Abril	20.645	12.643
Mayo	22.352	40.410
Junio	21.824	98.552
Julio	20.037	148.193
Agosto	19.621	137.824
Septiembre	19.627	98.580
Octubre	18.544	51.081
Noviembre	16.851	10.173
Diciembre	15.758	6.045

Datos:

Tipos de cultivos

Ciclos vegetativos

Superficies cultivadas

Latitud y longitud del sitio en estudio

Temperaturas

Precipitaciones

OBRAS HIDRÁULICAS

Incógnita:

$$ETP = ?$$

SOLUCIÓN:

MÉTODO DE BLANEY-CRIDDLE

Fórmulas:

$$ETP = K_G F$$

K_G ... Tabla 1.2

$$F = P \left(\frac{T + 17.8}{21.8} \right)$$

P ... Tabla 1.1

Se muestra la secuencia de cálculo para el **mes de Enero** de acuerdo con los datos del problema, posteriormente se consigna en una tabla el cálculo de los meses restantes.

De la tabla 1.1 se calcula el porcentaje de horas de sol mensual para la latitud específica, mediante una interpolación lineal de datos, como se muestra a continuación

LATITUD	MES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
NORTE												
19	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20	7.74	7.25	8.41	8.52	9.15	9.00	9.25	8.96	8.30	8.18	7.58	7.66

Asignando $x_1 = 19^\circ$, $y_1 = 7.79$, $x_2 = 20^\circ$, $y_2 = 7.74$, $x = 19^\circ 49' 42'' = 19.828^\circ$

$$P(19^\circ 49' 42'') = 7.79 + \left(\frac{7.74 - 7.79}{20 - 19} \right) (19.828 - 19) = 7.749$$

Se determina el factor de temperatura y luminosidad para la temperatura media del mes de cálculo

$$F = 7.749 \left(\frac{15.107 + 17.8}{21.8} \right) = 11.697$$

En función del tipo de cultivo se determina el coeficiente de desarrollo, de acuerdo con la tabla 1.2 Se tiene:

OBRAS HIDRÁULICAS

Cultivo	Ciclo vegetativo	Coefficiente global (K _G)
Melón	3 a 4 meses	0.60
Cereales de grano pequeño (alpiste, avena, cebada, centeno, trigo)	3 a 6 meses	0.75 - 0.85

$$K_G(\text{melón}) = 0.60$$

$$K_G(\text{avena}) = 0.75$$

Nota: en el caso de la avena se tiene un rango entre 0.75 y 0.85, se toma el valor más bajo si se trata de época de frío, mientras que en tiempo de calor se tomaría el valor máximo. Para efecto de este método se considerarán como meses de calor mayo, junio, julio, agosto y septiembre.

Determinando la evaporación de cada uno de los cultivos, así como la del mes correspondiente

$$ETP_{\text{melón}} = 0.60(11.697) = 7.018\text{cm}$$

$$ETP_{\text{avena}} = 0.75(11.697) = 8.773\text{cm}$$

$$ETP_{\text{ENERO}} = ETP_{\text{melón}} + ETP_{\text{avena}} = 7.018 + 8.773 = 15.791\text{cm} = 157.91\text{mm}$$

Se muestra a continuación el cálculo completo de la evapotranspiración para la zona de estudio

MES	T (°C)	P interpolado 19° 49' 42''	F	Valor de KG				ETP (cm)				ETP (cm)
				Melón	Avena	Maíz	Jitomate	Melón	Avena	Maíz	Jitomate	
Ene.	15.107	7.749	11.697	0.60	0.75	---	---	7.018	8.773	---	---	15.791
Feb.	16.143	7.255	11.296	0.60	0.75	0.60	---	6.778	8.472	6.778	---	22.027
Mar.	18.426	8.410	13.975	0.60	0.75	0.60	---	8.385	10.481	8.385	---	27.251
Abr.	20.645	8.518	15.022	---	0.75	0.60	0.70	---	11.267	9.013	10.515	30.795
May.	22.352	9.143	16.840	---	0.85	0.70	0.70	---	14.314	11.788	11.788	37.890
Jun.	21.824	8.995	16.349	---	0.85	---	0.70	---	13.897	---	11.444	25.341
Jul.	20.037	9.241	16.039	---	0.85	---	0.70	---	13.633	---	11.227	24.860
Ago.	19.621	8.953	15.368	---	0.85	0.70	---	---	13.063	10.758	---	23.820
Sep.	19.627	8.297	14.245	---	0.85	0.70	---	---	12.108	9.972	---	22.080
Oct.	18.544	8.182	13.641	---	0.75	0.60	---	---	10.231	8.185	---	18.415
Nov.	16.851	7.589	12.063	---	0.75	0.60	---	---	9.047	7.238	---	16.285
Dic.	15.758	7.669	11.805	0.60	0.75	---	---	7.083	8.854	---	---	15.937

MÉTODO DE THORNTWAITE

Fórmulas:

$$ETP = ETP \left(\frac{d}{30} \right) \left(\frac{N}{12} \right)$$

OBRAS HIDRÁULICAS

N Parámetro en función de la latitud Tabla 1.3

$$ETP' = 16 \left(\frac{10T}{I} \right)^a$$

$$a = 6.75 \times 10^{-7} (I)^3 - 7.71 \times 10^{-5} (I)^2 + 1.792 \times 10^{-2} (I) + 0.49239$$

$$I = \sum_{j=1}^{12} i_j$$

$$i_j = \left(\frac{T}{5} \right)^{1.514}$$

Solución:

Se calculara de inicio los valores del índice de calor para los 12 meses del año y determinar el índice de calor anual, posteriormente se obtiene la evapotranspiración, para finalmente corregirla y obtener la evapotranspiración potencial.

Para el mes de enero se tendría:

$$i_{ENE} = i_1 = \left(\frac{15.107}{5} \right)^{1.514} = 5.334$$

$$i_{FEB} = i_2 = \left(\frac{16.143}{5} \right)^{1.514} = 5.897$$

Calculando los meses restantes y sumándolas se tiene:

$$I = \sum_{i=1}^{12} (5.334 + 5.897 + \dots + 5.686) = 89.240$$

El exponente que toma en cuenta el índice de calor mensual, es:

$$a = 6.75 \times 10^{-7} (89.240)^3 - 7.71 \times 10^{-5} (89.240)^2 + 1.792 \times 10^{-2} (89.240) + 0.49239$$
$$a = 1.957$$

La evaporación del mes de enero es:

$$ETP' = 16 \left(\frac{10(15.107)}{89.240} \right)^{1.957} = 44.832$$

Obteniendo las horas de sol en el mes de enero para la latitud del sitio de estudio, de los datos de la tabla 1.3

OBRAS HIDRÁULICAS

LATITUD NORTE	MES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
15	11.4	11.6	12.1	12.4	12.8	13.0	12.9	12.6	12.2	11.8	11.4	11.2
20	11.1	11.4	12.0	12.6	13.1	13.3	13.2	12.8	12.3	11.7	11.2	10.9

Asignando $x_1 = 15^\circ$, $y_1 = 11.4$, $x_2 = 20^\circ$, $y_2 = 11.1$, $x = 19^\circ 49' 42'' = 19.828^\circ$

$$P(19^\circ 49' 42'') = 11.1 + \left(\frac{11.4 - 11.1}{20 - 15} \right) (19.828 - 15) = 11.110$$

Obteniendo la evapotranspiración potencial del mes

$$ETP = 44.832 \left(\frac{31}{30} \right) \left(\frac{11.110}{12} \right) = 42.891 \text{ cm}$$

Se muestra a continuación el cálculo de los meses restantes.

MES	T	i	ETP'	d	N interpolado	ETP
	(°C)				19o 49' 42''	(mm)
Ene	15.107	5.334	44.832	31	11.110	42.891
Feb	16.143	5.897	51.047	28	11.407	45.290
Mar	18.426	7.205	66.132	31	12.003	68.353
Abr	20.645	8.558	82.617	30	12.497	86.039
May	22.352	9.652	96.516	31	13.090	108.792
Jun	21.824	9.309	92.104	30	13.290	102.005
Jul	20.037	8.180	77.922	31	13.190	88.504
Ago	19.621	7.924	74.787	31	12.793	82.387
Sep	19.627	7.928	74.832	30	12.297	76.684
Oct	18.544	7.275	66.963	31	11.703	67.483
Nov	16.851	6.293	55.521	30	11.207	51.852
Dic	15.758	5.686	48.691	31	10.910	45.744

$$I = 89.240$$

$$a = 1.957$$

OBRAS HIDRÁULICAS

MÉTODO DE TURC

Fórmulas:

$$ETP = a \left(\frac{T}{T+15} \right) (R_i + 50)$$

$a' = 0.40$... Meses de 30 y 31 días

$a' = 0.37$... Febrero

R_i ... 1.4.1 a la 1.4.12

Solución:

De acuerdo con el mes de estudio se asigna el coeficiente a' , se realiza la lectura de la radiación solar incidente media de acuerdo con la figuras y finalmente se determina la evapotranspiración correspondiente

En la siguiente figura se muestra la lectura de la radiación del mes de enero.



Conforme a la figura anterior el valor de la Radiación solar incidente para el mes de enero es de 365 cal/cm²/día y de la misma forma se procedería para los demás meses, presentándose en la siguiente tabla los resultados obtenidos de la aplicación del método:

OBRAS HIDRÁULICAS

MES	T	a´	Ri Lagleys/día	ETP´
	(°c)			(mm)
Ene	15.107	0.40	365	83.295
Feb	16.143	0.37	430	92.059
Mar	18.426	0.40	485	117.967
Abr	20.645	0.40	510	129.737
May	22.352	0.40	490	129.258
Jun	21.824	0.40	485	126.829
Jul	20.037	0.40	505	126.958
Ago	19.621	0.40	445	112.214
Sep	19.627	0.40	400	102.026
Oct	18.544	0.40	395	98.403
Nov	16.851	0.40	370	88.882
Dic	15.758	0.40	330	77.873

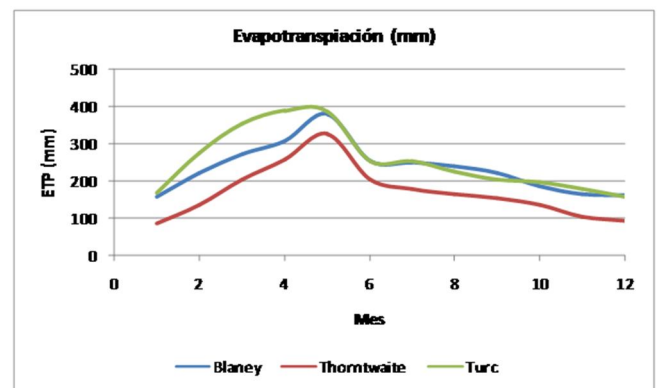
RESUMEN DE RESULTADOS

Nota: con el propósito de comparar los resultados obtenidos por los métodos descritos se muestran los resultados obtenidos en mm

MES	ETP (mm)		
	Blaney	Thorntwaite	Turc
Ene	157.91	85.782	166.59
Feb	220.272	135.87	276.177
Mar	272.513	205.059	353.901
Abr	307.951	258.117	132.737
May	378.9	326.376	387.774
Jun	253.41	204.01	253.658
Jul	248.605	177.008	253.916
Ago	238.204	164.774	224.428
Sep	220.798	153.368	204.052
Oct	184.154	134.966	196.806
Nov	162.851	103.704	177.764
Dic	159.368	91.488	155.746

Conclusión

El método más preciso para el cálculo de la ETP y el posterior coeficiente unitario de riego es el método de Blaney – Criddle, ya que éste método toma en cuenta el cultivo de la zona en estudio, además de la radiación solar y las temperaturas históricas. Estos factores dan como resultado que la ETP sea de mayor confiabilidad de los tres métodos para el diseño de obras dentro de un sistema de riego.



OBRAS HIDRÁULICAS

EJEMPLO 1.2 Se desea calcular el C.U.R. y graficarlo conforme a los datos del ejemplo 1.1, considerando que se va a dar el riego por medio de canales no revestidos y por entarquinamiento, lo cual da un coeficiente de eficiencia del riego del 60% y una eficiencia en el manejo del agua del 60%. Así mismo, de acuerdo a los análisis de las características del suelo se ha determinado que el coeficiente de infiltración es de 65% y el coeficiente de aprovechamiento en la zona radicular es del 60%.

Datos:

Tipos de cultivos
 Superficies cultivadas
 Latitud
 Temperaturas
 Precipitaciones
 $\eta_R = 0.60$
 $\eta_M = 0.60$
 $K_I = 0.65$
 $K_R = 0.60$

Incógnita:

qu (C.U.R.) = ¿?
 Gráfica C.U.R. vs. superficie acumulada

Fórmulas:

$$qu = \frac{V_{acumulado}}{Sup_{acumulada}}$$

$$V_{acumulado} = \sum_{i=1}^n V_{i \text{ demandado}} \dots i = \text{cultivo ordenados de mayor a menor } I_{R \text{ bruta}}$$

$$V_{i \text{ demandado}} = I_{R \text{ bruta diaria}} * Sup_{cultivo}$$

$$I_{R \text{ bruta diaria}} = \frac{I_{R \text{ bruta}}}{\text{Dias mes más crítico}} ; \quad I_{R \text{ bruta}} = \frac{I_{R \text{ neta}}}{\eta_R \eta_M}$$

$$I_{R \text{ neta}} = ETP - I_{LL \text{ efectiva}}$$

$$I_{LL \text{ efectiva}} = h_p K_I K_R$$

$$Sup_{acumulada} = \sum_{i=1}^n Sup_{i \text{ cultivo}} \dots i = \text{cultivo ordenados de mayor a menor } I_{R \text{ bruta}}$$

Solución:

Se calculan las láminas de riego bruta para cada mes por cada uno de los cultivos que se tengan, utilizando los valores de evapotranspiración calculados con el método de Blaney – Criddle, para posteriormente determinar los volúmenes demandados y finalmente calcular el C.U.R. Se muestra para la primera parte el cálculo de la lámina de riego bruta de enero y a continuación se tabulara el resto de los meses.

OBRAS HIDRÁULICAS

En este mes si se revisa la programación de cultivos (tabla de datos inicial del ejemplo 1.1) vemos que tendremos sembrado Melón y avena, por tanto se calculará la lámina de riego bruta para cada uno de los cultivos

Melón

$$h_p = 13.595 \text{ mm}$$

$$l_{LL \text{ efectiva}} = 13.595(0.65)(0.60) = 5.302 \text{ mm}$$

$$ETP_{\text{melón-enero}} = 70.179 \text{ mm}$$

$$l_{R \text{ neta}} = 70.179 - 5.302 = 64.877 \text{ mm}$$

$$l_{R \text{ bruta}} = \frac{64.877}{(0.60)(0.60)} = 180.213 \text{ mm}$$

Avena

$$h_p = 13.595 \text{ mm}$$

$$l_{LL \text{ efectiva}} = 13.595(0.65)(0.60) = 5.302 \text{ mm}$$

$$ETP_{\text{avena-enero}} = 87.723 \text{ mm}$$

$$l_{R \text{ neta}} = 87.723 - 5.302 = 82.241 \text{ mm}$$

$$l_{R \text{ bruta}} = \frac{82.241}{(0.60)(0.60)} = 228.948 \text{ mm}$$

Por lo tanto la lámina de riego bruta del mes de enero será la suma de las láminas correspondiente al melón y la avena.

$$l_{R \text{ bruta}} \text{ ENERO} = 180.213 + 228.948 = 409.161 \text{ mm}$$

Se procede de la misma manera para cada uno de los meses, considerando los cultivos que se tengan en ese periodo. Una vez realizados todos los cálculos se tendrá como resultado la siguiente tabla donde se consignan con ceros los cultivos que no están considerados en el mes.

Mes	hp	I _{R EFEC.} mm	ETP (mm)				I _{R NETA} (mm)				I _{R BRUTA} (mm)				Σ I _{R BRUTA} (mm)
	mm		Melón	Avena	Maíz	Jitomate	Melón	Avena	Maíz	Jitomate	Melón	Avena	Maíz	Jitomate	
Enero	13.595	5.302	70.179	87.723	0.000	0.000	64.877	82.421	0.000	0.000	180.213	228.948	0.000	0.000	409.161
Febrero	13.975	5.450	67.778	84.723	67.778	0.000	62.328	79.273	62.328	0.000	173.134	220.202	173.134	0.000	566.470
Marzo	6.55	2.555	83.852	104.814	83.852	0.000	81.297	102.260	81.297	0.000	225.825	284.055	225.825	0.000	735.706
Abril	12.643	4.931	0.000	112.667	90.134	105.156	0.000	107.736	85.203	100.225	0.000	299.267	236.675	278.403	814.345
Mayo	40.41	15.760	0.000	143.141	117.881	117.881	0.000	127.381	102.121	102.121	0.000	353.837	283.670	283.670	921.176
Junio	98.552	38.435	0.000	137.074	0.000	112.885	0.000	98.639	0.000	74.449	0.000	273.997	0.000	206.803	480.800
Julio	148.193	57.795	0.000	136.338	0.000	112.279	0.000	78.543	0.000	54.483	0.000	218.175	0.000	151.342	369.517
Agosto	137.824	53.751	0.000	130.633	107.580	0.000	0.000	76.882	53.829	0.000	0.000	213.560	149.524	0.000	363.084
Septiembre	98.58	38.446	0.000	121.073	99.707	0.000	0.000	82.626	61.261	0.000	0.000	229.518	170.168	0.000	399.686
Octubre	51.081	19.922	0.000	102.301	95.481	0.000	0.000	82.380	75.560	0.000	0.000	228.833	209.888	0.000	438.721
Noviembre	10.173	3.967	0.000	90.465	84.434	0.000	0.000	86.498	80.467	0.000	0.000	240.271	223.519	0.000	463.790
Diciembre	6.045	2.358	70.828	88.535	0.000	0.000	68.471	86.178	0.000	0.000	190.196	239.382	0.000	0.000	429.579

De acuerdo con las láminas de riego brutas, se puede apreciar que el mes más desfavorable es mayo, el cual tiene 31 días. Con esta información se procede a calcular el coeficiente unitario de riego para los cultivos del mes más desfavorable en este caso habrá cultivada Avena, Maíz y Jitomate de acuerdo con los ciclos vegetativos de la zona (mostrados en la tabla de información de ETP).

Ordenando de mayor a menor los cultivos, de acuerdo con los valores de la lámina bruta, tenemos primero la avena, a continuación el maíz y el jitomate tienen el mismo valor, por lo que se toma como

OBRAS HIDRÁULICAS

segundo orden de acomodo el cultivo con mayor área para riego, por lo que el maíz será el segundo producto y jitomate el tercero como se muestra en la tabla siguiente.

Se muestra el cálculo del C.U.R. para la avena, teniendo en cuenta que estamos analizando el mes más desfavorable.

$$l_{R \text{ bruta MAYO}} = \frac{ETP_{MAYO} - h_{pMAYO} K_I K_R}{\eta_R \eta_M} = \frac{143.14 - 40.410(0.65)(0.60)}{(0.60)(0.60)} = 353.833 \text{ mm}$$

$$l_{R \text{ bruta diaria MAYO}} = \frac{l_{R \text{ bruta MAYO}}}{\text{días de mayo}} = \frac{353.833}{31} = 11.414 \text{ mm}$$

Al calcular el volumen demandado se debe tener cuidado con la conversión de unidades para realizar correctamente los cálculos. Se muestra a continuación la conversión correcta

$$\forall_i \text{ demandado} = \frac{l_{R \text{ bruta diaria}}}{1000} \left[\text{Sup. cultivo} * (100)^2 \right] = l_{R \text{ bruta diaria}} * \text{Sup. cultivo} * 10$$

$$\forall_i \text{ demandado} = 11.414(200)(10) = 22,827.435 \text{ m}^3$$

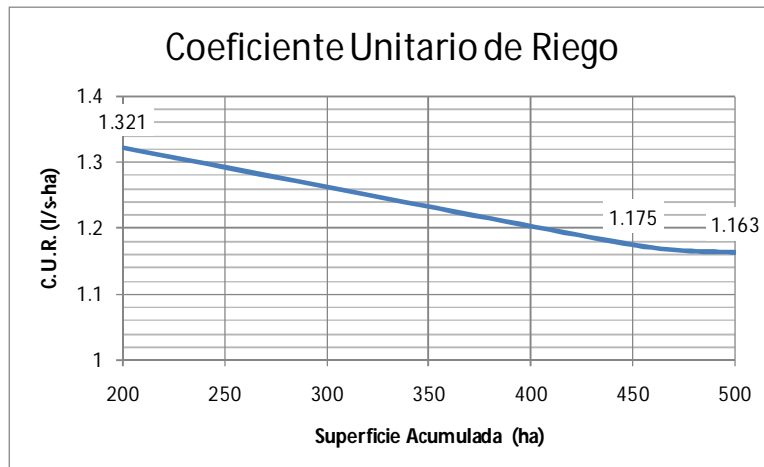
Al calcular el coeficiente unitario de riego se debe expresa el agua de riego en gasto, por lo que se dividirá entre los segundos del día (86,400 seg/día) y la superficie a regar se expresa en m², como se muestra a continuación.

$$qu = \frac{22,827.435}{86400 * [200(100)^2]} = 1.321 \times 10^{-7} \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \text{ m}^2$$

$$qu = 1.321 \times 10^{-7} \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \text{ m}^2 = 1.321 \times 10^{-3} \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \text{ ha} = 1.321 \frac{\text{lt}}{\text{s}} \text{ ha}$$

Se muestra el cálculo completo de los cultivos restantes, así como la gráfica correspondiente.

CULTIVO	I _R BRUTA	I _R BRUTA DIARIA	SUPERFICIE CULTIVADA	SUPERFICIE ACUMULADA	VOLUMEN DEMANDADO	VOLUMEN ACUMULADO	C.U.R.	
	mm	mm	ha	ha	m ³	m ³	(m ³ /s)-m ²	(l/s)-ha
AVENA	353.833	11.414	200	200	22,827.435	22,827.435	1.321x10 ⁻⁷	1.321
MAÍZ	283.667	9.151	250	450	22,876.371	45,704.306	1.175 x10 ⁻⁷	1.175
JITOMATE	283.667	9.151	50	500	4,575.500	50,279.806	1.163 x10 ⁻⁷	1.163



OBRAS HIDRÁULICAS

EJEMPLO 1.3 CALCULAR EL COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO Y EL VOLUMEN ANUAL DE RIEGO PARA EL MÓDULO Nº 1 DEL DISTRITO DE RIEGO 097 "LÁZARO CÁRDENAS", UTILIZANDO EL MÉTODO DE BLANEY-CRIDDLE, CONFORME A LA SIGUIENTE INFORMACIÓN Y CONSIDERANDO LOS COEFICIENTES DE DESARROLLO RECOMENDADOS POR LAS AUTORIDADES DEL DISTRITO DE RIEGO, CONFORME A LA EXPERIENCIA OBTENIDA EN CICLOS AGRÍCOLAS ANTERIORES:

VALORES PROMEDIO DE LAS ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS ANTÚNEZ Y CUATRO CAMINOS

LAT. N. 19° 0'

CONCEPTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
TEMP. Media °C	24.217	25.053	26.929	28.701	29.682	28.782	27.262	27.069	26.512	26.476	25.689	24.616
PRECIP. Media (mm)	19.082	4.000	9.500	9.300	32.500	116.300	178.000	160.600	159.500	47.900	10.300	13.000

POR LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO SE TIENE UN COEFICIENTE DE INFILTRACIÓN DEL 68%

Y EL COEFICIENTE DE APROVECHAMIENTO EN LA ZONA RADICULAR DEL 60%

LA EFICIENCIA GLOBAL DE RIEGO (MANEJO Y APLICACIÓN DEL RIEGO), CON EL NUEVO SISTEMA ES DE 53%

PROGRAMA DE CULTIVO DEL MÓDULO 1

CULTIVO	CICLO VEGETATIVO			FECHAS DE SIEMBRA			SUPERFICIE DE RIEGO (ha)		
	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO
ARROZ	150 DÍAS	150 DÍAS		15 DIC AL 15 MAY	1 JUN AL 30 NOV		300	1,100	
FRIJOL	90 DÍAS			1 DIC AL 31 MAR			150		
MAÍZ	150 DÍAS	150 DÍAS		1 DIC AL 31 MAY	20 MAY AL 20 OCT		280	175	
HORTALIZAS	90 DÍAS	90 DÍAS		1 DIC AL 31 MAR	15 MAY AL 31 AGO		40	85	
PEPINO	45 DÍAS			1 OCT AL 31 DIC			570		
SORGO FORRAJERO	90 DÍAS	90 DÍAS		1 OCT AL 31 ENE	1 JUN AL 30 SEP		70	40	

OBRAS HIDRÁULICAS

CULTIVO	CICLO VEGETATIVO			FECHAS DE SIEMBRA			SUPERFICIE DE RIEGO (ha)		
	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO
MANGO	PERENNE						2100		
O. FRUTALES	PERENNE						37		
O. PASTOS	PERENNE						190		
PAPAYA	PERENNE						8		
TORONJA	PERENNE						13		
SUPERFICIE TOTAL POR CICLO							3,829	3,819	2,348

Solución:

MÉTODO DE BLANEY-CRIDDLE

$$ETP = Kg F$$

DONDE:

ETP = Evapotranspiración potencial mensual, en cm.

Kg = Coeficiente global de desarrollo, que varía entre 0.5 y 1.2

F = Factor de temperatura y luminosidad

$$F = P ((T + 17.8) / 21.8)$$

P = Porcentaje de horas de sol del mes con respecto al año

T = Temperatura media mensual del aire en °C.

OBRAS HIDRÁULICAS

PARÁMETRO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DECIEMBRE
P	7.790	7.280	8.410	8.510	9.110	8.970	9.200	8.920	8.280	8.190	7.630	7.710
F	15.014	14.310	17.256	18.153	19.842	19.167	19.017	18.359	16.830	16.634	15.221	15.001
CULTIVO	ARROZ	ARROZ	ARROZ	ARROZ	ARROZ/2	ARROZ/2	ARROZ	ARROZ	ARROZ	ARROZ	ARROZ/2	ARROZ/2
Kg =	1.15	1.3	1.3	1.3	1.1	1.1	1.15	1.3	1.1	1.1	1.1	1.1
ETP (mm) =	172.667	186.036	224.323	235.983	109.133	105.418	218.697	238.669	185.133	182.975	83.717	82.507
CULTIVO	FRÍJOL	FRÍJOL	FRÍJOL/2									FRÍJOL/2
Kg =	1.05	0.95	0.95									0.4
ETP (mm) =	157.652	135.949	81.964									30.003
CULTIVO	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ/2		MAÍZ/2
Kg =	0.5	1.2	1.1	1.1	0.5	1.2	1.2	1.1	1.1	1.1		0.5
ETP (mm) =	75.072	171.725	189.812	199.678	99.212	230.003	228.205	201.951	185.133	182.975		37.503
CULTIVO	HORTA.	HORTA.	HORT/2		HORT/2	HORTA.	HORTA.	HORT/2				HORT/2
Kg =	0.6	0.6	0.6		0.6	0.6	0.6	0.6				0.6
ETP (mm) =	90.087	85.863	51.767		59.527	115.002	114.103	55.077				45.004
CULTIVO										PEPINO/2	PEPINO	PEPINO/2
Kg =										0.4	1	0.8
ETP (mm) =										33.268	152.213	60.005
CULTIVO	SORGO/2					SORGO/2	SORGO	SORGO	SORGO/2	SORGO/2	SORGO	SORGO
Kg =	0.5					0.4	1.2	1.2	0.5	0.4	1.2	1.2
ETP (mm) =	37.536					38.334	228.205	220.310	42.076	33.268	182.655	180.015
Kg POR CULTIVO	LIMÓN	0.800	MANGO	0.800	O. FRUTALES	0.800	O. PASTOS	0.750	PAPAYA	0.900	TORONJA	0.800
ETP limón (mm) =	120.116	114.484	138.045	145.220	158.739	153.335	152.137	146.873	134.642	133.073	121.770	120.010
ETP mango (mm) =	120.116	114.484	138.045	145.220	158.739	153.335	152.137	146.873	134.642	133.073	121.770	120.010
ETP O. frutales (mm) =	120.116	114.484	138.045	145.220	158.739	153.335	152.137	146.873	134.642	133.073	121.770	120.010
ETP O. pastos (mm) =	112.609	107.328	129.417	136.144	148.818	143.752	142.628	137.694	126.227	124.756	114.159	112.510
ETP papaya =	135.130	128.794	155.301	163.373	178.581	172.502	171.154	165.232	151.472	149.707	136.991	135.012
ETP toronja (mm) =	120.116	114.484	138.045	145.220	158.739	153.335	152.137	146.873	134.642	133.073	121.770	120.010
SUMA ETP (mm)	1,261.217	1,273.631	1,384.766	1,316.058	1,230.226	1,870.375	1,711.540	1,856.489	1,274.460	1,239.242	1,156.815	1,162.600

OBRAS HIDRÁULICAS

LÁMINA DE LLUVIA
EFECTIVA

$K_i = 68\%$ $K_r = 60\%$

$I_{LL} =$	7.786	1.632	3.876	3.794	13.260	47.450	72.624	65.525	65.076	19.543	4.202	5.304
------------	-------	-------	-------	-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	-------	-------

LÁMINAS DE RIEGO NETAS MENSUALES POR CULTIVO (mm)

CULTIVO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
ARROZ	164.881	184.404	220.447	232.188	102.503	81.693	146.073	173.144	120.057	163.432	81.616	79.855
FRÍJOL	149.867	134.317	78.088									24.699
MAIZ	67.287	170.093	185.936	195.883	85.952	182.553	155.581	136.426	120.057	173.204		34.851
HORTALIZA	82.301	84.231	49.829		52.897	67.551	41.479	22.315				42.352
PEPINO										23.497	148.010	57.353
SORGO	33.643					14.609	155.581	154.785	9.538	23.497	178.453	174.711
LIMÓN	112.330	112.852	134.169	141.426	145.479	105.885	79.513	81.348	69.566	113.530	117.568	114.706
MANGO	112.330	112.852	134.169	141.426	145.479	105.885	79.513	81.348	69.566	113.530	117.568	114.706
O. FRUTALES	112.330	112.852	134.169	141.426	145.479	105.885	79.513	81.348	69.566	113.530	117.568	114.706
O. PASTOS	104.823	105.696	125.541	132.349	135.558	96.302	70.004	72.169	61.151	105.213	109.957	107.206
PAPAYA	127.345	127.162	151.425	159.578	165.321	125.052	98.530	99.707	86.396	130.164	132.789	129.708
TORONJA	112.330	112.852	134.169	141.426	145.479	105.885	79.513	81.348	69.566	113.530	117.568	114.706
SUMA LÁMINA NETA	1,179.468	1,257.311	1,347.944	1,285.702	1,124.146	991.299	985.300	983.939	675.464	1,073.125	1,121.095	1,109.560

OBRAS HIDRÁULICAS

LÁMINAS DE RIEGO BRUTAS MENSUALES POR CULTIVO (mm)

CULTIVO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
ARROZ	311.096	347.932	415.938	438.091	193.402	154.137	275.609	326.687	226.523	308.363	153.992	150.670
FRIJOL	282.767	253.429	147.336	0	0	0	0	0	0	0	0	46.601
MAÍZ	126.956	320.931	350.823	369.591	162.173	344.439	293.550	257.407	226.523	326.800	0	65.757
HORTALIZA	155.286	158.926	94.017	0	99.806	127.455	78.262	42.104	0	0	0	79.909
PEPINO	0	0	0	0	0	0	0	0	0	44.333	279.264	108.213
SORGO	63.478	0	0	0	0	27.563	293.550	292.047	17.996	44.333	336.703	329.644
LIMÓN	211.944	212.928	253.149	266.841	274.488	199.783	150.024	153.487	131.257	214.207	221.826	216.427
MANGO	211.944	212.928	253.149	266.841	274.488	199.783	150.024	153.487	131.257	214.207	221.826	216.427
O. FRUTALES	211.944	212.928	253.149	266.841	274.488	199.783	150.024	153.487	131.257	214.207	221.826	216.427
O. PASTOS	197.779	199.427	236.870	249.716	255.769	181.701	132.084	136.167	115.379	198.515	207.466	202.275
PAPAYA	240.273	239.928	285.707	301.091	311.927	235.947	185.906	188.127	163.012	245.592	250.545	244.731
TORONJA	211.944	212.928	253.149	266.841	274.488	199.783	150.024	153.487	131.257	214.207	221.826	216.427
SUMA LÁMINA NETA	2,225.411	2,372.284	2,543.290	2,425.854	2,121.030	1,274.460	1,870.375	1,856.489	1,274.460	2,024.764	2,115.274	2,093.509

CONFORME A LO ANTERIOR EL MES CRÍTICO ES **MARZO** Y CONFORME A LAS LÁMINAS BRUTAS SE GENERA EL COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO

Para calcular el Coeficiente Unitario de Riego se genera la siguiente tabla:

OBRAS HIDRÁULICAS

CULTIVO	I _R BRUTA (mm)	I _R B. DÍA (mm)	SUPERFICIE (ha)	VOL. (Mm3)	SUP. Acum (ha)	VOL. Acum (Mm3)	C.U.R. (lt/s/ha)
ARROZ	415.938	13.417	300	1.2478	300	1.2478	1.552936
MAÍZ	350.823	11.317	280	0.9823	580	2.2301	1.435571
PAPAYA	285.707	9.216	8	0.0229	588	2.2530	1.430553
MANGO	253.149	8.166	2100	5.3161	2688	7.5691	1.051333
LIMÓN	253.149	8.166	71	0.1797	2759	7.7488	1.0486
O. FRUTALES	253.149	8.166	37	0.0937	2796	7.8425	1.047232
TORONJA	253.149	8.166	13	0.0329	2809	7.8754	1.046759
O. PASTOS	236.870	7.641	190	0.4501	2999	8.3255	1.036471
FRÍJOL	147.336	4.753	150	0.2210	3149	8.5465	1.013303
HORTALIZA	94.017	3.033	40	0.0376	3189	8.5841	1.004996

Conforme a lo anterior la gráfica del CUR para el módulo 1 del Distrito de riego 097 "Lázaro Cárdenas", en Nueva Italia, es:

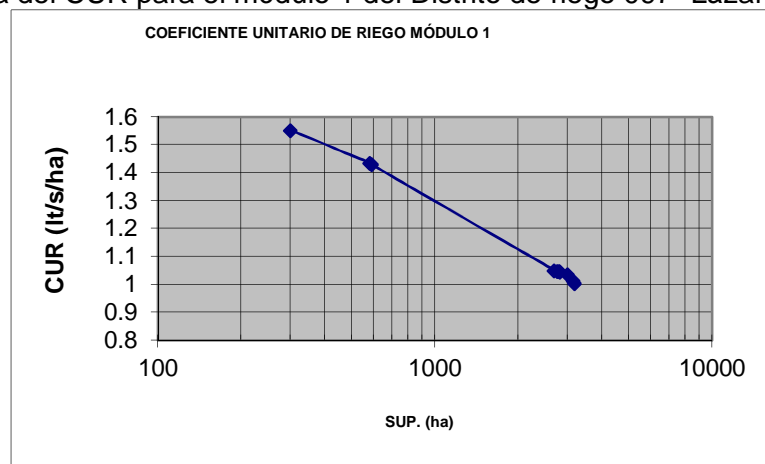


Figura 1.5

OBRAS HIDRÁULICAS

SUPERFICIES CULTIVADAS MENSUALMENTE POR CULTIVO (ha)

CULTIVO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
ARROZ	300.0	300.0	300.0	300.0	150.0	550.0	1,100.0	1,100.0	1,100.0	1,100.0	550.0	150.0
FRÍJOL	150.0	150.0	150.0									150.0
MAÍZ	280.0	280.0	280.0	280.0	227.5	175.0	175.0	175.0	175.0	87.5		140.0
HORTALIZA	40.0	40.0	20.0		42.5	85.0	85.0	42.5				20.0
PEPINO										285.0	570.0	285.0
SORGO	35.0					20.0	40.0	40.0	20.0	35.0	70.0	70.0
LIMÓN	71.0	71.0	71.0	71.0	71.0	71.0	71.0	71.0	71.0	71.0	71.0	71.0
MANGO	2,100.0	2,100.0	2,100.0	2,100.0	2,100.0	2,100.0	2,100.0	2,100.0	2,100.0	2,100.0	2,100.0	2,100.0
O. FRUTALES	37.0	37.0	37.0	37.0	37.0	37.0	37.0	37.0	37.0	37.0	37.0	37.0
O. PASTOS	190.0	190.0	190.0	190.0	190.0	190.0	190.0	190.0	190.0	190.0	190.0	190.0
PAPAYA	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0
TORONJA	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0
SUMA SUP. CULT.	3,224.0	3,189.0	3,169.0	2,999.0	2,839.0	3,249.0	3,819.0	3,776.5	3,714.0	3,926.5	3,609.0	3,234.0

VOLÚMENES MENSUALES DEMANDADOS DE RIEGO (Mm3)

CULTIVO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
ARROZ	0.933	1.044	1.248	1.314	0.290	0.848	3.032	3.594	2.492	3.392	0.847	0.226
FRÍJOL	0.424	0.380	0.221	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.070
MAÍZ	0.355	0.899	0.982	1.035	0.369	0.603	0.514	0.450	0.396	0.286	0.000	0.092
HORTALIZA	0.062	0.064	0.019	0.000	0.042	0.108	0.067	0.018	0.000	0.000	0.000	0.016
PEPINO	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.126	1.592	0.308
SORGO	0.022	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.117	0.117	0.004	0.016	0.236	0.231
LIMÓN	0.150	0.151	0.180	0.189	0.195	0.142	0.107	0.109	0.093	0.152	0.157	0.154
MANGO	4.451	4.471	5.316	5.604	5.764	4.195	3.151	3.223	2.756	4.498	4.658	4.545
O. FRUTALES	0.078	0.079	0.094	0.099	0.102	0.074	0.056	0.057	0.049	0.079	0.082	0.080
O. PASTOS	0.376	0.379	0.450	0.474	0.486	0.345	0.251	0.259	0.219	0.377	0.394	0.384
PAPAYA	0.019	0.019	0.023	0.024	0.025	0.019	0.015	0.015	0.013	0.020	0.020	0.020
TORONJA	0.028	0.028	0.033	0.035	0.036	0.026	0.020	0.020	0.017	0.028	0.029	0.028
VOL. MENS. DEM.	6.900	7.513	8.565	8.774	7.309	6.366	7.327	7.861	6.039	8.974	8.015	6.154

CONFORME AL MÉTODO DE BLANEY - CRIDDLE EL VOLUMEN ANUAL DEMANDADO ES IGUAL A

89.798 Mm3

Capítulo 2

Riego a gravedad

Antes de entrar en materia a los diferentes tipos de riego a gravedad, es importante mencionar los diferentes tipos de métodos que existen para la distribución del agua a los usuarios y que se pueden clasificar de la siguiente forma:

- a) Por tandeos o rotación.
- b) Por demanda libre.
- c) Por flujo continuo.

En el proceso que se sigue al proyectar un sistema de riego uno de los pasos es el de seleccionar el método de distribución más conveniente con el fin de alcanzar los mejores resultados económicos y de funcionamiento en los aspectos agrícolas.

En la aplicación de cualquiera de estos la meta es proporcionar al suelo el volumen complementario del agua de lluvia que satisfaga las necesidades del complejo Suelo – Planta.

a).- Método por Tandeos o Rotación. Se denomina también método por turnos. Los canales llevan un flujo intermitente según un régimen prefijado.

Es el adecuado para proporcionar por la red un caudal relativamente grande durante un periodo más o menos corto, aplicando el agua a los cultivos en temporadas fijas y determinadas de antemano.

Cuando un grupo de usuarios ha terminado el riego de sus parcelas, se le suspende el suministro de agua y el caudal en el canal se pone a disposición de otro grupo, hasta completar el tandeo de todos los usuarios comprendidos en toda la superficie tributaria del canal. La práctica de este exige la disciplina estricta por parte de los agricultores y una supervisión del personal de operación para que se cumplan los calendarios de riego. Se emplea en superficies extensas de suave relieve con suelos uniformes donde se practica el monocultivo.

b).- Método por Demanda Libre. El suministro deberá hacerse en el momento y en la cantidades solicitada por el agricultor, dentro de los planes generales fijados por el programa de riegos. Para su aplicación eficiente y económica conviene que el agricultor a cuyo juicio pueda elegir cuando efectuar el riego, tenga conocimientos y experiencia necesaria y además necesita asesoría técnica especializada en agricultura.

c).- Método por Flujo Continuo. En la distribución por flujo continuo se entrega al agricultor un caudal constante en las 24 hrs. del día durante toda la temporada de riego o intermitente, pero por caudal constante en determinados periodos de la temporada según resulten las necesidades de agua de los cultivos.

OBRAS HIDRÁULICAS

La operación de estos canales es más sencilla que por los métodos anteriores debido a las pocas fluctuaciones del caudal manejado su aplicación se limita a grandes extensiones con amplia diversificación de cultivos con lo cual se tiende a dar un mejor promedio de superficie servida por canal.

El riego a gravedad o superficial, es la aplicación uniforme del agua en la cantidad y periodicidad adecuada y en la forma más conveniente a fin de que tal cultivo al que se aplica produzca el mayor rendimiento económico sin provocar desperdicios del uso del agua y del suelo.

En todos los métodos de riego superficial el agua es derivada hacia el campo en el punto más alto y escurre hacia las elevaciones más baja, con un volumen que va disminuyendo conforme se mueve pendiente abajo, debido a la infiltración en el suelo, por lo tanto para obtener uniformidad en la distribución del agua debe seleccionarse el tamaño y pendiente adecuada del área por irrigar, regulando el gasto de acuerdo al tipo de suelo y la profundidad de raíces del cultivo que va a ser regado.

Para su identificación los riegos a gravedad se pueden clasificar de la forma siguiente:

- A. Riego por entarquinamiento. Es el más sencillo y más utilizado para su aplicación se divide el terreno en pequeñas superficies que sean aproximadamente planas construyéndose bordos alrededor de estas, contando así con estanques en los cuales el agua puede ser controlada una vez que son llenados con la cantidad deseada, permaneciendo está en la superficie hasta que se infiltra totalmente o bien en exceso es drenado. El tamaño de los estanques está en función de la pendiente del terreno y del tipo de suelo, varía desde 1 m^2 a 75 m^2 y los bordos a construir para formar los estanques deberán de cumplir lo especificado en la Figura 2.1

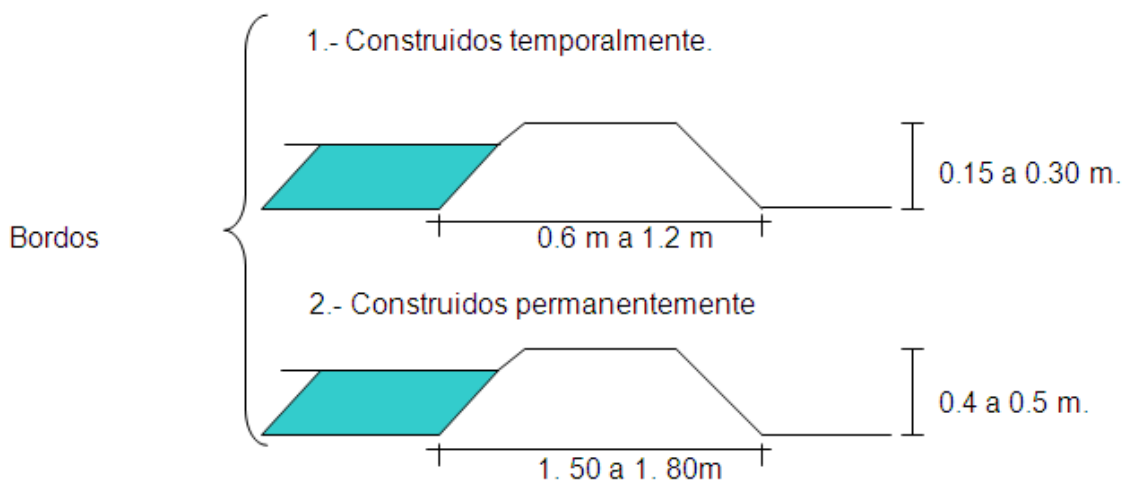


Figura 2.1 Dimensiones de Bordos en canales

OBRAS HIDRÁULICAS

- B. Método de terrazas. Se aplica a cultivos como arroz, algodón, maíz, alfalfa, pastos y frutales. Desventajas; los bordos interfieren en el movimiento de la maquinaria agrícola, reduce la superficie aprovechable para el cultivo, dificulta el drenaje por lo plano de la superficie.
- C. Riego por inundación libre. El agua se descarga al terreno por medio de una regadera, localizada en la parte alta del terreno dejando fluir el agua sobre la superficie del suelo en el sentido de la pendiente (ver Figura 2.2), sin contar con los bordos que detienen su movimiento. En la parte baja del terreno se construyen bordos para redistribuir el agua que tiende a concentrarse.

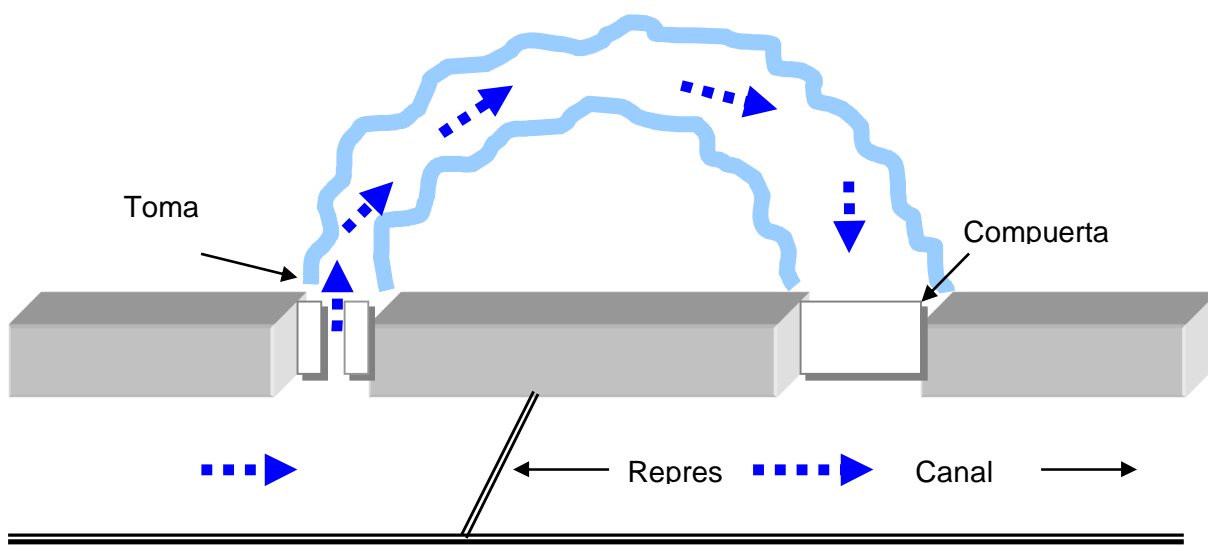


Figura 2.2 Esquema del retorno del agua en exceso en riego por inundación libre

Este método es usado para riego de cultivos poco remunerativos en terrenos de pendientes en donde la uniformidad de la distribución del agua no es muy importante.

En suelos de textura pesada y en regiones donde no hay escasez de agua. Para que se tenga un buen funcionamiento se requiere de buena experiencia en la selección del tamaño y localización de las tomas.

- D. Riego por melgas. Método apropiado para terrenos de más de 4 hectáreas de superficie, se requieren gastos relativamente grandes. Ideal para regar suelos profundos con textura media y permeable.

Para cultivos de raíces profundas como alfalfa, frutales y viñedos. La pendiente debe ser uniforme y moderada, de lo contrario causara erosión en el suelo.

OBRAS HIDRÁULICAS

Se recomienda que los primeros 10 a 15 m de la melga sean planos para que se distribuya uniformemente el agua antes de escurrir (ver Figura 2.3).

Se puede suspender la aplicación de la agua cuando ya se ha llenado aproximadamente las $\frac{3}{4}$ partes de las melga, ya que el sobrante puede terminar el regado hasta el fin.

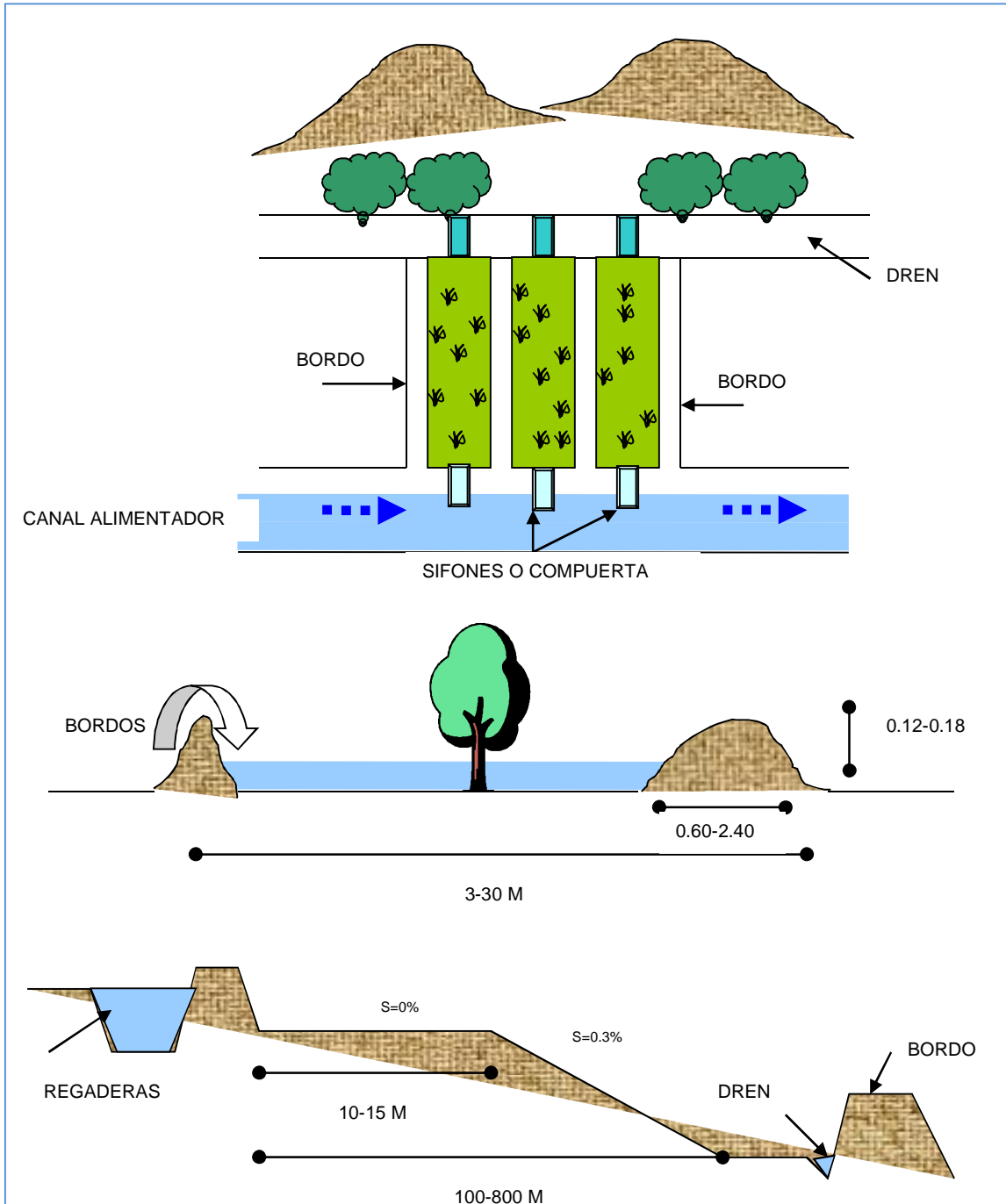


Figura 2.3 Esquema de riego por melgas y dimensiones características

OBRAS HIDRÁULICAS

- E. Riego por surcos. Los surcos son pequeños canales de sección transversal en forma de "V", como se muestra en la Figura 2.4

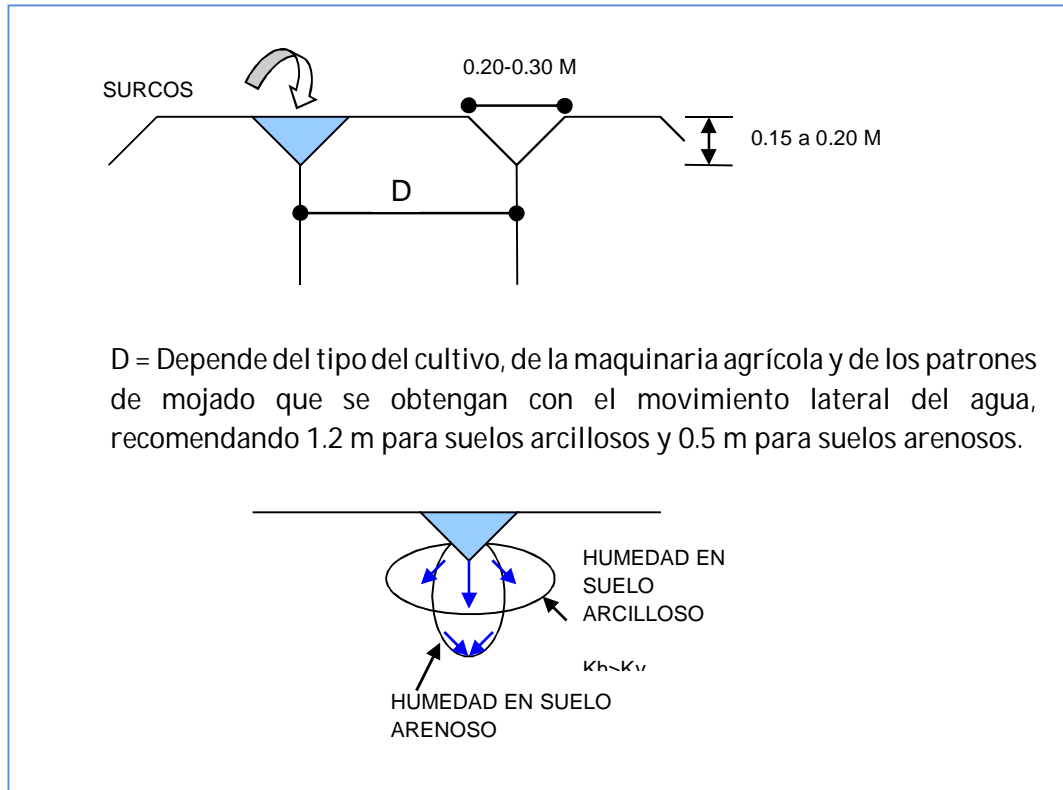


Figura 2.4 Dimensiones características en surcos

El surco se adapta a cultivos que son sensibles a los excesos de humedad o que no puedan ser cubiertos por el agua (cultivos en hileras como leguminosas, algodón, betabel, maíz, papa, etc.), para su correcto funcionamiento se debe de tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La pendiente debe ser $\leq 2\%$ para evitar la erosión excesiva.
- La longitud está limitada por el tamaño y forma del terreno, tipo de suelo y pendiente del terreno, conforme a lo siguiente:

L = 150 m.	—————>	Suelos arenosos.
L = 200 m.	—————>	Suelos francos.
L = 250 m.	—————>	Suelos arcillosos.

El agua se introduce a los suelos, por medio de estructuras con compuertas o sifones; Siempre que sea posible los surcos deben ser rectos y paralelos a uno de los extremos del terreno; Considerando la topografía existen diferentes tipos de surcos en contorno, en terrazas, en zigzag y corrugaciones.

OBRAS HIDRÁULICAS

- F. Riego por surcos en contorno. Utilizados en topografía muy accidentada, siguen las curvas de nivel (ver Figura 2.5).

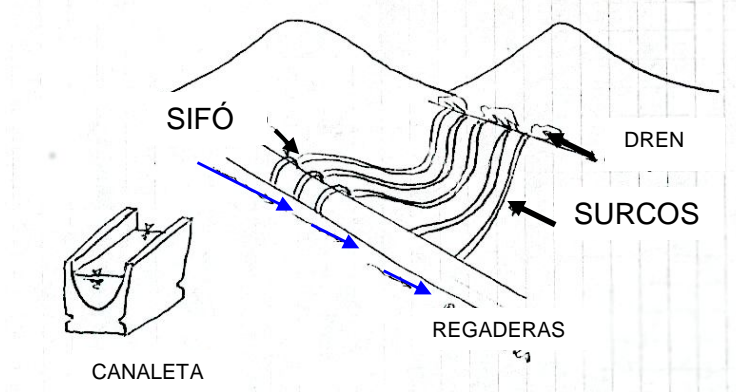


Figura 2.5 Esquema de surcos en contorno

Para dar curvas debe considerarse el tipo de drenaje para desalojar el exceso de agua sobrante o el agua de lluvia.

Los suelos arenosos y los que se agrietan al secarse no deben ser regados con este método.

2.1 LOCALIZACIÓN Y DISEÑO DE CANALES

Generalidades. - En un proyecto de irrigación la parte que comprende el diseño de los canales y obras de arte, si bien es cierto que son de vital importancia en el costo de la obra, no es lo más importante puesto que el caudal, factor clave en el diseño y el más importante en un proyecto de riego, es un parámetro que se obtiene sobre la base del tipo de suelo, cultivo, condiciones climáticas, métodos de riego, etc., es decir mediante la conjunción de la relación agua – suelo – planta y la hidrología, de manera que cuando se trata de una planificación de canales, el diseñador tendrá una visión más amplia y será más eficiente, motivo por lo cual el ingeniero agrícola destaca y predomina en un proyecto de irrigación.

2.1.1 Planificación del canal de conducción y la red de distribución

Para una adecuada planeación en la localización y diseño de los canales que conformarán una zona de riego a gravedad, en la Figura 2.6 se muestra las partes que la integran, con la finalidad de ubicar al alumno la parte que ocupan los canales de conducción en el diseño de la infraestructura total que la conforman.

OBRAS HIDRÁULICAS

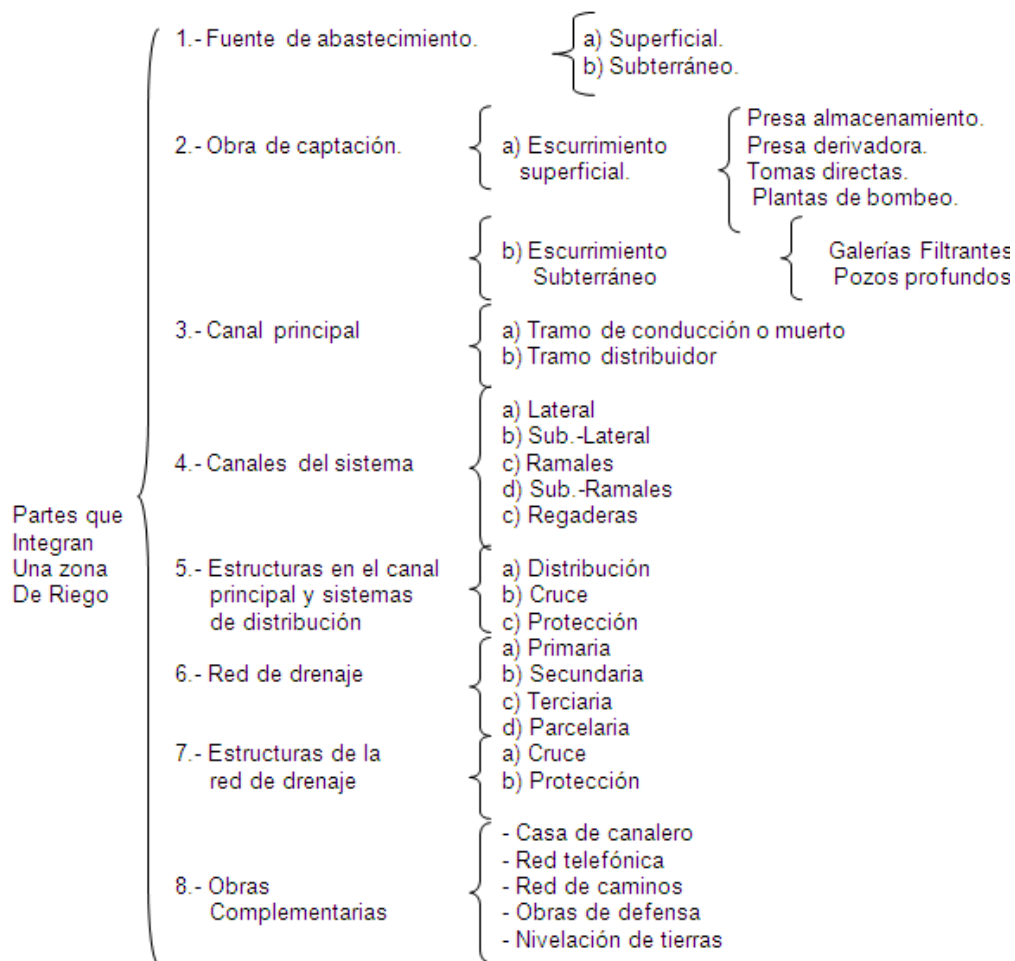
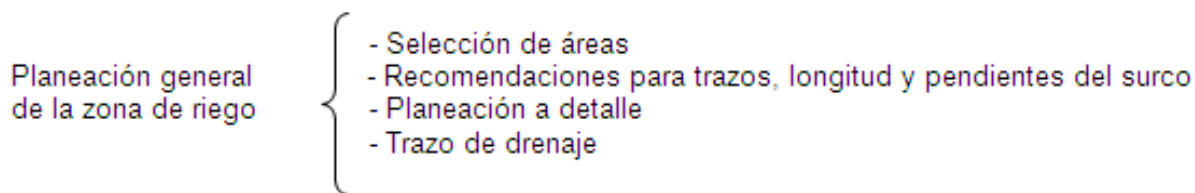


Figura 2.6 Partes que conforman una zona de riego

Para la planeación general se recomienda seguir el siguiente orden:



La planeación a detalle se realizará tomando en cuenta lo siguiente factores:

- a) En cada caso se deberá fijar la superficie media del lote dominada con una toma granja (TG) cada lote se subdividirá en parcelas y cada una de las cuales se abastecerá con agua que tenga medida mediante una estructura aforadora instalada en la toma del lote.

OBRAS HIDRÁULICAS

- b) La toma granja (TG) deberá localizarse en punto tal que pueda dominar toda la superficie del mismo, procurando que no tenga una distancia mayor a 1 km al punto más alejado del lote.
- c) Cada lote deberá tener acceso a un canal, a un dren y a un camino de servicio.
- d) Superficie del lote; Superficie bruta es la comprendida dentro de los límites del lote. Superficie neta; es la superficie bruta menos la superficie que corresponde a los derechos de vía, ocupado por construcciones, canales, drenes, caminos, zonas elevadas que no pueden regarse (es el 85% al 95% de la superficie bruta).
- e) Dependiendo del tipo de terreno que se tenga en la zona de estudio se deberá proponer las longitudes máximas de los surcos y las regaderas, pero de preferencia se deberá de tomar las siguientes recomendaciones:

Surcos. $L \leq 200$ m

Regaderas. L de 200 a 400 dependiendo de la textura

- f) La planeación se realiza en las siguientes etapas:
 - f.1). Se formulara una planeación a una escala de 1:50,000 indicando localización del canal principal, sistema de distribución. Drenes y caminos dando una solución atendiendo a la topografía.
 - f.2). Basándose en el plano anterior se hará una planeación a escala 1:20,000 partiendo de la superficie media del lote indicando las TG, se marcan con color los terrenos que quedando dentro de la zona de riego que no sean dominados o que no puedan ser utilizados para la agricultura, tales como:
 - Camino principal y vecinales (rosa)
 - Ríos y lagunas (azul)
 - Arroyos y drenes (verde)
 - Superficies altas dentro de la zona de riego (café claro)
 - Zonas urbanas (café oscuro)

Haciendo uso del plano agrológico se delimitan los terrenos por sus características que posteriormente se beneficiaría con el proyecto.

Utilizando el plano de tenencia de la tierra se marcan los linderos de los pequeños propietarios, zonas ejidales y comunales.

- f.3). Después se elabora una planeación a escala 1:5000 con el fin de afinar la localización de los canales y drenes respetando hasta donde sea posible los linderos de las propiedades.
- f.4). Con base a la planeación elaborada anteriormente y una vez aprobada esta, se hará el trazo en el campo del canal principal y canales distribuidores y drenes, para su ajuste de acuerdo con la topografía real y además se localizaran las estructuras correspondientes.

OBRAS HIDRÁULICAS

Posterior a la planeación se deberá de continuar con las actividades que dan pie a la localización en campo de los canales:

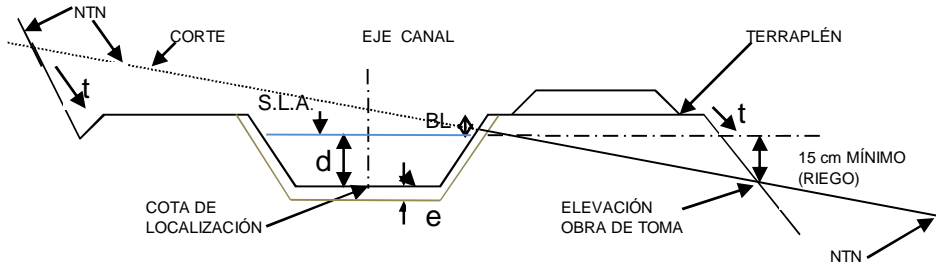
- A) Reconocimiento del terreno.- Se recorre la zona, anotándose todos los detalles que influyen en la determinación de un eje probable de trazo, determinándose el punto inicial y el punto final.
- B) Trazo preliminar.- Se procede a levantar la zona con una brigada topográfica, clavando en el terreno las estacas de la poligonal preliminar y luego el levantamiento con teodolito, posteriormente a este levantamiento se nivelará la poligonal y se hará el levantamiento de secciones transversales, estas secciones se harán de acuerdo a criterio, si es un terreno con una alta distorsión de relieve, la sección se hace a cada 5 m, si el terreno no muestra muchas variaciones y es uniforme la sección es máximo a cada 20 m.
- C) Trazo definitivo.- Con los datos de (b) se procede al trazo definitivo, teniendo en cuenta la escala del plano, la cual depende básicamente de la topografía de la zona y de la precisión que se desea:
 - Terrenos con pendiente transversal mayor a 25%, se recomienda escala de 1:500.
 - Terrenos con pendiente transversal menor a 25%, se recomienda escalas de 1:1000 a 1:2000.

2.1.2 Localización del canal de conducción y la red de distribución

El canal de conducción es aquel que domina toda la superficie regada y abastece al sistema de canales laterales y para su localización se recomienda seguir la siguiente metodología:

- 1) La ruta más conveniente que deberá seguir se marcará en los planos topográficos, buscando en general las partes más altas que permitan dominar la mayor superficie posible de las tierras por regar.
- 2) Cuando la zona de riego queda distante de la obra de captación, se hacen varias alternativas de rutas posibles; al canal principal se le denomina tramo muerto o de conducción.
- 3) Cuando la localización es en ladera la cubeta deberá ir completamente enterrada por seguridad del canal (ver Figura 2.7), ya que este debe ir en terreno firme, además debe dejarse una banqueteta que tiene como fin la de maniobrar la construcción del mismo y posteriormente para la operación y mantenimiento.
- 4) La superficie libre del agua debe dominar los terrenos de riego, de manera que las tomas granja (TG) y las tomas laterales alimentadas tengan carga suficiente desde el inicio.

OBRAS HIDRÁULICAS



SIMBOLOGÍA

NTN = nivel de terreno natural

d = tirante

t = talud

S.L.A. = superficie libre de agua

e = espesor de revestimiento

B.L. = borde libre

Figura 2.7 Corte de un canal en una ladera o en terraza

Para calcular la pendiente promedio del tramo de canal se utilizará la siguiente ecuación:

$$\text{PENDIENTE: } S_{prom} = \frac{\text{Elev. Salida OT.} - \text{Elev. más alejada}}{\text{longitud}} \quad (2.1)$$

- 5) El canal principal se localiza fijando la elevación de la superficie libre del agua en el sitio de derivación propuesto, se considera la elevación de los terrenos de riego en su inicio y en su parte más alejada, determinando entre estos el desnivel, se deduce un desarrollo aproximado y determina una pendiente media.
- 6) Con la pendiente y con la elevación de la superficie libre del agua propuesta, se va localizando el eje del canal siguiendo una curva de nivel. Se toma en cuenta de manera aproximada las pérdidas de carga con el desnivel necesario.
- 7) Para el buen funcionamiento del canal cuando este cruce un arroyo o accidentes donde se requiera construir una estructura (puentes canal, sifones, rápidas, caídas), se deberán de indicar en el plano de planeación, ya que se deberán de tomar en cuenta para el análisis económico comparativo.
- 8) Es necesario tomar en cuenta los estudios geológicos para guiarse en la localización del canal y que quede en las mejores condiciones de seguridad y estabilidad, así como definir el talud más conveniente que debe tener.
- 9) Los pozos de prueba para conocer las condiciones geológicas se harán cada 500 m en la zona de riego y cada 200 m en el canal principal, una vez que se ha escogido el trazo definitivo. Se efectuará también pruebas de permeabilidad para determinar si es necesario el revestimiento de los canales
- 10) Se debe localizar la parte final del canal de modo que pueda descargar a un arroyo, río o dren.
- 11) Para el control de la línea que se va dibujando y midiendo el cadenamamiento, para lo cual se lleva un registro de las elevaciones de la forma siguiente:

OBRAS HIDRÁULICAS

Estación	Distancia	S	Δh	Elev.	Notas

- 12) Después se procede a marcar el trazo sobre el terreno estacando a cada 20 m, se nivela la línea trazada para obtener el perfil de los canales que tiene por objeto la adaptación de la localización al terreno para evitar cortes o terraplenes excesivos que pueden encarecer la obra.
- 13) Radios mínimos en canales. En el diseño de canales, el cambio brusco de dirección se sustituye por una curva cuyo radio no debe ser muy grande, y debe escogerse un radio mínimo, dado que al trazar curvas con radios mayores al mínimo no significa ningún ahorro de energía, es decir la curva no será hidráulicamente más eficiente, en cambio sí será más costoso al darle una mayor longitud o mayor desarrollo.

Las siguientes tablas indican radios mínimos según el autor o la fuente:

Tabla 2.1 Radio mínimo en canales abiertos para $Q \geq 10 \text{ m}^3/\text{s}$

Capacidad del canal	Radio mínimo
Hasta $10 \text{ m}^3/\text{s}$	3 * ancho de la base
De 10 a $14 \text{ m}^3/\text{s}$	4 * ancho de la base
De 14 a $17 \text{ m}^3/\text{s}$	5 * ancho de la base
De 17 a $20 \text{ m}^3/\text{s}$	6 * ancho de la base
De $20 \text{ m}^3/\text{s}$ a mayor	7 * ancho de la base

NOTA: Los radios mínimos deben ser redondeados hasta el próximo metro superior

Fuente: "International Institute For Land Reclamation And Improvement" ILRI, Principios y Aplicaciones del Drenaje, Tomo IV, Wageningen The Netherlands 1978.

Tabla 2.2 Radio mínimo en canales abiertos en función del espejo de agua

CANALES DE RIEGO		CANALES DE DRENAJE	
Tipo	Radio	Tipo	Radio
Sub – canal	4T	Colector principal	5T
Lateral	3T	Colector	5T
Sub – lateral	3T	Sub – colector	5T

Siendo T el ancho superior del espejo del agua

Fuente: Salzgitter Consult GMBH "Planificación de Canales, Zona Piloto Ferreñafe" Tomo II/ 1- Proyecto Tinajones – Chiclayo 1984.

OBRAS HIDRÁULICAS

Tabla 2.3 Radio mínimo en canales abiertos para $Q \leq 20 \text{ m}^3/\text{s}$

Capacidad del canal	Radio mínimo (m)
$20 \text{ m}^3/\text{s}$	100
$15 \text{ m}^3/\text{s}$	80
$10 \text{ m}^3/\text{s}$	60
$5 \text{ m}^3/\text{s}$	20
$1 \text{ m}^3/\text{s}$	10
$0,5 \text{ m}^3/\text{s}$	5

Fuente: Ministerio de Agricultura y Alimentación, Boletín Técnico N- 7 "Consideraciones Generales sobre Canales Trapezoidales" Lima 1978.

Sobre la base de estas tablas se puede seleccionar el radio mínimo que más se ajuste a nuestro criterio.

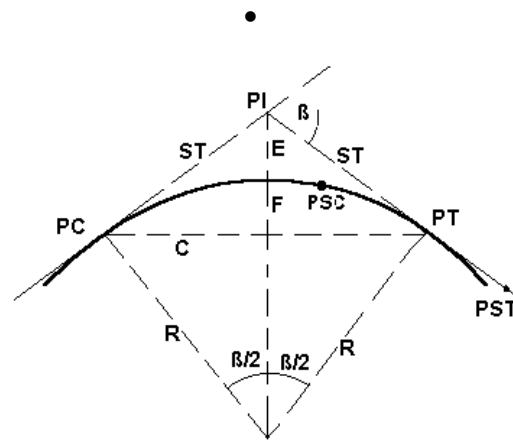


Figura 2.8 Elementos de una curva

En la Figura 2.8, se tiene:

- A = Arco, es la longitud de curva medida en cuerdas de 20 m
- C = Cuerda larga, es la cuerda que sub – tiende la curva desde PC hasta PT.
- β = Angulo de deflexión, formado en el PI.
- E = Externa, es la distancia de PI a la curva medida en la bisectriz.
- F = Flecha, es la longitud de la perpendicular bajada del punto medio de la curva a la cuerda larga.
- G = Grado, es el ángulo central.
- LC = Longitud de curva que une PC con PT.
- PC = Principio de una curva.
- PI = Punto de inflexión.
- PT = Punto de tangente.
- PSC = Punto sobre curva.
- PST = Punto sobre tangente.
- R = Radio de la curva.
- ST = Sub tangente, distancia del PC al PI.

OBRAS HIDRÁULICAS

14) Rasante de un canal.- Una vez definido el trazo del canal, se proceden a dibujar el perfil longitudinal de dicho trazo, las escalas más usuales son de 1:1000 o 1:2000 para el sentido horizontal y 1:100 o 1:200 para el sentido vertical, normalmente la relación entre la escala horizontal y vertical es de 1 a 10, el dibujo del perfil es recomendable hacerlo sobre papel milimetrado transparente color verde por ser más práctico que el naranja y además el color verde permite que se noten las líneas milimétricas en las copias ozalid.

Para el diseño de la rasante se debe tener en cuenta:

- La rasante se debe efectuar sobre la base de una copia ozalid del perfil longitudinal del trazo, no se debe trabajar sobre un borrador de él hecho a lápiz y nunca sobre el original.
- Tener en cuenta los puntos de captación cuando se trate de un canal de riego y los puntos de confluencia si es un dren.
- La pendiente de la rasante de fondo, debe ser en lo posible igual a la pendiente natural promedio del terreno, cuando esta no es posible debido a fuertes pendientes, se proyectan caídas o saltos de agua.
- Para definir la rasante del fondo se prueba con diferentes cajas hidráulicas, verificando siempre si la velocidad obtenida es soportada por el tipo de material donde se construirá el canal.
- El plano final del perfil longitudinal de un canal, debe presentar como mínimo la siguiente información.
 - Kilometraje
 - Cota de terreno
 - Cota de rasante
 - Pendiente
 - Indicación de las deflexiones del trazo con los elementos de curva
 - Ubicación de las obras de arte
 - Sección o secciones hidráulicas del canal, indicando su kilometraje
 - Tipo de suelo

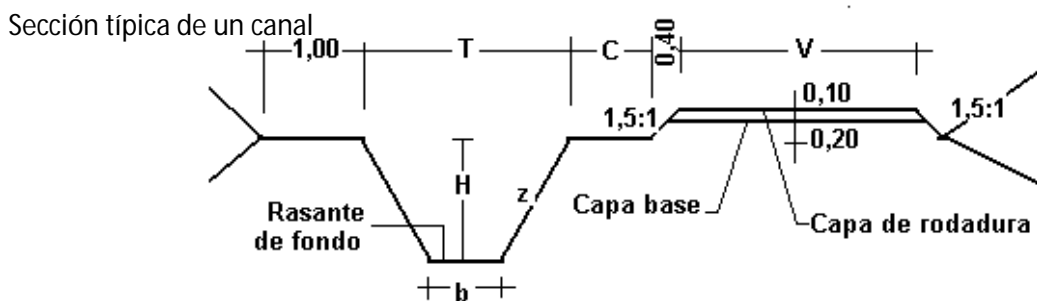


Figura 2.9 Corte de un canal en terreno sensiblemente plano (acotaciones en metros)

Dónde: T = Ancho superior del canal

b = Plantilla

$z = k = t$ = Valor horizontal de la inclinación del talud

OBRAS HIDRÁULICAS

C = Berma del camino, puede ser: 0.5; 0.75; 1.00 m, según el canal sea de tercer, segundo o primer orden respectivamente.

V = Ancho del camino de vigilancia, puede ser: 3; 4 y 6 m, según el canal sea de tercer, segundo o primer orden respectivamente.

H = Altura de la cubeta o altura de los hombros del canal.

En algunos casos el camino de vigilancia puede ir en ambos márgenes, según las necesidades del canal, igualmente la capa de rodadura de 0.10 m, a veces no será necesaria, dependiendo de la intensidad del tráfico.

- 15) Transiciones.- Para conectar un depósito o tanque de regularización con un tubo o canal, de un sifón de sección circular a una sección rectangular o trapecial, o en un canal para cambiar de sección trapecial a rectangular o viceversa, se deberá diseñar una estructura de transición, como se menciona a continuación:

Transiciones en las Entradas.- La forma de estas transiciones debe ser a base de curvas, con el objeto de que los cambios en la circulación del agua, sean graduales y así evitar la presencia de turbulencias que ocasionan cavitación y pérdidas de carga excesivas. La forma de la entrada con la que se obtiene una máxima eficiencia es la que se asemeja a la de un chorro que descarga en el aire. Las entradas de bocina son las que se ajustan más al chorro, si ésta es para ligar con una sección circular, su forma se obtiene aproximadamente con la ecuación de una curva elíptica representada por:

$$\frac{x^2}{(0.5D)^2} + \frac{y^2}{(0.15D)^2} = 1 \quad (2.2)$$

Dónde: D = altura vertical del conducto o diámetro del conducto para definir las curvas de la parte superior y del fondo, y es la anchura horizontal del conducto para definir las curvas laterales, en m.

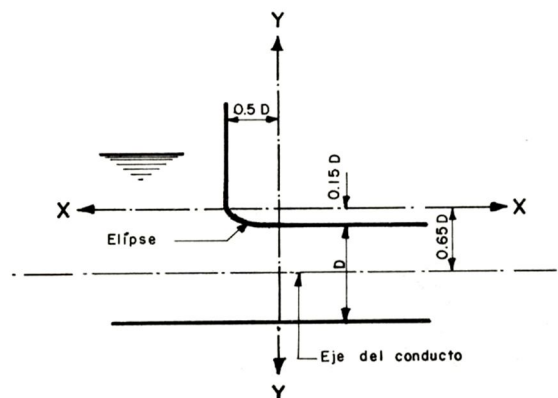


Figura 2.10 Esquema para el trazo de la entrada del agua de un depósito a un conducto cerrado

OBRAS HIDRÁULICAS

El eje x - x está a 0.65 D paralelo a la línea central del conducto y el eje Y - Y a 0.5 D aguas abajo del paramento de la entrada.

Cuando el agua sale de secciones cuadradas o rectangulares bruscamente, el escurrimiento no está bien definido como en el caso de conductos circulares; las bocinas de la parte superior y del fondo pueden diferir tanto en longitud como en curvatura, por lo que es más difícil proyectar una transición en la que se eliminen las presiones menores a las atmosféricas. La entrada elíptica que tiende a disminuir los efectos de las presiones negativas es la de una elipse definida por la ecuación 2.2, pero ahora considerando que debe existir una separación igual al diámetro o dimensión más grande de un conducto rectangular (D), como se aprecia en la figura 2.11

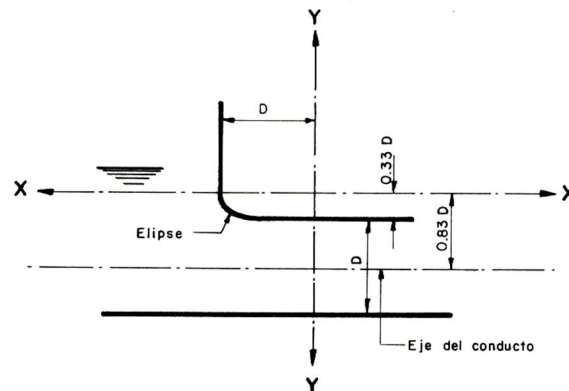


Figura 2.11 Esquema para el trazo de la entrada del agua de un depósito a un conducto cerrado, con salida brusca

Los ejes mayor y menor están situados en forma semejante a la indicada para la boquilla circular.

Para una entrada rectangular con el fondo colocado al ras con el piso de aguas arriba y con las pilas curvas que sirven de guías a cada lado de la abertura de la entrada, se suprimirán las contracciones laterales y las del fondo y se producirá una contracción más fuerte en la parte superior de la abertura. En este caso, la contracción forma una curva que está definida por la ecuación:

$$\frac{x^2}{D^2} + \frac{y^2}{(0.67D)^2} = 1 \quad (2.3)$$

Dónde: D = altura vertical del conducto al final de la transición de entrada, en m.

Transiciones de una sección mayor a una menor. - Con el mismo objeto que las transiciones de entrada, de disminuir las pérdidas de carga y evitar las tendencias a la cavitación a lo largo del

conducto, estas transiciones de contracción hacia las secciones de control con compuertas en un conducto forzado deben ser graduales.

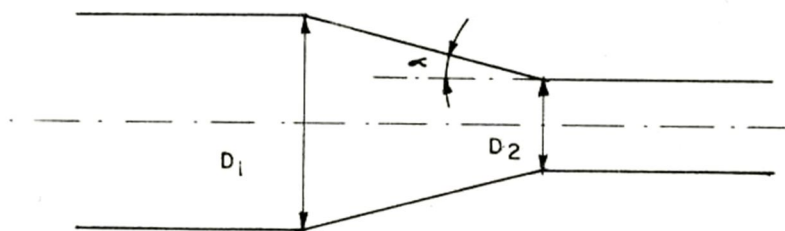


Figura 2.12 Transición de un diámetro o dimensión mayor a un diámetro o sección menor en conductos cerrados

Para las transiciones de contracción, el ángulo máximo de convergencias no debe de exceder al indicado por la relación:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{U} \quad (2.4)$$

Dónde: α = ángulo que forma la superficie libre del agua en las secciones extremas de la transición con su línea central.

$$U = \text{parámetro arbitrario} = \frac{v_o}{\sqrt{gD_o}} \quad (2.5)$$

Los valores de V_o y D_o son el promedio de las velocidades y diámetro al principio y al fin de la transición, es decir:

$$V_o = \frac{V_1 + V_2}{2} \quad (2.6) \quad \text{y} \quad D_o = \frac{D_1 + D_2}{2} \quad (2.7)$$

Transiciones de una sección menor a una mayor. - Las transiciones de una sección menor a una mayor o de dilatación deben ser más graduales debido al peligro de cavitación, cuando se producen cambios en las paredes laterales. Además de que los coeficientes de pérdida por dilatación aumentan rápidamente cuando los ángulos exceden de 10° . Por lo tanto las dilataciones deberán obedecer a la relación:

$$\tan \alpha = \frac{1}{2U} = \frac{1}{2} \frac{1}{\frac{v_o}{\sqrt{gD}}} \quad (2.8)$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Para transiciones comunes, el ángulo α de divergencia no debe exceder de 10° .

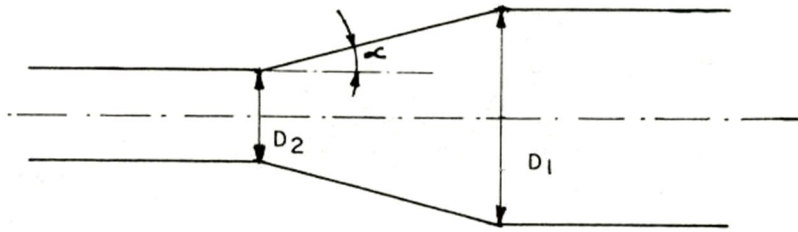


Figura 2.13 Transición de un diámetro o dimensión menor a un diámetro o sección mayor en conductos cerrados

Transiciones de salida.- Estas transiciones sirven para ligar la sección del conducto de la Obra de Toma con la estructura disipadora, además para que el cambio de régimen rápido a régimen tranquilo se produzca en ellas. El cambio de sección del túnel o conducto a la sección de salida puede hacerse por medio de una transición del tipo mostrado en la Figura 2.14

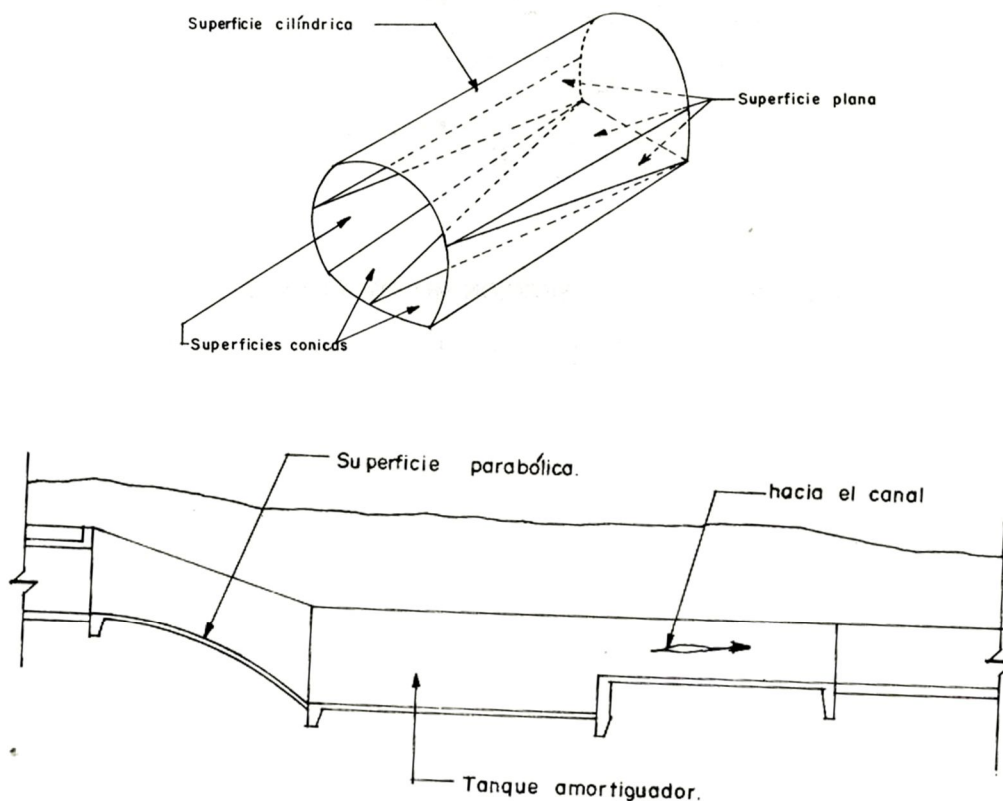


Figura 2.14 Transición de la Obra de Toma a un canal de conducción

OBRAS HIDRÁULICAS

La transición exterior se ha dividido en dos partes: una parabólica en su plantilla a la salida del conducto y la otra recta en la estructura disipadora que liga con la entrada del canal. El cambio de talud se hace en una forma gradual proporcionalmente a su distancia al final de la sección de salida del conducto.

La parábola de la plantilla ha de ser igual o más tendida que la que forme el agua en su caída libre, con la velocidad más desfavorable, con objeto de que no se desprege el agua de ella ni se produzcan cavitaciones y vibraciones perjudiciales.

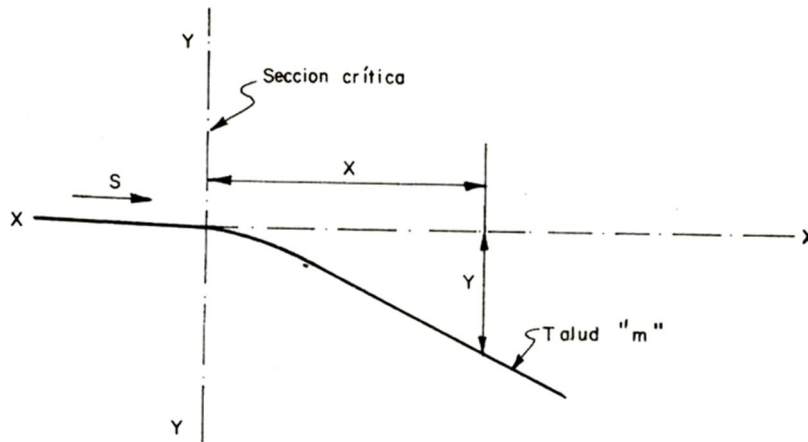


Figura 2.15 Esquema para definir las componentes de la parábola a la salida de la Obra de Toma

Para ligar la sección de control con el plano inclinado de la rampa se utiliza generalmente una curva parabólica tangente a los dos planos.

Si V_c es la velocidad que lleva el agua al pasar de la sección de control a la caída libre, "t" el tiempo que emplea una partícula de agua para pasar de la sección de control a un punto de la curva parabólica de coordenadas "x" y "y" se tiene:

$$x = V_c t \quad (2.9)$$

$$y = \frac{gt^2}{2} \quad (2.10)$$

$$t = \frac{X}{V_c} \quad (2.11)$$

$$y = g \frac{\frac{x^2}{V_c^2}}{2} = \frac{gx^2}{2V_c^2} \quad (2.12)$$

La pendiente del plano inclinado es:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{m} \quad (2.13)$$

La pendiente de la tangente a la parábola es igual a la primera derivada de "y" con relación a "x" en la ecuación (3.35):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2gx}{2Vc^2} = \frac{gx}{Vc^2} = \frac{1}{m} \therefore x = \frac{Vc^2}{mg}; y = \frac{gx^2}{2Vc^2} \quad (2.14 \text{ y } 2.15)$$

Con el valor de "x" se encontrará el correspondiente valor de "y" con lo cual se tienen las coordenadas del punto de tangencia entre la parábola y la rampa.

En las ecuaciones no se ha tomado en cuenta el efecto de la fricción y el cambio de sección, por lo que la velocidad varía. Si la parábola se inclina demasiado en el terreno, se trazará otra más tendida.

Transición de sección circular a rectangular o de trapecial a rectangular.- El proyecto de las transiciones para cambiar de una sección circular a dos rectangulares y viceversa, como se muestra en la Figura 2.16, consiste en determinar primero la longitud de transición "L", de acuerdo con el criterio de Julián Hinds, el cual recomienda que se dé una longitud de transición en función del ángulo (α) que forma la intersección de la superficie del agua con las secciones al principio y fin de la transición, siempre y cuando ésta sea simétrica.

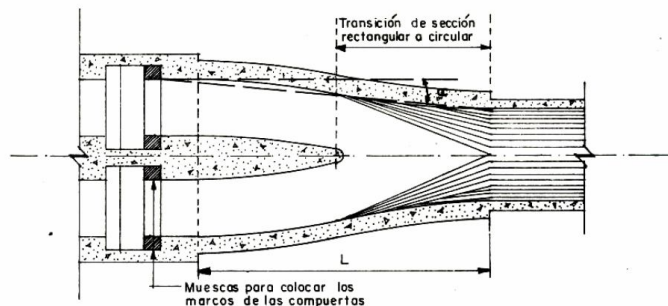


Figura 2.16 Transición de sección circular a dos secciones rectangulares

$$L = \frac{T - t}{2} \cot \alpha \quad (2.16)$$

Dónde: L = longitud de la transición, en m.

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

Nota: En la Figura 2.16 se considera la distancia entre los puntos exteriores de las dos compuertas.

OBRAS HIDRÁULICAS

t = ancho de la superficie libre del agua en la sección menor de la transición, o sea el ancho del conducto, en m.

α = ángulo conveniente. Julián Hinds, considera que no debe ser mayor de $12^\circ 30'$. La extinta Comisión Nacional de Irrigación, recomendó utilizar $\alpha = 22^\circ 30'$, sin que la circulación del agua sufriera cambios bruscos y fuertes pérdidas de carga.

El Bureau of Reclamation de los E. U. recomienda que el ángulo máximo deba ser el indicado por la relación:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sqrt{gD}}{V} \quad \text{cuando se trate de convergencia o reducción.} \quad (2.17)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sqrt{gD}}{V} \quad \text{cuando se trate de dilataciones o divergencias.} \quad (2.18)$$

Dónde: D y V son el promedio de los anchos y velocidades al principio y fin de la transición.

El proyectista usará el valor de α de acuerdo a su criterio, tomando en consideración la diferencia de anchos de las secciones. Teniendo en cuenta que mientras mayor sea ésta, menor será el ángulo a emplear.

Transiciones de sección rectangular a circular. - El diseño se basa en ir aumentando el radio " r " a partir de las esquinas del rectángulo hacia su centro de gravedad, hasta obtener el radio deseado " R " del conducto circular (Figura 2.17). El radio " r " se aumentará un porcentaje (α) del radio definitivo " R ". Este porcentaje es determinado por la expresión:

$$\alpha = 2K^2 \quad (2.19)$$

Tomando " K " los valores de $0 \leq K \leq 0.5$ en la primera mitad de la longitud de transición y

$$\alpha = 4K - 2K^2 - 1 \quad (2.20)$$

Para $0.5 \leq K \leq 1$ en la segunda mitad.

Como se ve el valor del radio " r " depende directamente de los valores de K , que generalmente se toman en incrementos de 5 centésimas.

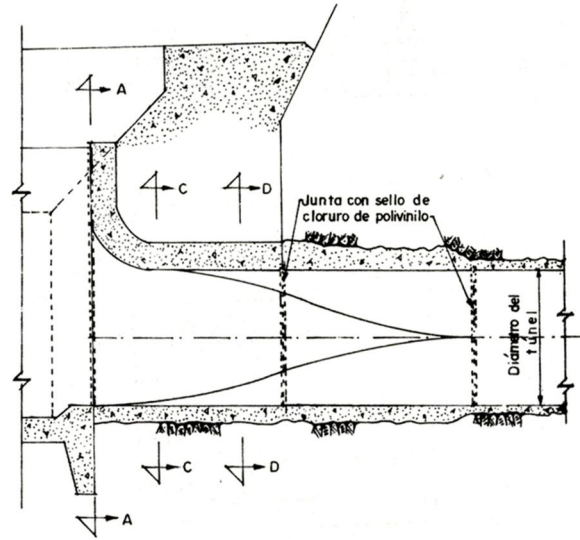


Figura 2.17 Transición de una sección rectangular a circular

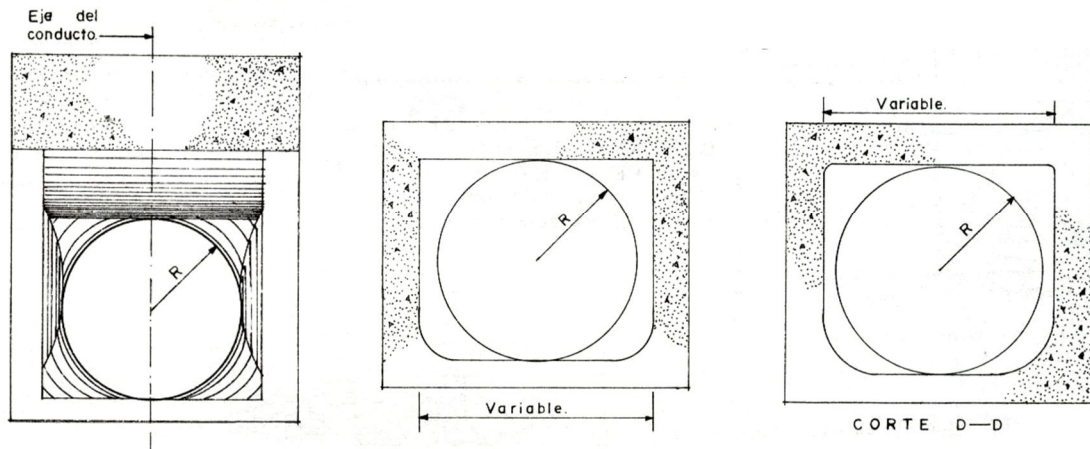


Figura 2.17 (continuación) Detalles de la transición

La posición a lo largo de la transición de los radios para diferentes valores de "K" está dada por "KL".

Entonces:

$$r = \alpha R \quad (2.21)$$

2.2 RED DE DISTRIBUCIÓN CON CANALES ABIERTOS

La red de canales que permiten distribuir el agua en una zona de riego se clasifican para su identificación en el proyecto y en campo de la siguiente forma:

Canal lateral.- Aquellos que dominan las divisiones principales del área de riego y abastece a los canales sublaterales o a las regaderas si estos no existen.

Canal sublateral.- Se derivan de los canales laterales y abastecen a los canales ramales y a las regaderas directamente.

Canal ramal.- Se abastecen a los canales sublaterales y estos a su vez alimenten a los canales subramales o directamente a las regaderas.

2.2.1 Criterios para la localización de los canales de la red de distribución

1. Localización siguiendo la topografía; Es el más económico, los canales se localizan por los parteaguas y van dominando hacia ambos lados por lo cual la red de distribución resulta más corta que con cualquier otro sistema, además se aprovechan los taludes para alojar los drenes. Tiene como inconveniente que resultan lotes de forma irregular.
2. Localización según la cuadrícula; Es siguiendo la cuadrícula con que se hizo el levantamiento topográfico de la zona regable, es conveniente usarse en terrenos vírgenes de gran extensión, de topografía muy plana y de poca pendiente, se facilita su trazo en campo y se obtienen lotes en forma regular, también tiene como ventaja la facilidad de operación y conservación del sistema de riego.

Tiene como inconveniente que la red de distribución resulta más larga que cuando se sigue la topografía, se riega únicamente por un lado por lo que se aumenta el número de tomas y estructuras y se requiere la construcción alternada de un dren y un canal de riego, para desalojar los sobrante de agua así por este concepto también son necesarias otras estructuras que cruzan los drenes.

3. Localización respetando los linderos; Cuando ya existen linderos de propiedades bien definidas en el campo es necesario localizar los canales laterales siguiendo precisamente estos linderos hasta donde las condiciones topográficas los permitan, pues se originarían grandes dificultades en el régimen de la propiedad en el caso de invadir propiedades existentes. El costo de construcción, operación, y conservación en muy variable.
4. Localización según un sistema combinado; La localización de los canales laterales se va adoptando en algunas ocasiones a la topografía del terreno, en otros lugares de la zona de riego se sigue la cuadrícula y donde hay lotes de propiedad privada se hacen quiebres necesarios para respetar los linderos si lo permite la topografía.

2.2.2 Normas generales de diseño de canales

- 2.2.2.1) Capacidad de los canales.
- 2.2.2.2) Padrón de usuarios.
- 2.2.2.3) Proporcionamiento de la sección.
- 2.2.2.4) Velocidad.
- 2.2.2.5) Relación plantilla-tirante.

OBRAS HIDRÁULICAS

- 2.2.2.6) Carga hidráulica en las tomas del lote.
- 2.2.2.7) Estructuras aforadoras
- 2.2.2.8) Estructuras de control.
- 2.2.2.9) Drenaje en canales revestidos.
- 2.2.2.10) Desfogue de canales.
- 2.2.2.11) Remate de canales.

2.2.2.1 Capacidad de los canales

Esta dada en función del área dominada por cada canal, del método de distribución del agua y del plan de cultivos. Es necesario rehacer la curva del coeficiente unitario de riego.

Se elabora una tabla similar a la tabla 2.4 que nos facilita el registro de las tomas que se encuentran a lo largo de los canales en determinado kilometraje, la superficie que estas dominan y de la superficie que falta por dominar y así saber la capacidad en el tramo de canal mediante el gasto unitario.

Tabla 2.4 CUADRO DE TOMAS

Proyecto	Estación (km)	Tipo de toma	Superficie (ha)		Capacidad (lt/s)	
			Dominada	Por Dominar	Necesaria	Adoptada
Municipio						
Estado	1	2	3	4	5	6

TL = Toma en Lateral.
TG = Toma Granja.
TR = Toma Ramal.
TSL = Toma Sub Lateral
DTG = Doble Toma Granja.

Col. 1.- Se registra el kilómetro o estación donde se encuentra una toma, en el trayecto del canal principal y canales laterales correspondientes.

Col. 2.- Se anota el tipo de toma que se trate de acuerdo a la estación de la columna 1 (TL, TSL, TR, TG, DTG).

Col. 3.- Superficie en hectáreas que domina cada una de las tomas registradas en el padrón.

Col. 4.- Se acumulan las áreas de la columna 3, de aguas abajo hacia aguas arriba, obteniendo así la superficie total de riego que domina cada tramo de canal determinado.

Nota: La superficie total de riego que se obtienen el cuadro de tomas debe corresponder a la superficie total de riego que se determina en el padrón de usuarios.

Col. 5.- Se obtiene al multiplicar la superficie por dominar (ha) por el Coeficiente Unitario de Riego (CUR).

Col. 6.- Se obtiene cuando se grafica la capacidad necesaria (Col 5) y las estaciones (Col 1), en papel milimétrico llamándose grafica Áreas-Capacidad.

Como la capacidad necesaria por tramos comprendida entre dos o más tramos consecutivos puede tener variaciones tan pequeñas que no ameritan hacer un cambio en las dimensiones del canal, es por eso que en la col. 6 se toma un gasto adoptado en un tramo más o menos largo según permita la capacidad del canal. De forma general se recomienda que el gasto se varíe de 50 en 50 l/s, definiendo que el gasto mínimo adoptado sea de 50 l/s.

OBRAS HIDRÁULICAS

Una vez que se termine de elaborar la tabla anterior se hace un resumen de gastos adaptados con la Col. 1 y la Col 6.

Con estas capacidades se procede a elegir la sección tipo de cada tramo de canal.

2.2.2.2 Padrón de usuarios

Es la relación de los campesinos beneficiados considerando la superficie de su(s) lotes y el tipo de la tenencia de la tierra. Para su elaboración se procede de la siguiente manera.

- i).- Se hace una lista de todos los usuarios beneficiados, sus respectivos lotes.
- ii).- Se saca el área total dominada y de riego de cada lote.
- iii).- Tomando estos datos se puede llenar una tabla como la siguiente:

Tabla 2.5 PADRÓN DE USUARIOS

Numero de Orden	Nombre	Numero de Lote (s)	Superficie (ha.)		
			Total	Dominada	Riego
1	Santiago Chávez	2	7 - 49 - 00	7 - 49 - 00	7 - 49 - 00
2	Jovita Rodríguez	5	8 - 02 - 00	6 - 25 - 00	6 - 25 - 00
3	Baltasar Jara	40	12 - 55 - 00	10 - 06 - 00	6 - 48 - 00

Observaciones:

- 1) Un campesino puede tener uno o más lotes de su propiedad.
- 2) Se pueden presentar los siguientes casos para obtener las superficies (total, dominada y de riego):
 - i) Cuando el canal domina la superficie total del lote y además no se presentan tierras de sexta clase o área cerril, por lo tanto se riega el total del lote.
 - ii) Cuando el canal atraviesa el lote y domina solamente una parte de él, además no hay área de sexta ni cerril que disminuya la superficie de riego, por lo que la superficie dominada es igual a la superficie de riego.
 - iii) Cuando el canal no domina la superficie total y además dentro de la superficie dominada hay áreas de sexta clase y/o área cerril, que no se puede regar, por lo tanto la superficie de riego es menor que la superficie dominada.
- 3) La tenencia de la tierra puede ser: comunal, ejidal o pequeña propiedad.












2.2.2.3 Proporcionamiento de la sección

Para el proporcionamiento de la sección o diseño de los canales de la zona de riego, una vez que se tiene elaborada la planeación de la zona de riego (Z.R.) se recomienda proceder de la siguiente forma:

- 1.- Se dibujan los perfiles del terreno natural, de cada canal a escala conveniente (en gabinete).
- 2.- Sobre el perfil de cada canal se localiza las estructuras con que cuenta cada uno.

OBRAS HIDRÁULICAS

Simbología:

	TG (Toma Granja)		TSL, TG (Toma Sub-Lateral)		A Alcantarilla.
	DTG (Doble Toma Granja)		TL, DTG		S Sifón.
	TL (Toma Lateral)		PC (Puente Canal)		PV Puente Vehicular.
			R (Rápida)		PP Puente Peatonal.

- 3.- Se determina la rasante de los canales, considerando la carga hidráulica mínima a la toma, que es de 15 cm y se procede al diseño de los mismos una vez obtenida la pendiente hidráulica media.
- 4.- En algunos casos se puede presentar fuertes pendientes que se deben controlar por medio de estructuras llamadas rápidas o caídas.
- 5.- Se debe de tomar en cuenta además las pérdidas originales por las estructuras de cruce que intervengan en el canal (sifón o puente canal).
- 6.- Con la pendiente y el gasto adoptado por tramos obtenemos la sección del canal; habrá tramos donde la pendiente será mínima, por lo tanto se escogerá una sección (ver Figura 2.18) cuidando que la velocidad no sea menor que la recomendada en el siguiente subtema.

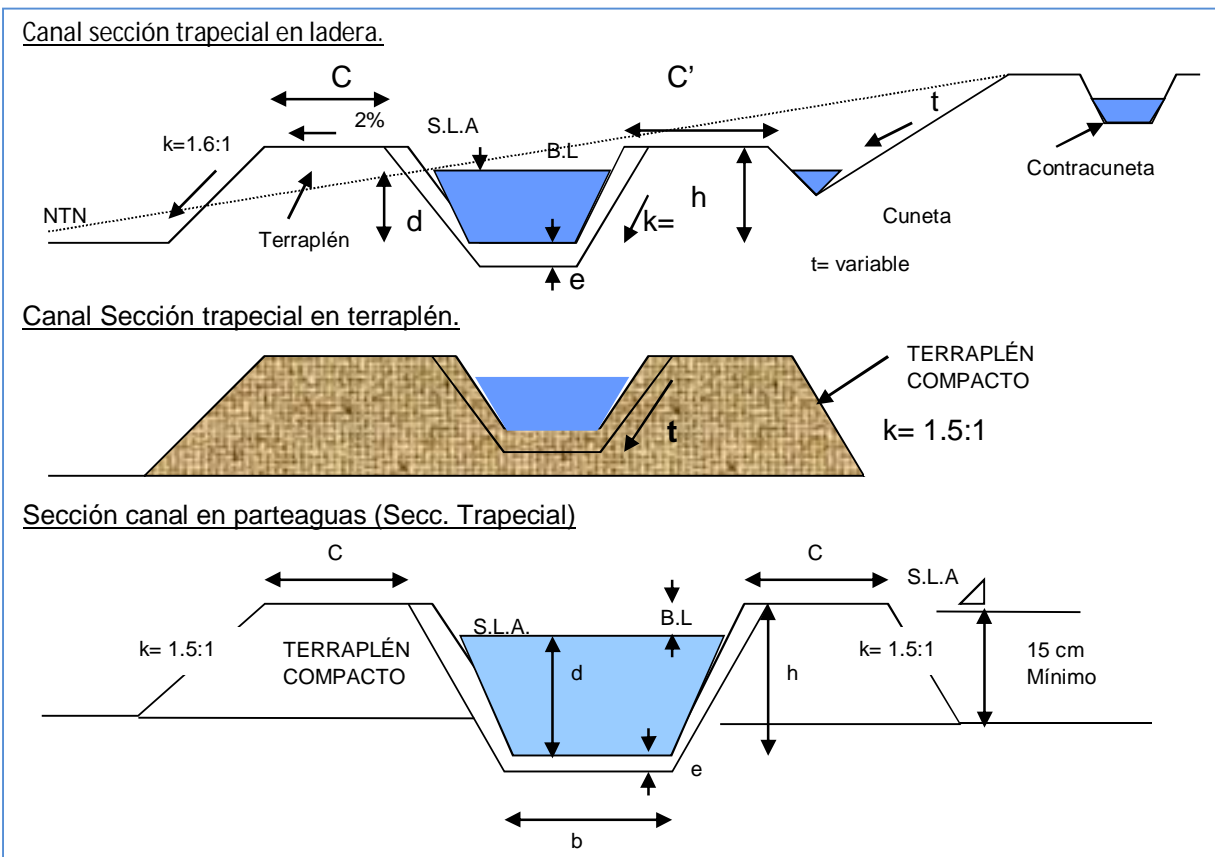


Figura 2.18 Nomenclatura en canales

OBRAS HIDRÁULICAS

En las secciones de la Figura 2.18 se debe tomar en cuenta lo siguiente:

b = Ancho de plantilla.

d = Tirante de agua.

B.L. = Bordo libre.- Desnivel que hay entre la superficie libre del agua (S.L.A.) para el tirante normal y la corona de los bordes, su objeto es el de tener un margen de seguridad en la operación de los canales, no existe ninguna regla fija que se pueda aceptar universalmente para el cálculo del borde libre, debido a que las fluctuaciones de la superficie del agua en un canal, se puede originar por causas incontrolables. La extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos, recomienda los siguientes valores en función del caudal (Q) que transporta el canal.

Tabla 2.6 Bordo libre y Ancho del bordo en canales

Gasto lt/s	Bordo Libre (cm)		C (cm)
	Canal Revestido	Canal sin revest.	
≤ 50	7.5	10	40
de 51 a 250	10.0	20	60
de 251 a 500	20.0	40	80
de 501 a 1000	25.0	50	100
≥ de 1000	30.0	60	150

En especial la extinta Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, por medio de la **Subdirección de Proyectos de Grande Irrigación**, publicó en el libro **Proyectos de zonas de riego**, la siguiente gráfica (ver Figura 2.19) que permite definir el Bordo Libre, en función del tirante de agua (d) y la velocidad media de la corriente, para canales revestidos, con régimen supercrítico:

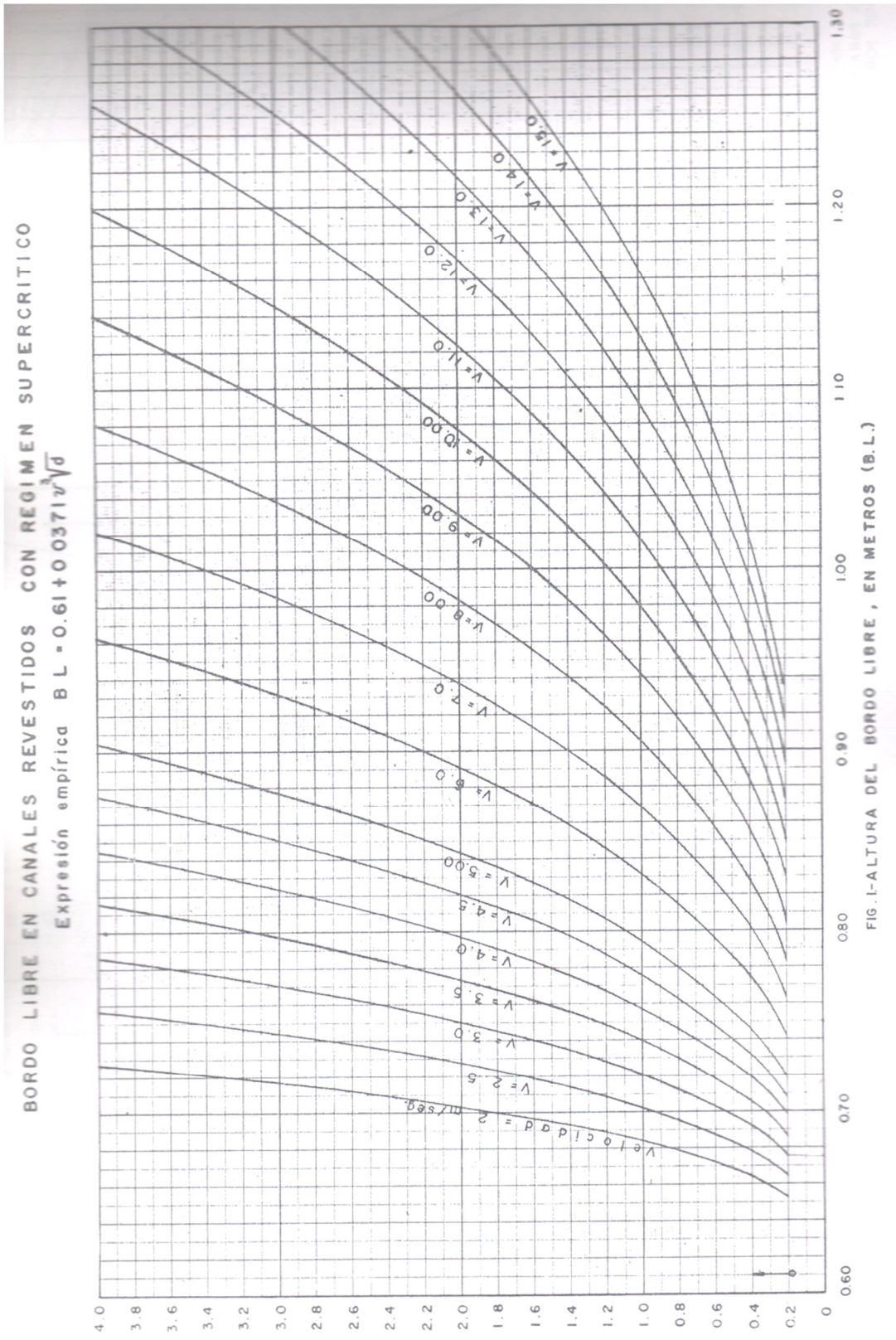


Figura 2.19 Bordo Libre para canales revestidos, con régimen supercrítico

OBRAS HIDRÁULICAS

La U.S. BUREAU OF RECLAMATION recomienda estimar el borde libre con la siguiente fórmula:

$$B.L. = \sqrt{CY} \quad (2.22)$$

Dónde: B. L. = Borde libre, en pies.

C = 1.5 para caudales menores a 20 pies³/s, y hasta 2.5 para caudales del orden de los 3,000 pies³/s

Y = Tirante del canal, en pies.

Máximo Villón Béjar, sugiere valores en función de la plantilla del canal:

Tabla 2.7 Borde libre en función de la plantilla del canal

Ancho de la plantilla (m)	Borde libre (m)
Hasta 0.8	0.4
0.8 – 1.5	0.5
1.5 – 3.0	0.6
3.0 – 20.0	1.0

Fuente: Villón Béjar, Máximo; "Hidráulica de canales", Depto. de Ingeniería Agrícola – Instituto Tecnológico de Costa Rica, Editorial Hozlo, Lima, 1981

C = Ancho de corona de los bordos del canal. Debe ser tal que su parte de la sección hidráulica, esté sobre un relleno, la línea de saturación no debe cortar el talud exterior del bordo, pues la filtración puede causar la falla el mismo al arrastrar las partículas del suelo que forman el relleno.

Para proteger a los bordos de la erosión se da un talud 1:1.5 hacia fuera del canal, construyéndose cunetas para desalojar el agua. Es conveniente que el canal valla seguido de un camino para el paso de vehiculos que faciliten la construcción, operación y su conservación.

C' = Bordo sin camino = 2.00 m. mínimo.

C' = Bordos con camino = de 4.0 a 7.0 m.

t = Talud apropiado según el tipo de material, también se usan las literales "k" o "z". La inclinación de las paredes laterales de un canal, depende de varios factores pero en especial de la clase de terreno donde están alojados, la U.S. BUREAU OF RECLAMATION recomienda un talud único de 1.5:1 para sus canales, a continuación se presenta un cuadro de taludes apropiados para distintos tipos de material.

Tabla 2.8 Taludes apropiados para distintos tipos de material

MATERIAL	TALUD "k" (horizontal : vertical)
Roca	Prácticamente vertical
Suelos de turba y detritos	0.25 : 1
Arcilla compacta o tierra con recubrimiento de concreto	0.5 : 1 hasta 1:1
Tierra con recubrimiento de piedra o tierra en grandes canales	1:1
Arcilla firme o tierra en canales pequeños	1.5 : 1
Tierra arenosa suelta	2:1
Greda arenosa o arcilla porosa	3:1

Fuente: Aguirre Pe, Julián, "Hidráulica de canales", Centro Interamericano de Desarrollo de Aguas y Tierras – CIDIAT, Merida, Venezuela, 1974

OBRAS HIDRÁULICAS

Tabla 2.9 Pendientes laterales en canales según tipo de suelo

MATERIAL	CANALES POCO PROFUNDOS	CANALES PROFUNDOS
Roca en buenas condiciones	Vertical	0.25 : 1
Arcillas compactas o conglomerados	0.5 : 1	1 : 1
Limos arcillosos	1 : 1	1.5 : 1
Limos arenosos	1.5 : 1	2 : 1
Arenas sueltas	2 : 1	3 : 1
Concreto	1 : 1	1.5 : 1

Fuente: Aguirre Pe, Julián, "Hidráulica de canales", Centro Interamericano de Desarrollo de Aguas y Tierras – CIDIAT, Merida, Venezuela, 1974

n = Coeficiente de rugosidad.- Es el que mide la dificultad que tiene el agua al circular en un canal, dependiendo del material con que esté revestido debido al terminado de la superficie que puede ser muy lisa a muy corrugada. También influyen las propiedades físicas del agua, grado de alteración de la superficie del canal que tendrá durante su vida útil, rugosidad de la superficie al terminar la construcción, vegetación y organismos acuáticos, irregularidades en la secc. transversal del canal, sedimentación y erosión, programa de limpieza y conservación, etc.

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} R^{2/3} \quad (2.23)$$

Tabla 2.10 Coeficientes de rugosidad

n	Superficie
0.010	Muy lisa, vidrio, plástico, cobre.
0.011	Concreto muy liso.
0.013	Madera suave, metal, concreto frotachado.
0.017	Canales de tierra en buenas condiciones.
0.020	Canales naturales de tierra, libres de vegetación.
0.025	Canales naturales con alguna vegetación y piedras esparcidas en el fondo
0.035	Canales naturales con abundante vegetación.
0.040	Arroyos de montaña con muchas piedras.

S = Es la relación que existe entre el desnivel y la distancia horizontal entre dos puntos de su platilla. Debe ser la máxima que permita dominar la mayor superficie posible de tierras y que a la vez dé valores de velocidad que no causen erosión del material en que este alojado, ni depósito de azolves. Depende de la pendiente topográfica del terreno en que va a ser alojado el canal. Pendiente mínima $S = 0.0005$

R = Relación que existe entre el área hidráulica y el perímetro mojado depende del ancho de plantilla, del tirante y de la inclinación de los taludes.

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.24)$$



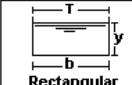

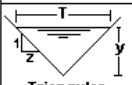
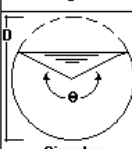
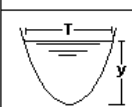
$$A = bd + kd^2 \quad (2.25)$$

$$P = b + 2d\sqrt{1 + k^2} \quad (2.26)$$

P = Perímetro Mojado: Es el perímetro del área hidráulica en contacto con el agua debe alojarse en material compactado cuando la sección se encuentra total o parcialmente fuera del terreno natural.

OBRAS HIDRÁULICAS

Tabla 2.11 Características hidráulicas de secciones de conducción a gravedad

Sección	Area hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Espejo de agua T
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta-\text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1-\frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\frac{\text{sen}\theta}{2})D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

2.2.2.4 Velocidad

Velocidades máxima y mínima permisibles. La velocidad mínima permisible es aquella velocidad que no permite sedimentación, este valor es muy variable y no puede ser determinado con exactitud, cuando el agua fluye sin limo este valor carece de importancia, pero la baja velocidad favorece el crecimiento de las plantas, en canales de tierra, da el valor de 0.762 m/s como la velocidad apropiada que no permite sedimentación y además impide el crecimiento de plantas en el canal. La velocidad máxima permisible, algo bastante complejo y generalmente se estima empleando la experiencia local o el juicio del ingeniero; las siguientes tablas nos dan valores sugeridos.

Tabla 2.12 Velocidades máximas en hormigón en función de su resistencia (m/s).

RESISTENCIA, en kg/cm ²	PROFUNDIDAD DEL TIRANTE EN METROS				
	0.5	1	3	5	10
50	9.6	10.6	12.3	13.0	14.1
75	11.2	12.4	14.3	15.2	16.4
100	12.7	13.8	16.0	17.0	18.3
150	14.0	15.6	18.0	19.1	20.6
200	15.6	17.3	20.0	21.2	22.9

Fuente: Krochin Sviatoslav. "Diseño Hidráulico", Ed. MIR, Moscú, 1978

Esta tabla da valores de velocidad admisibles altos, sin embargo la U.S. BUREAU OF RECLAMATION, recomienda que para el caso de revestimiento de canales de hormigón no armado, las velocidades no deben exceder de 2.5 m/s para evitar la posibilidad de que el revestimiento se levante.

OBRAS HIDRÁULICAS

Tabla 2.13 Máxima velocidad permitida en canales no recubiertos de vegetación

MATERIAL DE LA CAJA DEL CANAL	"n" Manning	Velocidad (m/s)		
		Agua limpia	Agua con partículas coloidales	Agua transportando arena, grava o fragmentos
Arena fina coloidal	0.020	1.45	0.75	0.45
Franco arenoso no coloidal	0.020	0.53	0.75	0.60
Franco limoso no coloidal	0.020	0.60	0.90	0.60
Limos aluviales no coloidales	0.020	0.60	1.05	0.60
Franco consistente normal	0.020	0.75	1.05	0.68
Ceniza volcánica	0.020	0.75	1.05	0.60
Arcilla consistente muy coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Limo aluvial coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Pizarra y capas duras	0.025	1.80	1.80	1.50
Grava fina	0.020	0.75	1.50	1.13
Suelo franco clasificado no coloidal	0.030	1.13	1.50	0.90
Suelo franco clasificado coloidal	0.030	1.20	1.65	1.50
Grava gruesa no coloidal	0.025	1.20	1.80	1.95
Gravas y guijarros	0.035	1.80	1.80	1.50

Fuente: Krochin Sviatoslav. "Diseño Hidráulico", Ed. MIR, Moscú, 1978

Para velocidades máximas, en general, los canales viejos soportan mayores velocidades que los nuevos; además un canal profundo conducirá el agua a mayores velocidades sin erosión, que otros menos profundos.

2.2.2.5 Relación plantilla-tirante

Las condiciones a estudiar para fijar la relación Plantilla – Tirante (b/d), se mencionan a continuación:

- a) **Sección de máxima eficiencia.** - Es aquella con radio hidráulico máximo y perímetro mojado mínimo, para que nos de la máxima capacidad (se cumple generalmente en canales de sección pequeña). Está dada por la relación:

$$\frac{b}{d} = 2 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \quad (2.27) \quad \text{o} \quad R = \frac{d}{2} \quad (2.28)$$

- b) **Sección de mínima filtración.** - Se aplica generalmente en canales sin revestir, está dada por la relación

$$\frac{b}{d} = 4 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \quad (2.29)$$

La sección del canal debe ser en zonas de suelos arcillosos, donde el revestimiento no se justifica ya que las pérdidas por infiltración son mínimas (cuando la permeabilidad sea menor a 3×10^{-5} cm/s).

OBRAS HIDRÁULICAS

Tabla 2.14. Relación plantilla vs. tirante para, máxima eficiencia, mínima infiltración y el promedio de ambas.

Talud	Angulo	Máxima Eficiencia	Mínima Infiltración	Promedio
Vertical	90°00'	2.0000	4.0000	3.0000
1 / 4 : 1	75°58'	1.5616	3.1231	2.3423
1 / 2 : 1	63°26'	1.2361	2.4721	1.8541
4 / 7 : 1	60°15'	1.1606	2.3213	1.7410
3 / 4 : 1	53°08'	1.0000	2.0000	1.5000
1:1	45°00'	0.8284	1.6569	1.2426
1 ¼ : 1	38°40'	0.7016	1.4031	1.0523
1 ½ : 1	33°41'	0.6056	1.2111	0.9083
2 : 1	26°34'	0.4721	0.9443	0.7082
3 : 1	18°26'	0.3246	0.6491	0.4868

De todas las secciones trapezoidales, la más eficiente es aquella donde el ángulo que forma el talud con la horizontal es 60°, además para cualquier sección de máxima eficiencia debe cumplirse con la ecuación 2.28

No siempre se puede diseñar de acuerdo a las condiciones mencionadas, al final se imponen una serie de circunstancias locales que imponen un diseño propio para cada situación.

- c) **Problemas constructivos.** - En canales con gastos grandes generalmente la relación b/d que nos da la relación de máxima eficiencia resultan plantillas más chicas que son difícil de construir por lo tanto se fija una dimensión mínimo de plantilla que puede hacerse con el equipo disponible. Se recomienda que $b \geq d$
- d) **Canales revestidos.** - El objeto de revestimiento en canales es para reducir las pérdidas por filtración y en algunos casos se requiere evitar la erosión, dar seguridad, resistencia y disminuir el costo de mantenimiento de los canales. Los tipos de revestimientos que se pueden encontrar en canales son:

1.- Revestimiento rígidos

- a).- Mampostería
- b).- Concreto
- c).- Losas prefabricadas de concreto
- d).- Suelo – cemento
- e).- Asfalto hidráulico

2.- Revestimientos Flexibles

- a).- De tierra sin compactar
- b).- De tierra compactada
- c).- Concreto asfáltico
- d).- Membranas asfálticas
- e).- Membranas sintéticas
- f).- Bentonita

RECOMENDACIONES PARA LOS REVESTIMIENTOS:

- ✓ El revestimiento debe apoyarse en una superficie lisa regular debidamente compactada.
- ✓ En suelos arcillosos: Se debe compactar al 95% de la prueba proctor.
- ✓ En suelos arenosos: Se debe compactar al 75 % usando el criterio de densidad relativa equipo vibratorio.
- ✓ Canales revestidos de concreto alojados en arcillas expansivas: deberá removerse un espesor mínimo de estos para sustituir lo del material inerte compactado.

OBRAS HIDRÁULICAS

Factores para seleccionar el tipo de revestimiento.

- a) Cimentación
- b) Material disponible
- c) Clima
- d) Duración
- e) costo

- ✓ Los espesores de los revestimientos de tierra en la plantilla (e) y en el talud (e₁) recomendados se presentan en la tabla 2.15

Tabla 2.15 Espesores de revestimientos recomendados

Velocidad del flujo	d (m)	e (m)	e ₁ (cm)
0.40 < Velocidad ≤ 1.20 m/seg	0.00-0.60	0.30	10.0
	0.60-1.20	0.45	15.0
	1.20-1.80	0.60	20.0
	> 1.80	0.70	25.0

Para facilitar el registro de las características hidráulicas del canal se recomienda elaborar la siguiente tabla:

Tabla 2.16 Características Hidráulicas

Proyecto: _____
Edo.: _____

Municipio: _____
Proyectó: _____

Tramo Km	Qa m ³ /s	S	S ^{1/2}	Qn/S ^{1/2}	b m	d m	A m ²	R ^{2/3}	V m/s	Q.t m ³ /s	B.L m	Hp	h m	Secc.	Fr
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16

Col. 1.- Tramo del canal en el cual la pendiente y el gasto son constantes (puede existir el caso que en un tramo donde el gasto sea constante, la pendiente puede variar uno o más veces o viceversa).

Col. 2.- Se anotan los gastos adoptados para el tramo respectivo, obtenidas de la gráfica Áreas – Capacidades.

Col. 3.- Pendientes que se obtuvieron de las rasantes.

Col. 4.- S^{1/2} o sea $\sqrt{\text{Col.3}}$

Col. 5.- Velocidad en m/s.

Col. 6, 7, 8, 9.- Se obtienen de la siguiente manera:

Se determina una plantilla y se supone un valor para el tirante, con estos datos supuestos se obtienen los valores del área, perímetro y radio. Si el valor de "d" supuesto es correcto debe cumplir la

siguiente igualdad: $\frac{Q^* n}{S^{1/2}} = A * R_h^{2/3}$, de lo contrario se realizaran más tanteos.

$R_h = \frac{d}{2}$ Como base se busca que se cumpla la siguiente relación $\frac{b}{d} \approx 1$ o $b \geq d$

Col. 10.- $\frac{\text{Col.4} \times \text{Col.9}}{n} = \frac{1}{n} S^{1/2} R^{2/3}$

OBRAS HIDRÁULICAS

Col. 11.- Col. 8 x Col. 10 = AV. Nos sirve para comprobar que la plantilla y el tirante propuestos son los correctos, se compara con la Col. 2 y debe cumplir que Col. 11 = Col. 2

Col. 12.- Bordo libre que corresponde a la sección del canal según el gasto que transporte (esta dado en tablas).

$$\text{Col. 13.- Carga por pantalla } H_p = \left(\frac{Q}{CB} \right)^{2/3} \quad (2.30)$$

Siendo:

H_p = carga por pantalla (m)

Q = gasto que pasa por el canal (m^3/seg)

B = longitud del espejo del agua en la sección transversal.

C = Coeficiente = 1.795

La pantalla tiene por objeto elevar el agua en un régimen tranquilo, permite el control de la velocidad del agua y se utiliza en canales revestidos.

Es necesario el cálculo de H_p para aquellos canales con gastos pequeños, tirantes pequeños (menores a 15 cm) y fuertes pendientes.

Col. 14.- Altura de los hombros del canal. Col. 7 + Col. 12 + Col. 13 = $h = d + B.L. + H_p$, de no existir pantalla $h = d + B.L.$

Col. 15.- Tipo de sección que lleva el tramo de canal de que se trate.

I.- Canal sección trapecial.	$t = 1:1.5$; n entre 0.016 y 0.017
II.- Canal sección rectangular (puente canal)	$t = 0$; n entre 0.016 y 0.017
III.- Canal sección no revestida	$t = 2:1$; n entre 0.022 y 0.030

Col. 16.- Número de Froude. Es conveniente el cálculo del número de Froude, para saber en qué tipo de régimen se encontrará trabajando el tramo del cauce y definir si es necesario el recubrimiento de ésta. Para el cálculo se utiliza la siguiente ecuación:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gd}} \quad (2.31)$$

2.3 ESTRUCTURAS DE CONTROL

2.3.1 Generalidades

Para un canal de diseño clásico, el control de la distribución del agua se realiza por medio de obras equipadas con compuertas deslizantes.

Se divide el canal en tramos regulados por una represa equipada con una compuerta (una o varias según el gasto nominal en la obra) que permitan controlar manualmente los niveles en el canal.

El control de los niveles tiene como objetivo el mantener la alimentación de la toma, que asimismo estarán equipadas con compuertas deslizantes.

OBRAS HIDRÁULICAS



Foto 2.1 Vertedor pico de pato en Canal Sec. Norte (tomado de: <http://www.panoramio.com/photo/48608909>)

- La longitud del vertedor se determina en función del gasto máximo en el canal y del nivel de agua admisible frente al módulo. Un criterio de diseño normal es que el gasto, que pasa por el módulo, debe quedar en zona de tolerancia del $\pm 5\%$.
- Según el gasto, se puede construir estructuras con compuerta AMIL o NARMIL (dependiendo del fabricante, las últimas por EINAR, S.A. DE C.V.) que permiten satisfacer el mismo objetivo de control de nivel (ver Figura 2.21 y 2.22), en este caso éstas compuertas trabajan de forma automática para mantener el nivel aguas arriba en forma precisa, independiente del caudal y de la variación del consumo.

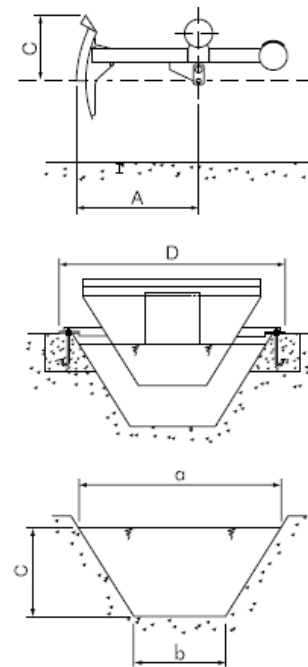
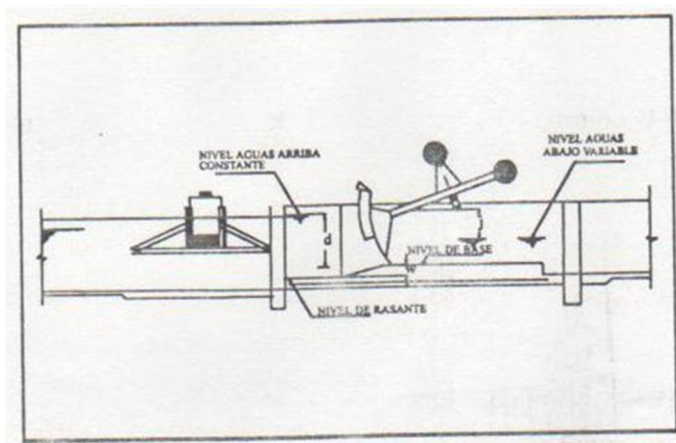


Figura 2.21 Vista longitudinal de una compuerta AMIL, y perfil y vista de frente de una compuerta NARMIL (la última imagen tomada de: http://www.einar.es/catalogos/NARMIL_fra.pdf)

OBRAS HIDRÁULICAS

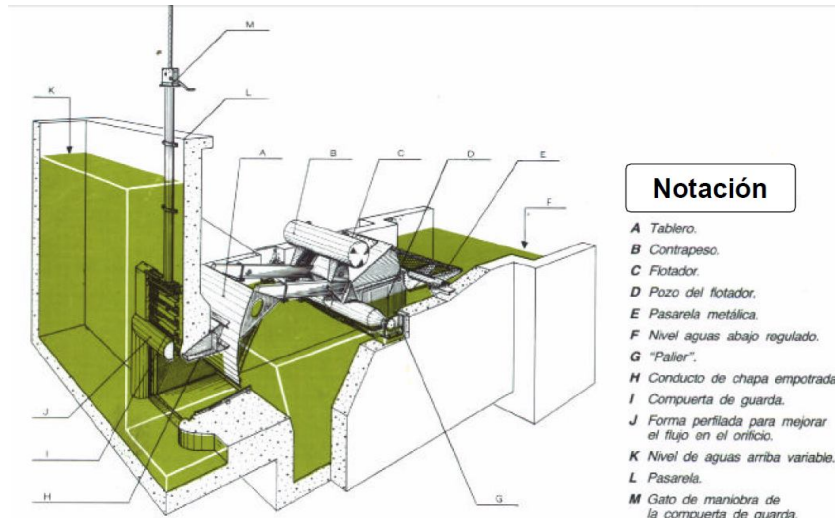


Figura 2.22 Isométrico de una compuerta AMIL (tomada de: <http://tarwi.lamolina.edu.pe/~tvelasquez/canales5.pdf>)

O también se pueden instalar compuertas AVIO y AVIS, las primeras para instalación de fondo (fig. 2.23) y la segunda para instalación de superficie (fig. 2.24), las cuales sirven para controlar el nivel aguas abajo de la compuerta, independientemente del nivel aguas arriba y del caudal requerido.

Instalación Típica de una Compuerta AVIO®

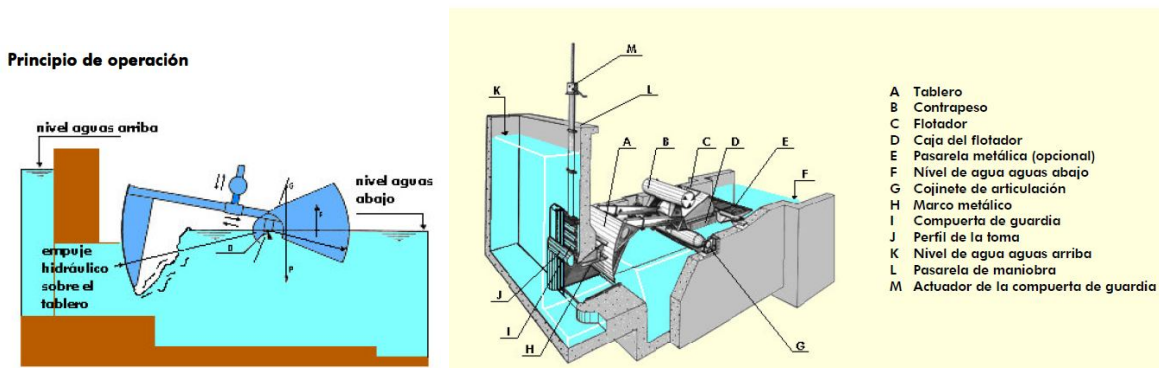


Figura 2.23 Principio de operación e instalación de una compuerta AVIO

Instalación Típica de una Compuerta AVIS®

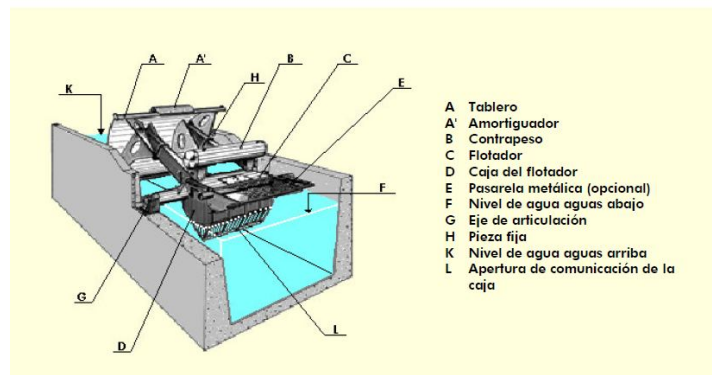


Figura 2.24 Instalación de una compuerta AVIS (imágenes tomadas de: http://www.hydrostec.com.br/espanhol/catalogo/canales_reservatorios/A10-02-0.pdf)

2.3.2 Módulos aforadores o Módulos de mascara

- a) Principio de funcionamiento de los Módulos aforadores o distribuidores "AFRAMEX" foto 2.3 (antes fabricados por Aquacontrol) o Módulos de mascara (Almenaras modulares) "ALSINTEC" "HYDROSTEC" foto 2.2 o "EINAR".
- ❖ Los gastos constantes, suministrados por los módulos, se obtienen sin un mecanismo móvil.
 - ❖ La combinación de un cimacio de forma especial con un reductor fijo y plano, en una determinada posición sobre éste, corrige los efectos de un ascenso en el nivel del agua del canal (Figuras 2.25 y 2.26).
 - ❖ El cimacio y el reductor actúan como un orificio ahogado (calibrado) con una fuerte reducción en el coeficiente de descarga y contracción del chorro correspondiente.
 - ❖ La contracción del chorro tiende a ser más pronunciada a medida que aumenta la carga, reduciendo más el gasto correspondiente.
 - ❖ Las Figuras 2.27 y 2.28 muestran, que el gasto en su paso a través del módulo, se mantiene muy cerca de su valor nominal, dentro de una amplia fluctuación del nivel de operación en el canal como se puede ver a mayor detalle en la Figura 2.29, en la primera figura se tiene una sola mascara y en la segunda figura se tienen dos mascaras o reductores.
 - ❖ Debido a la contracción del chorro desfogado del primer reductor, el segundo reductor se instaló más cerca del cimacio para formar un orificio pequeño. A medida que sube el nivel del agua, aguas arriba del módulo, se llega a una altura en la que el reductor original queda sumergido, entonces el segundo reductor entra en acción, y la tendencia del gasto a incrementarse esta retardada, Figura 2.28
 - ❖ El gasto del módulo permanece sin verse afectado por las variaciones de nivel aguas abajo, debido a que la pendiente aguas abajo del cimacio fue de tal manera diseñada que produce velocidades mayores a la crítica.
 - ❖ Sin embargo, debido a la formación de un salto hidráulico, se recobra la energía potencial del agua descargada, que sólo da origen a una pequeña pérdida de carga a través del módulo.

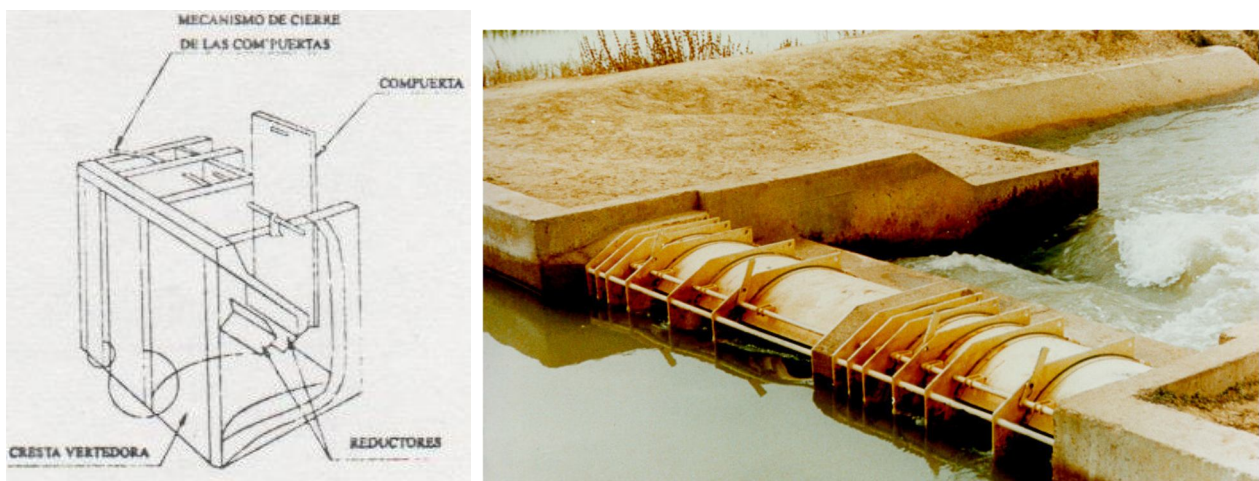


Figura 2.25 y Foto 2.2 tomada de: http://www.hydrostec.com.br/espanhol/catalogo/canais_reservatorios/A25-05-0.pdf

OBRAS HIDRÁULICAS

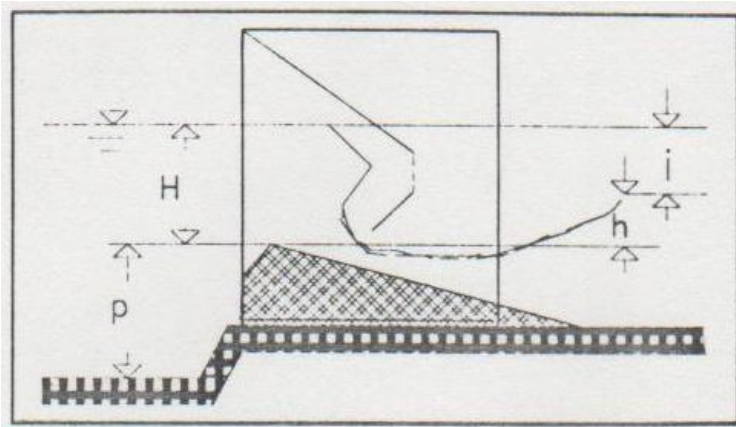


Figura 2.26 y Foto 2.3 tomada de <http://aframex.mx/modulos.html>

1 máscara

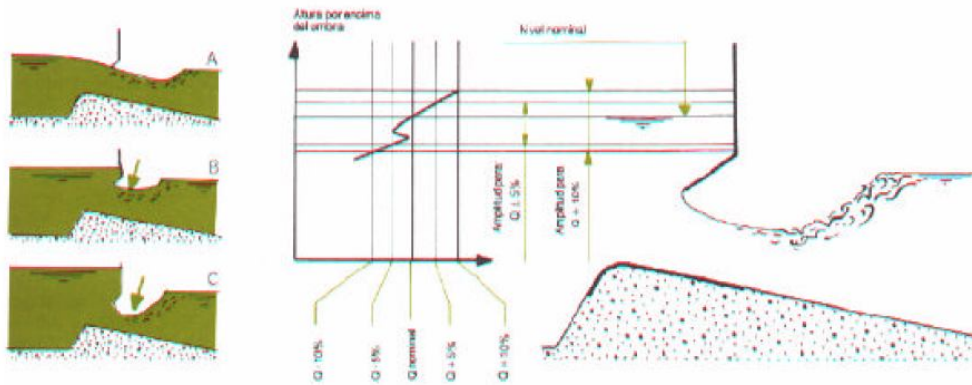


Figura 2.27

2 máscaras

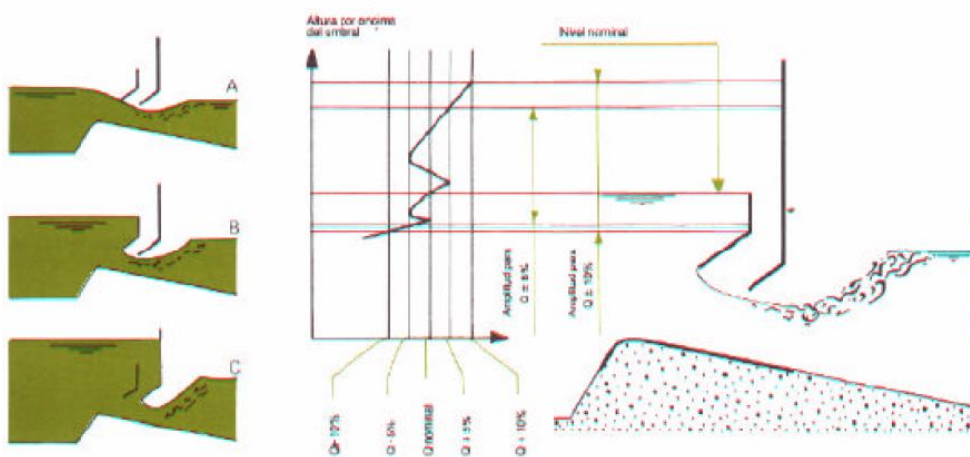


Figura 2.28

OBRAS HIDRÁULICAS

b) Características de los módulos aforadores

Los módulos fabricados en México originalmente por AQUACONTROL, son de tres tipos con dos reductores diferenciados por las dimensiones de sus secciones longitudinales. Estas se identifican en términos de gasto nominal por unidad de anchura como sigue:

- Serie XX₂, 20 litros/segundo/decímetro de anchura.
- Serie L₂, 50 litros/segundo/decímetro de anchura.
- Serie C₂, 100 litros/segundo/decímetro de anchura.

Nota: el subíndice 2 indica que es un módulo de dos reductores o mascarar.

En teoría el gasto normal deseado permite definir el ancho necesario del módulo.

Con el fin de incrementar apreciablemente la holgura en las fluctuaciones del nivel de operación del módulo, se colocó un segundo reductor aguas abajo del primero, como muestra la Figura 2.28

En la práctica, la fabricación de los módulos se estandariza. Además, con el fin de permitir al usuario la segmentación del gasto nominal del aparato, el fabricante ha instalado una división en el aparato, donde cada compartimiento está equipado con una compuertita, como se puede apreciar en la foto 2.3

Las características hidráulicas de los módulos XX₂, L₂ y C₂ se muestran en la Tabla 2.17 y corresponden a la nomenclatura de la Figura 2.26

Tabla 2.17 Características hidráulicas de los módulos XX₂, L₂ y C₂ (literales referidas a la Figura 2.21)

Tipo	Gasto unitario por dm (l/s)	H min Q-10% (cm)	H min Q-5% (cm)	H nom Q (cm)	H max Q+5% (cm)	H max Q+10% (cm)	dH Q-10% (cm)	dH Q-5% (cm)	i min para H nom	i min para H min	p min (cm)	h (cm) *ver nota
XX ₂	20	20	21	28	44	48	28	23	11	8	26	12 (17)
L ₂	50	37	39	51	82	89	52	43	20	15	49	22 (31)
C ₂	100	59	62	81	130	142	83	68	31	24	77	(50)

NOTA: Las dimensiones entre paréntesis pueden utilizarse, siempre que se opere el módulo arriba de su nivel normal.

OBRAS HIDRÁULICAS

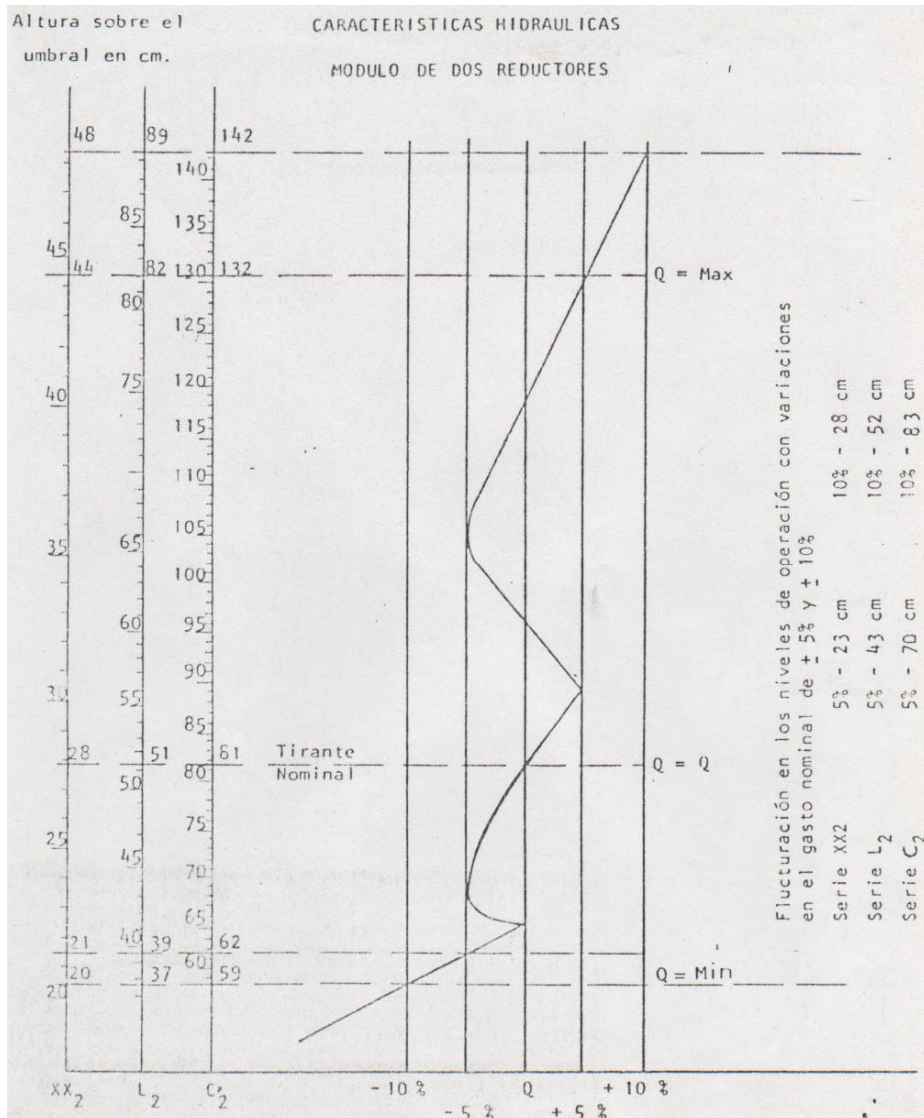


Figura 2.29 Variación del gasto en el Módulo de dos reductores, con la variación del nivel del agua en el canal alimentador

- c) Determinación de las elevaciones de las obras (represas y módulos asociados) en relación al nivel de agua en el canal
- Para una toma, la cota del cimacio del módulo depende del tipo de módulo y de la cota de la cresta del vertedor (CV ver Figura 2.26).
 - Una disposición posible para la determinación de las elevaciones de los módulos es la de hacer que coincida la cota de la línea de agua del módulo que funciona con un gasto nominal disminuido de -5% con la cota CV. De lo anterior se desprende:

La cota del cimacio (CC) que corresponde a esta determinación es:

➤ CV-0.21 m para el módulo XX₂ (2.32)

➤ CV-0.39 m para el módulo L₂ (2.33)

➤ CV -0.62 m para el módulo C₂ (2.34)

OBRAS HIDRÁULICAS

- iii) La determinación de las elevaciones de los módulos de tomas situadas a una distancia >20m del vertedor deberá tomar en cuenta la variación de la cota del nivel del agua en el canal entre $Q = 0$ y $Q = Q_{\text{máx}}$.

Entonces será posible quedar dentro de la tolerancia $Q \pm 5\%$ de acuerdo con el nivel máximo de agua aceptado en el vertedor.

El siguiente ejemplo permite ilustra el problema:

Hipótesis

- Modulo: XX_2
- Elevación: tal como se indicó, $Q + 5\%$ en $CV + dH$ (dH de la Tabla 2.17)
- Nivel o carga de agua en el vertedor 0.15m (H_v)
- Pendiente del canal (S): 0.0002

En el vertedor, el rango de funcionamiento del módulo sólo se utiliza en 15 cm de los 23 cm disponibles (Tabla 2.17). Desplazándose hacia aguas arriba del vertedor, el rango de utilización del módulo alcanza la cota de $Q + 5\%$ a la distancia:

$$R.O.xx_2 = \frac{dH - H_v}{S} = \frac{0.23 - 0.15}{0.0002} = 400m$$

Más allá, el modulo funciona en $Q > Q + 5\%$

Si se acepta un funcionamiento del módulo hasta $Q + 10\%$, el rango adicional es de 0.04 m, lo que permitiría instalar la obra a $0.04 / 0.0002 = 200m$ más aguas arriba, es decir en total 600 m aguas arriba del vertedor.

La Figura 2.30 es una ilustración de las consideraciones expuestas para cada tipo de módulo.

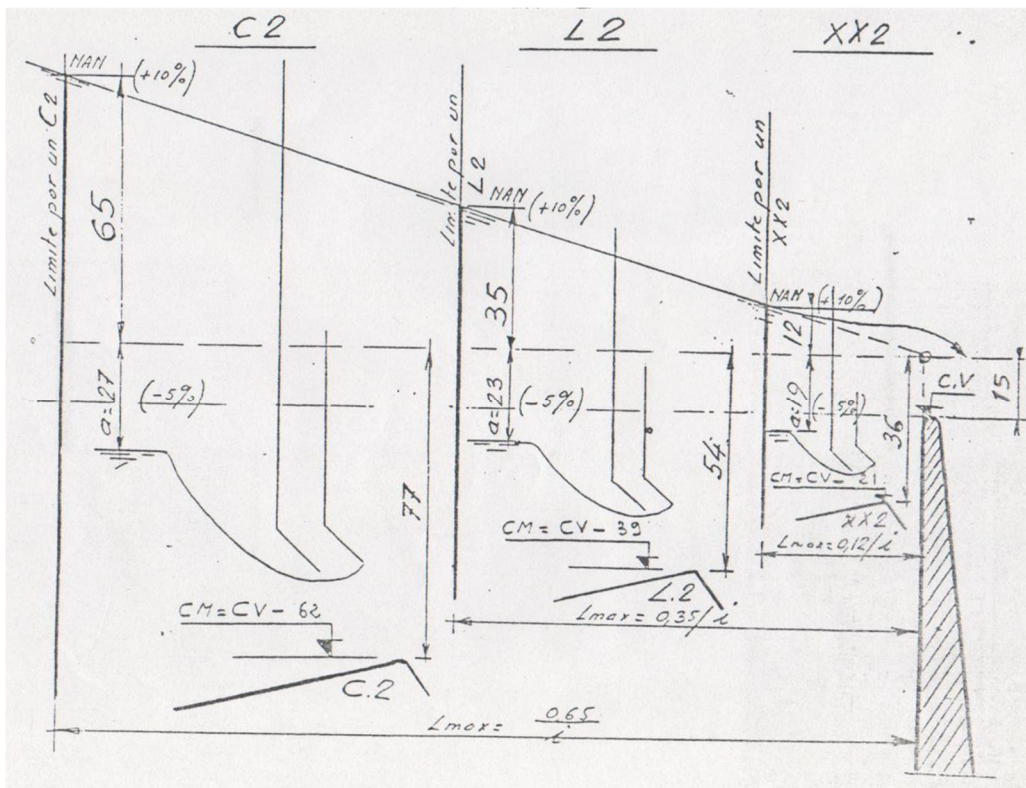


Figura 2.30 Rangos de operación de los diferentes tipos de Módulos Aforadores

OBRAS HIDRÁULICAS

Finalmente, según el proyecto estudiado y de acuerdo con las condiciones específicas de instalación de cada obra, es posible fijar la cota de gasto nominal del módulo con la de la cresta del vertedor.

El módulo funcionará entre Q y $Q + 5\%$, el rango de funcionamiento será entonces de 0.17m. La ventaja de este tipo de determinación reside en el hecho de que durante la instalación de las obras si hay un ligero error de altimetría en la determinación de elevaciones, no afecta demasiado el funcionamiento de la toma (ver Figura 2.29 la forma de la curva de funcionamiento debajo de $Q - 10\%$)

b) Sifón y carga máxima agua abajo del módulo

La determinación de la elevación de un módulo debe cumplir con las condiciones máximas de carga aguas abajo para que el aparato pueda funcionar sin estar sumergido o sea para una instalación para $Q_m = Q - 5\%$.

- $(CV - 0.21) + 0.21 - 0.08 = CV - 0.08$ para un XX_2
- $(CV - 0.39) + 0.39 - 0.15 = CV - 0.15$ para un L_2
- $(CV - 0.62) + 0.62 - 0.24 = CV - 0.24$ para un C_2

Además, cabe tomar en cuenta las pérdidas de carga en el sifón aguas abajo de los módulos, antes del canal del lote.

Se puede calcular como sigue:

- 1) El sifón puede ser formado de una estructura de entrada, una estructura de salida con un conducto que puede ser circular de diámetro igual a 0.61m o 0.91m, cuadrado o rectangular de 1.00 x 1.00m o 2.00 x 1.00m.

- Sección circular:

- Área de la sección: $A = \frac{\pi D^2}{4}$, perímetro de la sección: $P = \pi D$

- Radio hidráulico para sección circular:

- $R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4}$ (2.35)

- Sección cuadrada o rectangular:

- Área de la sección: $A = b \times d$, perímetro de la sección: $P = 2(b+d)$

- Radio hidráulico para sección cuadrada o rectangular:

- $R = \frac{A}{P} = \frac{b * d}{2(b + d)}$ (2.36)

- 2) La pérdida de carga en el sifón está constituida de:

- Una pérdida de carga a la entrada:

- $\Delta h_1 = \frac{K' * V^2}{2g}$ con $K' = 1.5$ (2.37)

- Una pérdida de carga en el conducto de $L = 10m$:

- $\Delta h_2 = \left(\frac{Q}{K * A * R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 * L$ en metros. (2.38)

OBRAS HIDRÁULICAS

Dónde: K = rugosidad del conducto; toma un valor de 60 para un conducto circular; y de 70 para un conducto cuadrado o rectangular.

3) La pérdida de carga total en el sifón será de:

$$\Delta H = \Delta h_1 + \Delta h_2 = \frac{1.5 * V^2}{2g} + \left(\frac{Q}{K * A * R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 * L \quad (2.39)$$

La tabla 2.18 indica la pérdida de carga en el sifón de acuerdo con el gasto de la toma y el tipo de tubería:

Tabla 2.18

Gasto Q en l/s	Pérdida de carga total (ΔH), en centímetros			
	$\phi = 610$ mm	$\phi = 910$ mm	100 x 100 cm	200 x 100 cm
<240	5			
>240 y <480		5		
>480 y <1180			12	
>1180 y <2400				12

Actualmente en el mercado mexicano sólo se encuentran los Módulos Aforadores fabricados por AFRAMEX, ya que los Módulos de Mascara, son fabricados en Argentina por ALSINTEC (http://www.alsintec.com/infrastructure/alstom_hydrostec.asp#almenara), en Brasil por HYDROSTEC (<http://www.hydrostec.com.br/espanhol/representantes.php>) y las Almenaras Modulares en España por EINAR (<http://www.einar.es/area-rc-modulos-calibradores-modumask-rotomask.html>) y en la página de Aquacontrol, ya no se encuentran los módulos aforadores (<http://www.aquacontrol.com/catalog/>).

Las características de los Módulos Aforadores pueden ser idénticas a lo mencionado en páginas anteriores como es el caso de los Módulos Aforadores fabricados por HYDROSTEC, pero pueden diferir de lo mencionado anteriormente, ya que cada uno de los fabricantes puede modificarlos, como es el caso de las Almenaras Modulares que fabrica EINAR que les llama "MODUMASK" y que como se puede constatar en la Figura 2.31, tomada de su catálogo, existen una mayor gama de posibles gastos, por lo que siempre es conveniente estar actualizados, y en el momento de realizar un proyecto verificar que exista los equipos, materiales y accesorios que se están definiendo en el diseño.

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALMENARA MODULABLE Y COTA DE INSTALACIÓN.

La elección del aparato depende del caudal a suministrar y del tipo (V, X, L, C ó D) el cual determina las dimensiones (anchura), el escalonamiento de caudales, la pérdida de carga mínima y las fluctuaciones admisibles del nivel aguas arriba según se trata de 1 ó 2 máscaras. Se fabrican 4 tipos de dimensiones en perfiles diferentes, caracterizados por el caudal nominal que pasa por la unidad de anchura:

Serie V: 10 l/s/dm
 Serie X: 20 l/s/dm
 Serie L: 50 l/s/dm
 Serie C: 100 l/s/dm
 Serie D: 200 l/s/dm

El caudal es fraccionable, en múltiplos de:

- 5 l/s en la serie V que comprende unas compuertas de 5, 10, 15 y 30 l/s.
- 10 l/s en la serie X (compuertas de 10, 20, 30, 60, y 90 l/s).
- 50 l/s en la serie L (compuertas de 50, 100, 200 y 400 l/s).
- 100 l/s en la serie C (compuertas de 100, 200, 400, 600 y 1000 l/s).

Variación de niveles admisibles aguas arriba:
 Según que la almenara modulable sea de simple o doble máscara esta será de:

- 5 ó 15 cm para la serie V
- 10 ó 25 cm para la serie X
- 15 ó 45 cm para la serie L
- 25 ó 70 cm para la serie C
- 40 ó 105 cm para la serie D

*Una almenara modulable queda definida por la serie seguida del caudal, por ejemplo: L45-750

Observación:

Si se combinan almenaras de series diferentes (por ejemplo X y C), con vistas a lograr un escalonamiento más fino de caudales, es necesario tener en cuenta que la precisión depende en realidad de la mayor serie.



Figura 2.31 Tipos y gastos nominales de Módulos Aforadores MODUMASK

2.3.3 Operación de canales de riego

Una parte fundamental en la operación de un sistema de riego por canales es la regulación de la red de canales de riego. Como primicia se puede decir que el objetivo de la regulación es el de contribuir al mejoramiento de la eficiencia de la red, es decir entregar en el transcurso de cada periodo de tiempo, el volumen de agua necesario conforme a las necesidades de las plantas, para cada usuario y con el mínimo posible de pérdidas de agua por sobre consumo y/o derrames en los vertedores de seguridad.

Conforme a lo anterior se puede decir que existen dos variables hidráulicas a controlar, que son: gasto y nivel del agua en los canales, existiendo dos métodos básicos de regulación, uno el de regulación aguas arriba y la otra agua abajo.

2.3.3.1 Métodos de aguas arriba

Este método data de la época de la civilización mesopotámica y se ha utilizado hasta mediados del siglo veinte, el cual consiste en regular el caudal en los canales mediante la maniobra de una sola compuerta situada en la cabeza del canal principal o alimentador, como se aprecia en la siguiente figura:

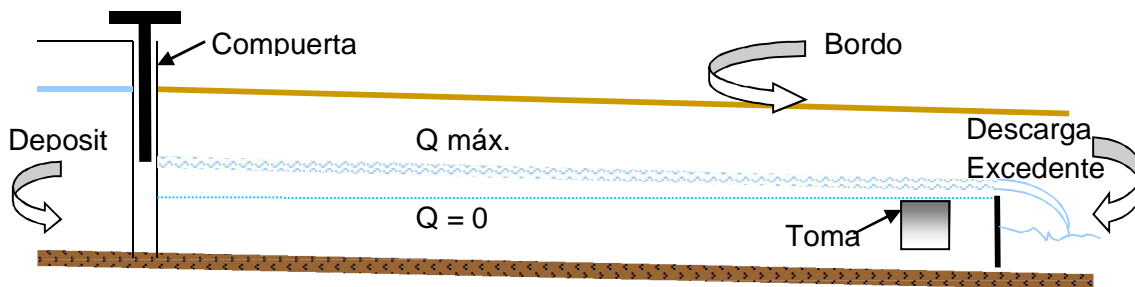


Figura 2.32 Esquema del funcionamiento hidráulico con el Método de Aguas Arriba

2.3.3.2 Métodos de aguas abajo

Este método consiste en tener el control mediante una compuerta situada aguas debajo de un tramo de canal, que al estar cerrada, el nivel del agua es horizontal e igual al del depósito alimentador, al abrir la compuerta antes mencionada o alguna compuerta de toma lateral, el nivel del agua baja, ajustándose el gasto en forma inmediata para responder a la demanda de gasto, mediante la disminución del volumen de agua comprendido entre la línea de agua horizontal a gasto nulo y la línea de agua horizontal a gasto solicitado, como se aprecia en la figura:

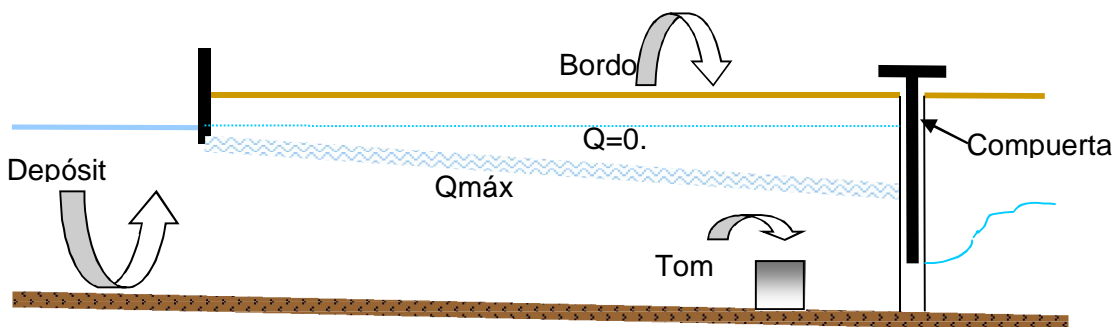


Figura 2.33 Esquema del funcionamiento hidráulico con el Método de Aguas Abajo

En este método la operación del canal es más flexible, bajo la condición de que el volumen de agua de la cuña $Q=0$ y $Q_{\text{máx}}$ sea suficiente, con lo que el gasto demandado podrá satisfacer de manera inmediata y automática.

OBRAS HIDRÁULICAS

2.3.3.3 Ventajas y desventajas de los dos métodos de regulación

Método Aguas Arriba.

- Ventajas: control de los gastos mediante el organismo responsable; excavaciones limitadas, ya que los bordos del canal son paralelos al fondo; pérdida de agua en los canales mínima, por infiltración y evaporación.
- Desventajas: plazos de respuesta importantes para la solicitud; necesidades de prever las reacciones hidráulicas de la red; pérdidas de agua en la operación de los canales por exceso de gasto; dependencia de los usuarios de la operación durante periodos específicos (durante el día, fuera de los fines de semana y de los días festivos), es decir establecer previamente un programa de distribución.

Método Aguas Abajo.

- Ventajas: la programación es más flexible, ya que la red se adapta a condiciones reales de la distribución, respuesta inmediata y automática a una solicitud imprevista; control de gastos por medio de la demanda de los usuarios en las diversas tomas de agua.
- Desventajas: excavaciones mayores, dependiendo de la pendiente, por la necesidad de tener bordos horizontales; sobredimensionamiento de los canales con respecto a canales dimensionados para una demanda de agua continua; menor control sobre los consumos de los usuarios por parte del organismo responsable; pérdidas de agua por evaporación e infiltración.

2.3.3.4 Regulación mixta

En general el canal principal tiene una regulación aguas abajo y los laterales (por lo menos en una parte de ellos) tienen una regulación aguas arriba.

En la práctica, este tipo de regulación se encontrará a menudo en las grandes redes de irrigación debido a las razones siguientes:

- a) La pendiente de los laterales es demasiado fuerte para considerar una regulación aguas abajo a costos económicamente aceptables.
- b) El canal principal ya existe y no es posible a costos económicamente aceptables modificar los bordos para tener una regulación aguas abajo en algunos de sus tramos.

Conclusiones.

- a) De lo anterior se puede decir que un sistema de regulación aguas abajo es muy recomendable cuando:
 - Las pendientes de los canales son pequeñas
 - La longitud del canal y/o el número de usuarios es grande ya que simplifica la organización de la distribución y elimina las pérdidas de agua.
 - El canal principal o alimentador y los laterales conducen gastos mayores a $1.7 \text{ m}^3/\text{s}$ y menores a $2 \text{ m}^3/\text{s}$, con una pendiente suave entre 0.0002 y 0.0005.
- b) Para condiciones de canales con pendiente media a fuerte la regulación recomendada es aguas arriba
- c) De acuerdo con las condiciones topográficas se podrá considerar un sistema de regulación tipo mixta, es decir con la conducción con regulación aguas abajo y la distribución con regulación aguas arriba.
- d) Existen medidas correctivas para atenuar los inconvenientes de la regulación aguas arriba, como se verá a detalle posteriormente.

OBRAS HIDRÁULICAS

EJEMPLOS RESUELTOS

EJEMPLO 2.1 : Diseñar las secciones constructivas de un canal para riego, el cual se encuentra en una ladera, buscando que cumpla con la máxima eficiencia y derivado del tipo de material donde se construirá será revestido, así como determinar la superficie libre del agua, conforme a la siguiente información topográfica y de gastos adoptados, tomando en cuenta que existen dos barrancas,; en la primera se diseñará un puente canal y en la segunda un sifón invertido, en ésta última se tiene un desnivel de 20 m y talud en las laderas de 0.58:1

TRAMO (Km)		Q_{adoptado} (m ³ /s)	Pendiente del terreno
0 + 000	0 + 100	0.80	0.003
0 + 100	0 + 105	0.80	0.056
0 + 105	0 + 145	0.80	0.1845
0 + 145	0 + 155	0.80	0.056
0 + 155	0 + 260	0.80	0.003
0 + 260	0 + 300	0.80	Desnivel de la barranca de 15 m (Puente Canal)
0 + 300	0 + 810	0.80	0.003
0 + 810	0 + 950	0.80	Desnivel del terreno de 20 m (sifón invertido)
0 + 950	2 + 650	0.80	0.001
2 + 650	3 + 460	0.60	0.001
3 + 460	3 + 510	0.50	0.001

Datos:

Tabla anterior

Revestido con concreto $n = 0.015$ (0.014 – 0.016).

Incógnitas:

Dimensiones del conducto por tramo: d , b , k , S , B.L.

Puente Canal: B.L., b , d , $k = 0$

Sifón invertido: $\phi_{\text{sifón}}$, transición de entrada y salida, y elevación de salida.

Fórmulas:

$$Q_{\text{adoptado}} = Q_{\text{calculado}}$$

$$Q_{\text{calculado}} = AV$$

$$A = bd + kd^2 ; B = b + 2kd$$

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

OBRAS HIDRÁULICAS

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

La ecuación de máxima eficiencia, nos restringe a obtener una solución que cumpla:

$$R_h = 0.5d$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gY}}; F_r < 1 \text{ subcrítico}; F_r = 1 \text{ Crítico}; F_r > 1 \text{ supercrítico}$$

$$Y = \frac{A}{B} \quad (\text{tirante medio})$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$$

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_r$$

$$\sum h_r = \sum h_L + \sum h_f$$

$$h_f = SL = \left(\frac{Vn}{R_h^{\frac{2}{3}}} \right)^2 L$$

SALTO HIDRÁULICO

$$\frac{Q_1^2}{gA_1} + A_1\bar{Y}_1 = \frac{Q_2^2}{gA_2} + A_2\bar{Y}_2 \quad \text{Donde } Q_1 = Q_2$$

$$\bar{Y}_1 = \frac{d}{3} \left(\frac{2b+B}{b+B} \right) \quad \text{Sección trapecial}$$

$$\bar{Y}_1 = \frac{d}{2} \quad \text{Sección rectangular}$$

$$E_1 = E_2 + \Delta z$$

$$L_s = 5(d_2 - d_1)$$

PUENTE CANAL

$$L_r = \left(\frac{T-t}{2} \right) \cot \alpha = \left(\frac{T-t}{2} \right) \frac{1}{\tan \alpha}; \quad 12^\circ 30' < \alpha < 22^\circ 30'$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$T = b + 2kd$... Ancho Superficie Libre del Agua (SLA) mayor

$t = b + 2kd$... Ancho SLA menor

SIFÓN

$$\theta = 1.4\sqrt{Q}; \quad Q \text{ en l/s, } \theta \text{ en pl. DIÁMETRO TENTATIVO}$$

Para definir el tirante en una sección circular parcialmente llena se

puede usar:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{\left[(\beta - \operatorname{sen}\beta \cos\beta) * \frac{D^2}{4} \right]^3}{D * \operatorname{sen}\beta}$$

PÉRDIDAS DE ENERGÍA LOCAL O POR CAMBIOS DE VELOCIDAD

$$h_l = k \frac{V^2}{2g}$$

Nota: en el apéndice "C", se presenta una tabla donde se resumen los principales valores de los coeficientes "k" de la ecuación anterior para definir las pérdidas por entrada, por salida, por ensanchamientos, contracciones, etc.

Solución

Para diseñar la sección de cada uno de los tramos se deberá proponer los valores de la base y el tirante que cumplan la condición óptima ($R_h = 0.5d$), buscando que la pendiente de la plantilla del canal sea la misma que la del terreno, para tener un diseño económico. Como se indica en el encabezado, el canal será revestido por lo que se propone utilizar un talud en la secciones trapeciales $k = 0.5$

Se ilustra el proceso con el cálculo del tramo 1, los primeros valores nos orientan hacia los valores correctos.

$$b_{prop} = 1.00m$$

$$d_{prop} = 1.00m$$

$$A = 1(1) + 0.5(1)^2 = 1.500m^2$$

$$P = 1.0 + 2(1.0)\sqrt{1 + (0.5)^2} = 3.236m$$

$$R_h = \frac{1.500}{3.236} = 0.464m$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$R_h = 0.5d = 0.5(1.00) = 0.500m$$

Se aprecia que el valor está próximo a la condición óptima, se corroborará con el gasto.

$$V = \frac{(0.464)^{\frac{2}{3}} (0.003)^{\frac{1}{2}}}{0.015} = 2.187m/s$$

$$Q_{calculado} = 1.500(2.187) = 3.280m^3/s$$

Como se aprecia el gasto es mucho mayor que el gasto de diseño, por lo que se propondrán valores más pequeños buscando igualar los gastos y respetar la condición de máxima eficiencia.

$$b_{prop} = 0.80m$$

$$d_{prop} = 0.80m$$

$$A = 0.80(0.80) + 0.5(0.80)^2 = 0.960m^2$$

$$P = 0.80 + 2(0.80)\sqrt{1 + (0.5)^2} = 2.589m$$

$$R_h = \frac{0.960}{2.589} = 0.371m$$

$$R_h = 0.5d = 0.5(0.80) = 0.400m$$

$$V = \frac{(0.371)^{\frac{2}{3}} (0.003)^{\frac{1}{2}}}{0.015} = 1.885m/s$$

$$Q_{calculado} = 0.960(1.885) = 1.810m^3/s$$

Se observa que el gasto es menor que en el cálculo previo y además la condición de máxima eficiencia se mantiene próxima a cumplirse.

Este proceso de iteración de valores es más rápido si el lector lo tiene programado en Excel para ir comparando ambas condiciones de diseño, o mejor aún si encuentra por medio de las tres ecuaciones básicas de gasto ($Q = VA$), Velocidad con Manning ($V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2}$)

y máxima eficiencia ($R_h = 0.5d$), dos ecuaciones que permitan calcular de forma directa el valor de "d" y "b", en función del gasto (Q), talud (k), rugosidad (n) y pendiente (S), que

OBRAS HIDRÁULICAS

con la finalidad de darle el gusto de deducirlas, no se incluyen en éstos apuntes, pero que se pueden pedir a los autores de los presentes apuntes vía correo electrónico.

Mediante a un proceso iterativo, utilizando la hoja de cálculo de Excel o con la deducción de las fórmulas mencionadas en el párrafo anterior se tiene:

$$b_{prop} = 0.676m$$

$$d_{prop} = 0.547m$$

$$A = 0.676(0.547) + 0.5(0.547)^2 = 0.520m^2$$

$$P = 0.676 + 2(0.547)\sqrt{1 + (0.5)^2} = 1.900m$$

$$R_h = \frac{0.520}{1.900} = 0.274m$$

$$R_h = 0.5d = 0.5(0.547) = 0.274m$$

Se aprecia que se cumple con la condición de máxima eficiencia, resta comprobar el gasto

$$V = \frac{(0.274)^{\frac{2}{3}}(0.003)^{\frac{1}{2}}}{0.015} = 1.539m/s$$

$$Q_{calculado} = 0.520(1.539) = 0.800m^3/s$$

Se comprueba que el gasto que puede circular en la sección es el gasto de diseño por lo que se tienen ya los valores correctos del ancho y el tirante. Determinando las características restantes de la sección se tiene:

Para el gasto de 0.80 m³/s o 800 l/s corresponde un B.L. = 0.25 m (Tabla 2.6)

Hp será cero ya que estamos en el tramo de conducción o muerto del canal (donde no disminuye el gasto al no ser tramo en derivación, que si debe verificarse que $d > 0.15$ m, como se presenta en los tramos 10 y 11)

$$h = 0.547 + (0.250) = 0.797m$$

$$B = 0.676 + 2(0.5)(0.547) = 1.224m$$

$$Y = \frac{0.520}{1.224} = 0.425m$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$F_r = \frac{1.539}{\sqrt{9.81(0.425)}} = 0.754$$

Se muestra a continuación un esquema de la sección calculada y posteriormente la tabla resumen de todo el canal. Es importante recordar todo el cálculo se debe realizar a la milésima, pero ya en el proyecto constructivo las dimensiones de la base se deberá ajustar a la centésima y por lo tanto se calcula el nuevo tirante no obstante se aleje un poco de la sección de máxima eficiencia.

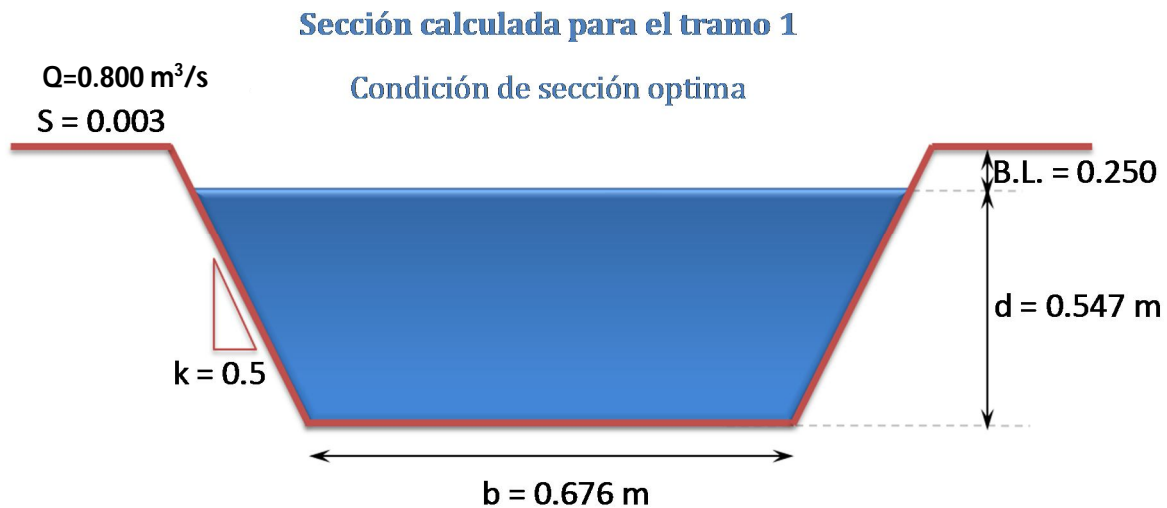


Tabla E.2.1

TRAMO	b (m)	d (m)	K	A (m ²)	P (m)	R _h (m)	B (m)	V (m/s)	Q _{diseño} (m ³ /s)	B.L. (m)	H (m)	Fr	
1	0.676	0.547	0.5	0.520	1.900	0.274	1.224	1.539	0.8	0.250	0.797	0.754	
2	0.600	0.300	0	0.180	1.199	0.150	0.600	4.451	0.8	0.250	0.550	2.596	
3	0.479	0.240	0	0.115	0.959	0.120	0.479	6.961	0.8	0.250	0.490	4.539	
4	0.600	0.300	0	0.180	1.199	0.150	0.600	4.451	0.8	0.250	0.550	2.596	
5	0.676	0.547	0.5	0.520	1.900	0.274	1.224	1.539	0.8	0.250	0.797	0.754	
6			0						0.8				
7	0.676	0.547	0.5	0.520	1.900	0.274	1.224	1.539	0.8	0.250	0.797	0.754	
8	SECCIÓN CIRCULAR									0.8			
9	0.831	0.672	0.5	0.785	2.335	0.336	1.503	1.019	0.8	0.250	0.922	0.450	
10	0.746	0.604	0.5	0.633	2.096	0.302	1.350	0.949	0.6	0.250	0.854	0.442	
11	0.697	0.564	0.5	0.552	1.957	0.282	1.261	0.906	0.5	0.250	0.814	0.437	

Los resultados anteriores deberán de revisarse al comprobar el funcionamiento hidráulico del canal, considerando que los tramos no se encuentran aislados y que interactúan uno con el otro, por lo que se debe de calcular el perfil de la superficie libre del agua (SLA) a lo largo del canal y hacer los cambios necesarios para un correcto funcionamiento de él, así como diseñar los tramos de transición de una sección a otra que sirvan de conexión entre ellos.

OBRAS HIDRÁULICAS

Del análisis de la tabla E.2.1, se puede ver que el 1° tramo funcionará con régimen subcrítico ($Fr < 1$) y que el 2°, 3° y 4° funcionarán a régimen supercrítico ($Fr > 1$), por lo que al final del 1° tramo se tendrá el tirante crítico. Posteriormente en el 5° tramo el régimen será subcrítico, por lo que al inicio del tramo se deberá de verificar que se presente el salto hidráulico, siendo necesario tomar en cuenta la recomendación de que tanto la rápida (2°, 3° y 4° tramo), como la zona donde se presente el salto hidráulico se tenga una sección rectangular, para lograr una mejor disipación de la energía y que el agua salpique menos fuera del canal, en la zona del salto hidráulico.

En el tramo 6 se proyectará un puente canal, que debe tener sección rectangular para lograr un mejor diseño estructural y evitando que la sección de proyecto haga que se remanse el agua hacia aguas arriba, por lo que se recomienda encontrar el ancho de la plantilla del tramo del puente-canal, con el tirante de aguas del tramo que le antecede.

En el 8° tramo se diseñará un sifón invertido, por lo que se deberá encontrar el diámetro de la tubería más adecuada para la conducción, así como proyectar los elementos necesarios para su correcto funcionamiento, como son las transiciones de sección rectangular a circular y viceversa a la salida, la elevación de la plantilla de salida del sifón, rejilla de entrada, piezas especiales (codos) para cambio de dirección y atraques para evitar el movimiento de la tubería.

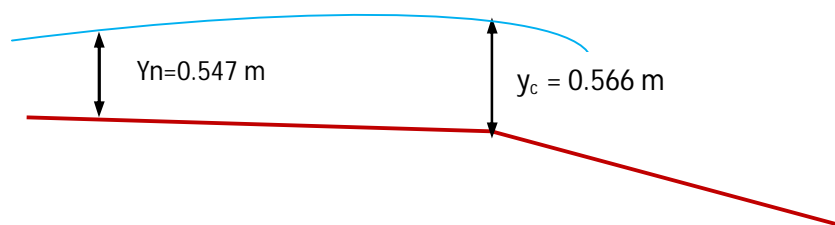
-Cálculo de la superficie libre del agua y diseño de las transiciones:

Conforme a lo anterior el tirante crítico se presentará en la sección de control que se ubica al inicio del 2° tramo, que tendrá sección rectangular, por lo tanto se tiene:

$$\frac{(0.80)^2}{9.81} = \frac{(0.60 y_c)^3}{0.60} \quad \text{o} \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{(0.80)^2}{9.81(0.60)^2}}$$

$$y_c = 0.566m$$

De acuerdo con las características geométricas de ambos tramos, de la tabla E.2.1, el tirante normal es de 0.547 m y el perfil hidráulico sería:



Del dibujo anterior podemos observar que el tirante crítico provocará un remanso en el tramo 1 dado que el tirante normal es menor, esto provocaría dificultad en la circulación del flujo ocasionado por la diferencia en los anchos y las secciones del tramo 1 y 2. Por ello para resolver esta dificultad se propone que el tramo 2 tenga el mismo ancho de plantilla que el tramo 1, es decir, $b = 0.68$ m con ello el nuevo tirante crítico y las características hidráulicas asociadas serán:

OBRAS HIDRÁULICAS

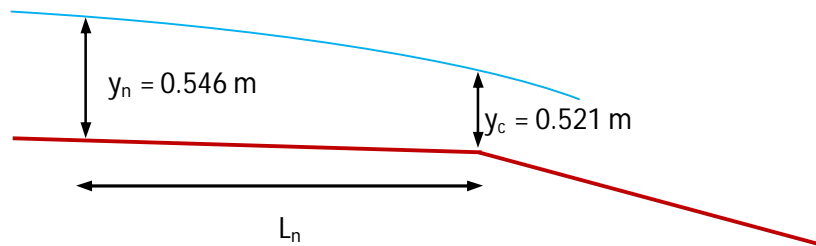
$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(0.80)^2}{9.81(0.68)^2}} = 0.521m$$

$$A_c = 0.68(0.521) = 0.354m^2$$

$$P_c = 0.68 + 2(0.521) = 1.722m$$

$$R_{hc} = \frac{0.354}{1.722} = 0.206m$$

$$V_c = \frac{0.800}{0.354} = 2.258m/s$$



A partir de ambos tirantes se debe determinar la longitud que existe entre ellos, aplicando la ecuación de Bernoulli y asociando términos resulta:

$$Z_n + y_n + \frac{V_n^2}{2g} = Z_c + y_c + \frac{V_c^2}{2g} + \sum h_f$$

$$(Z_c + S_1 L_n) + y_n + \frac{V_n^2}{2g} = Z_c + y_c + \frac{V_c^2}{2g} + S L_n$$

$$(Z_c + S_1 L_n) + y_n + \frac{V_n^2}{2g} = Z_c + y_c + \frac{V_c^2}{2g} + \left[\frac{\left(\frac{V_n + V_c}{2} \right)^2 n}{\left(\frac{R_{hn} + R_{hc}}{2} \right)^{\frac{2}{3}}} \right] L_n$$

$$L_n = \frac{-y_n - \frac{V_n^2}{2g} + y_c + \frac{V_c^2}{2g}}{S_1 - \left[\frac{\left(\frac{V_n + V_c}{2} \right)^2 n}{\left(\frac{R_{hn} + R_{hc}}{2} \right)^{\frac{2}{3}}} \right]} = \frac{-0.546 - \frac{(1.539)^2}{19.62} + 0.521 + \frac{(2.258)^2}{19.62}}{0.003 - \left[\frac{\left(\frac{1.539 + 2.258}{2} \right)^2 (0.015)}{\left(\frac{0.274 + 0.206}{2} \right)^{\frac{2}{3}}} \right]}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

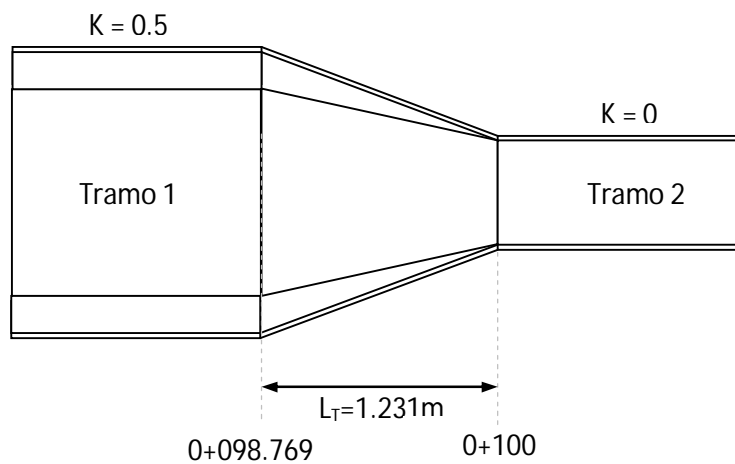
$$L_n = -46.832m$$

Para el cambio de sección de trapecial a rectangular, se hace el cálculo de la longitud de transición entre ambos tramos:

$$\text{Sección trapecial} \quad T = 0.68 + 2(0.5)(0.547) = 1.226m$$

$$\text{Sección Rectangular} \quad t = 0.68m$$

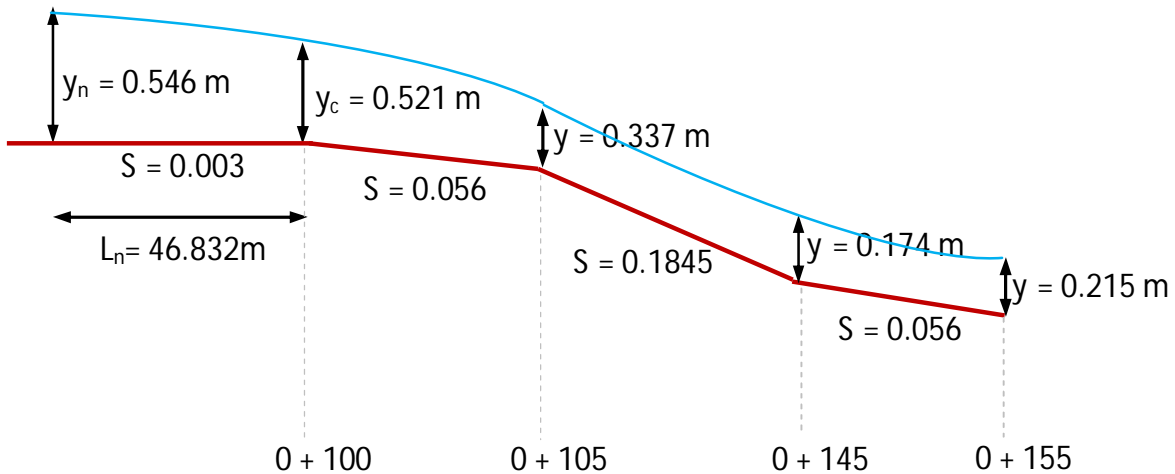
$$L_T = \left(\frac{1.226 - 0.68}{2} \right) \frac{1}{\tan 12^\circ 30'} = 1.231m$$



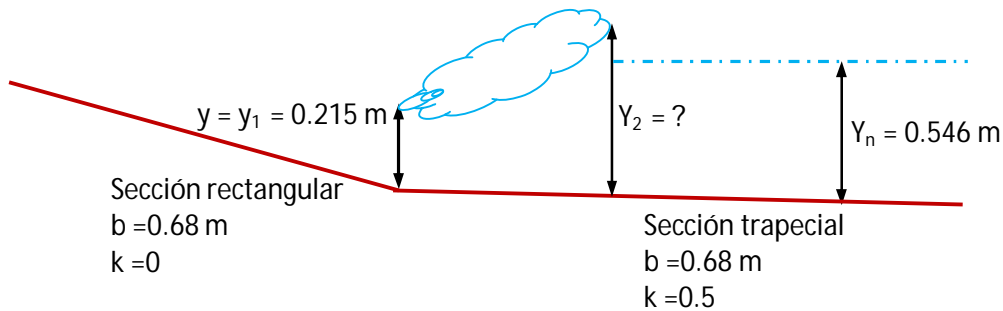
Para los tramos 2, 3 y 4 de acuerdo con sus pendientes topográficas no es posible que se presenten tirantes normales por lo cual la expresión para la longitud normal no nos es útil, por lo que se puede recurrir a la aplicación de la ecuación de Bernoulli en los cambios de pendiente o bien mediante a los métodos pasos, estándar o integración vistos en la materia Funcionamiento Hidráulico de canales para encontrar el valor correspondiente del tirante. En el siguiente esquema se muestran los resultados de aplicar el método de pasos.

Sin embargo es **IMPORTANTE** resaltar que en la práctica, es recomendable que si los tramos son relativamente cortos y construirlos representa un costo mayor que sólo dejar una sola rápida, con pendiente y sección única, que ahorre en la construcción de transiciones entre los pequeños tramos, se proceda a diseñar dicha rápida única y considerar el hecho de que se tendrá que escavar un poco más, pero siempre cuidando que al final de la rápida se llegue al terreno natural, sin generar aguas abajo, que el canal quede enterrado.

OBRAS HIDRÁULICAS



Al terminar los tramos de pendiente fuerte y regresar a una suave, se presenta un cambio de régimen supercrítico a subcrítico, por lo tanto, se calculan las características del salto hidráulico aplicando la ecuación de impulso y cantidad de movimiento entre las secciones del tirante conjugado menor y el conjugado mayor, el primero de ellos conocido y el segundo a encontrarlo.



Como ya se comentó antes es recomendable que todo el salto sea dentro de una sección rectangular y posteriormente se determina la longitud de transición para cambiar a la sección trapecial.

Entonces el tirante conjugado mayor " y_2 " se calcula de la siguiente forma:

$$\frac{(0.80)^2}{9.81(0.68 * 0.215)} + (0.68 * 0.215) \left(\frac{0.215}{2} \right) = \frac{(0.80)^2}{9.81(0.68 * y_2)} + (0.68 * y_2) \left(\frac{y_2}{2} \right)$$

$$0.462 = \frac{0.096}{y_2} + 0.34y_2^2$$

$$0.34y_2^3 - 0.462y_2 + 0.096 = 0$$

$$y_{2,1} = 1.044\text{m}$$

$$y_{2,2} = 0.215\text{m}$$

$$y_{2,3} = -1.258\text{m}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

De las tres posibles soluciones la correcta es el valor de $y_{2,1} = 1.044m$, ya que la segunda es el tirante conjugado menor y el tercer valor es negativo. Para dicho tirante sus características hidráulicas son:

$$A_2 = 0.68(1.044) = 0.710m^2$$

$$V_2 = \frac{0.80}{0.710} = 1.127m/s$$

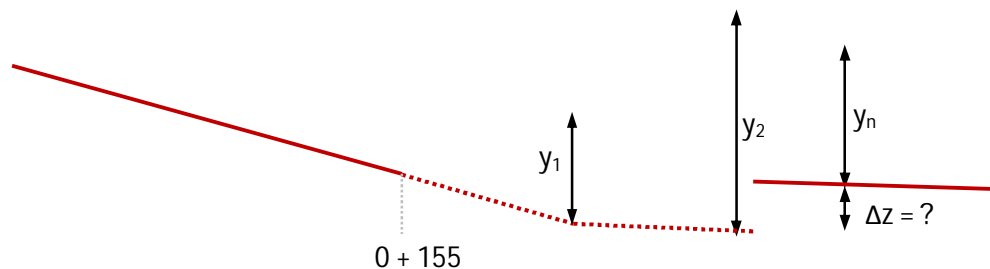
$$Fr_2 = \frac{1.127}{\sqrt{9.81(1.044)}} = 0.352$$

A partir de la comparación de las energías específicas del conjugado mayor y el tirante normal se determina el tipo de salto (la carga de posición es la misma en ambos tirantes), el cual deberá ser salto bien definido para que el diseño sea correcto.

$$E_2 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 1.044 + \frac{(1.127)^2}{19.62} = 1.109m$$

$$E_n = 0.546 + \frac{(1.539)^2}{19.62} = 0.667m \ll \text{valores de la tabla E.2.1 (tramo 5)}$$

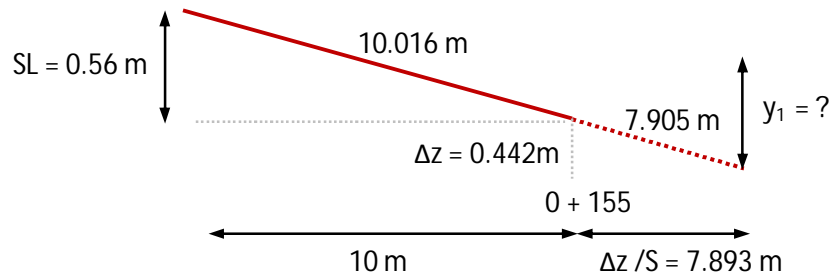
Como $E_2 > E_n$ se presentará un salto barrido, lo que implica la necesidad de revestir con concreto de alta resistencia para soportar la fuerza dinámica del salto hidráulico, con velocidades erosivas (ver tabla 2.12), para evitarlo se debe diseñar un tanque amortiguador cuyo desnivel (Δz) será el necesario para que $E_2 \approx E_n$. Se recomienda que se prolongue la rápida con la misma pendiente, como se muestra en la figura siguiente, hasta llegar al piso del tanque amortiguador, cuya plantilla será horizontal, pero al prolongar la rápida se ocasiona que el tirante conjugado menor, ya calculado, cambie y por ende el respectivo tirante conjugado mayor.



Como primera propuesta Δz puede ser la diferencia de energías ajustándose con ello la longitud de la rampa, el tirante al final de la rampa (conjugado menor), el conjugado mayor y las energías tendrán los siguientes valores:

$$\Delta z = 1.109 - 0.667 = 0.442m$$

OBRAS HIDRÁULICAS



Así la longitud total de la rampa es 17.893 m, con el método de pasos se determina el tirante.

$$y_1 = 0.262 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación de impulso y cantidad de movimiento, el tirante conjugado mayor será

$$y_2 = 0.916 \text{ m}$$

Comparando energías, en este caso se involucra el escalón del tanque en la sección normal (carga de posición, tomando como plano horizontal de comparación el piso del tanque).

$$E_2 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 0.916 + \frac{(1.284)^2}{19.62} = 1.000 \text{ m}$$

$$E_n = \Delta z + y_n + \frac{V_n^2}{2g} = 0.442 + 0.546 + \frac{(1.539)^2}{19.62} = 1.109 \text{ m}$$

Es práctica común aceptar una diferencia entre ambas energías del 5% de la energía específica del tirante normal, para considerar que el salto hidráulico será bien formado, por lo que se procede a calcular cuál será la máxima diferencia a aceptarse:

$$0.546 + \frac{(1.539)^2}{19.62} = 0.667 \text{ m (energía específica)} \Rightarrow 5\% = 0.033 \text{ m}$$

$$1.109 - 1.0 = 0.109 \text{ m} \Rightarrow 100 * \left(\frac{1.109 - 1.00}{0.546 + \frac{(1.539)^2}{19.62}} \right) = 16.3\%$$

Como $E_2 < E_n$ se presentara un salto ahogado, lo que implica que fue muy profundo el escalón y deberá disminuirse, hasta que la diferencia de energías sea cuando más 5% de la energía específica del tirante normal, el procedimiento es seguir proponiendo valores de Δz hasta que cumpla con las condiciones antes mencionadas la solución correcta es:

$$\Delta z = 0.361 \text{ m}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$y_1 = 0.248m$$

$$y_2 = 0.951m$$

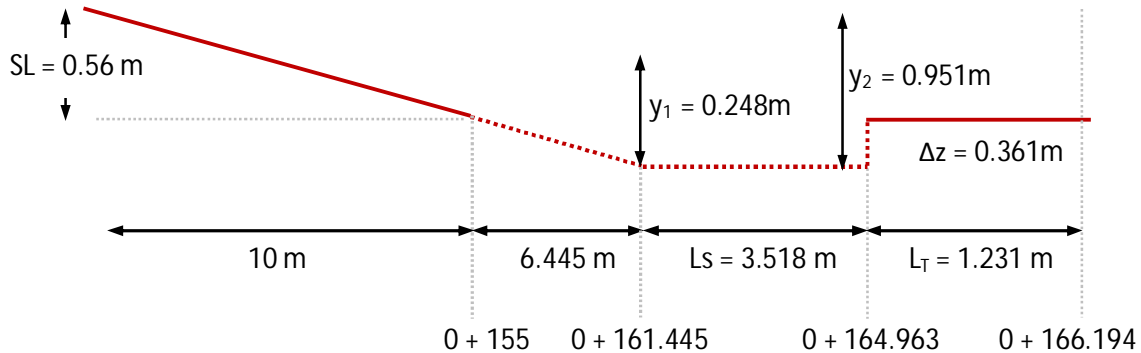
$$E_2 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 1.029m$$

$$E_n = \Delta z + y_n + \frac{V_n^2}{2g} = 1.029m$$

La longitud aproximada donde se presentará el salto hidráulico y la disipación de la energía será:

$$L_s = 5(0.951 - 0.248) = 3.518m$$

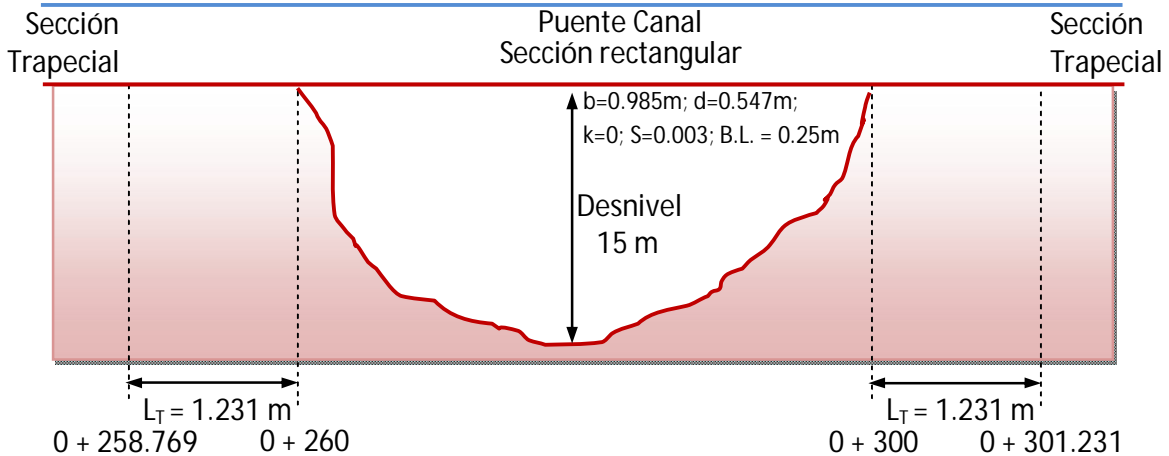
El esquema final del tanque amortiguador se presenta a continuación:



El diseño del puente-canal se deberá realizar para que no cambien en primera instancia el tipo de régimen y que el tirante en el puente-canal sea igual al del tramo de aguas arriba, para evitar que se presente un remanso. Por lo anterior se propone que el puente-canal (tramo 6) tenga la misma pendiente y tirante que el tramo 5, es decir 0.003 y 0.547m respectivamente, así como se comentó anteriormente la sección será rectangular, lo que permite calcular el ancho de la plantilla del puente-canal, al igualar la velocidad calculada con la ecuación de continuidad o de Benedetto Castelli, con la velocidad calculada con la ecuación de Robert Manning:

$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} = \frac{0.8}{b * 0.547} = \frac{1}{0.015} * \left[\frac{b * 0.547}{b + 2 * 0.547} \right]^{\frac{2}{3}} * (0.003)^{\frac{1}{2}}$$

Resolviendo en hoja de Excel se obtiene: $b = 0.985m$



Para el diseño del sifón invertido se seleccionará el diámetro del tubo que sea el más económico, en este diseño se deberán considerar las pérdidas por fricción en el tubo así como las distintas pérdidas locales (pérdida por rejilla, pérdida por entrada, pérdida por cambios de dirección, pérdidas por salida y pérdidas por cambio de dirección) para determinar el desnivel necesario para que el sifón invertido funcione correctamente, ya que como se recordará del curso de hidráulica básica, el desnivel necesario deberá ser tal que la energía disponible a la entrada del sifón sea igual a la energía disponible a la salida, más las pérdidas de energía a lo largo del paso del agua por el sifón invertido, conforme a la ecuación de la conservación de la energía de Daniel Bernoulli.

Se utilizará un tubo de acero con rugosidad $n = 0.011$, ya que el conducto quedará expuesto a la intemperie y requiere una determinada resistencia externa para evitar su ruptura por golpes accidentales. Para definir el diámetro se puede usar la fórmula de Dupoit:

$$\theta = 1.4\sqrt{800} = 39.59''$$

$$\theta_{Comercial} = 40'' = 1.016m$$

$$A_{Sifón} = \frac{\pi (1.016)^2}{4} = 0.811m^2$$

$$V = \frac{Q}{A_{Sifón}} = \frac{0.80}{0.811} = 0.987m/s$$

De acuerdo con la experiencia en la determinación del diámetro económico en líneas de conducción, se ha encontrado que la velocidad que cumple con dicha condición es $V = 1.50m/s$, por lo que se probaran nuevos diámetros comerciales de acuerdo con el material y tipo de tubería.

$$\theta_{Comercial} = 36'' = 0.914m \Rightarrow V = 1.218m/s$$

$$\theta_{Comercial} = 30'' = 0.762m \Rightarrow V = 1.754m/s$$

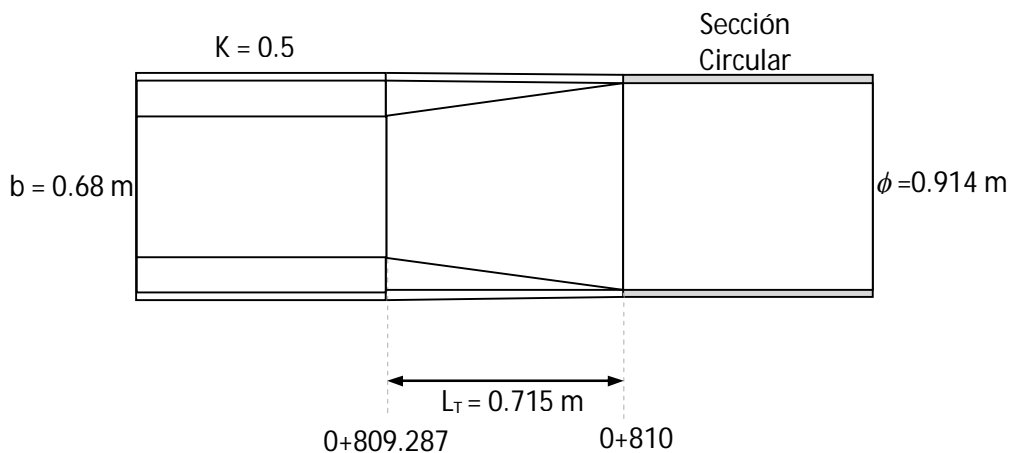
OBRAS HIDRÁULICAS

$$\theta_{Comercial} = 24'' = 0.610m \Rightarrow V = 2.741m/s$$

De acuerdo con las velocidades el diámetro que resultaría más adecuado será $\theta_{Comercial} = 36'' = 0.914m$, por lo que se presentará una entrada libre al sifón, ya que el tirante de ingreso es menor al diámetro del tubo (0.547 m ver tabal E.2.1), por lo que no se presentará a la entrada del sifón una pérdida de energía por cambio de dirección.

En primera instancia se calcula la longitud de transición entre la sección trapezoidal y la sección rectangular con ancho de plantilla igual al diámetro del sifón.

$$L_T = \left(\frac{1.231 - 0.914}{2} \right) \frac{1}{\tan 12^\circ 30'} = 0.715m$$



Es importante mencionar que aun cuando en realidad se cambia de sección trapezoidal a sección circular, se coloca una sección rectangular justo entre ambas, para posibilitar la colocación de las rejillas, y por la inclinación del tubo con respecto a la pendiente del tramo aguas arriba, en el cambio de pendiente o inicio del sifón, se dará una sección de control, por lo que se calcula el tirante crítico considerando una sección hidráulica circular parcialmente llena, la que se resolvió por medio del uso de Excel, buscando el valor del ángulo β que proporcione la igualdad de la primera ecuación que a continuación se muestra:

$$\frac{(0.80)^2}{9.81} = \frac{\left((\beta - \text{sen}\beta \cos \beta) \frac{(0.914)^2}{4} \right)^3}{(0.914) \text{sen}\beta}$$

$$\beta = 1.718\text{rad}$$

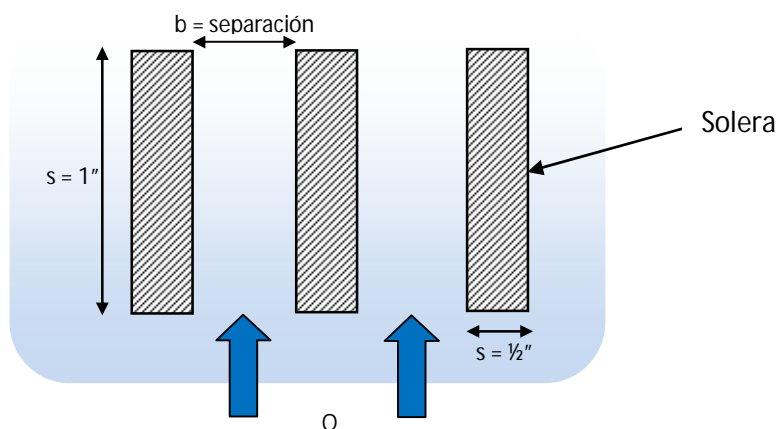
$$y_c = \frac{D}{2} (1 - \cos \beta) = \frac{0.914}{2} (1 - \cos(1.718)) = 0.524m$$

$$A_c = (1.718 - \text{sen}(1.718) \cos(1.718)) \frac{(0.914)^2}{4} = 0.3893m^2$$

$$V_c = \frac{0.80}{0.3893} = 2.055m/s$$

Pérdida por rejilla

Para el diseño de la rejilla se propone solera $\frac{1}{2}'' \times 1''$, con una separación aproximada entre barras de 10 cm, para evitar la entrada de objetos de gran tamaño; es importante mencionar que la separación adecuada de las barras, será aquella que permita que la velocidad de paso en la rejilla sea la misma que se presenta al ingresar al tubo, pero depende directamente del tamaño de los objetos que pretendemos evitar que ingresen al conducto y que posteriormente exista la posibilidad que obstruyan el paso del agua, por lo que en algunos casos se recomienda que la separación aproximada sea de 5 cm, para evitar la entrada de basuras, que llegaran a azolverse en el fondo del sifón invertido y que disminuyan la capacidad de conducción del gasto de diseño.



$$N_{soleras} = \frac{\theta}{b + s} = \frac{0.914}{0.1 + 0.0127} = 8.11 soleras$$

Por lo tanto se tendrán 8 soleras en la rejilla, de las cuales dos están situadas a los costados conformando el marco de la rejilla y por tanto solo tendremos 6 que se interponen al paso del caudal. Esto representará de acuerdo con el tirante crítico que se presenten dos áreas área inefectivas de flujo o áreas muertas, es decir, de velocidad nula y que se consideran para verificar la velocidad de ingreso al sifón.

$$b = \frac{\theta}{N_{soleras}} - s = \frac{0.914}{8} - 0.0127 = 0.10155m = 10.155cm$$

separación definitiva entre soleras.

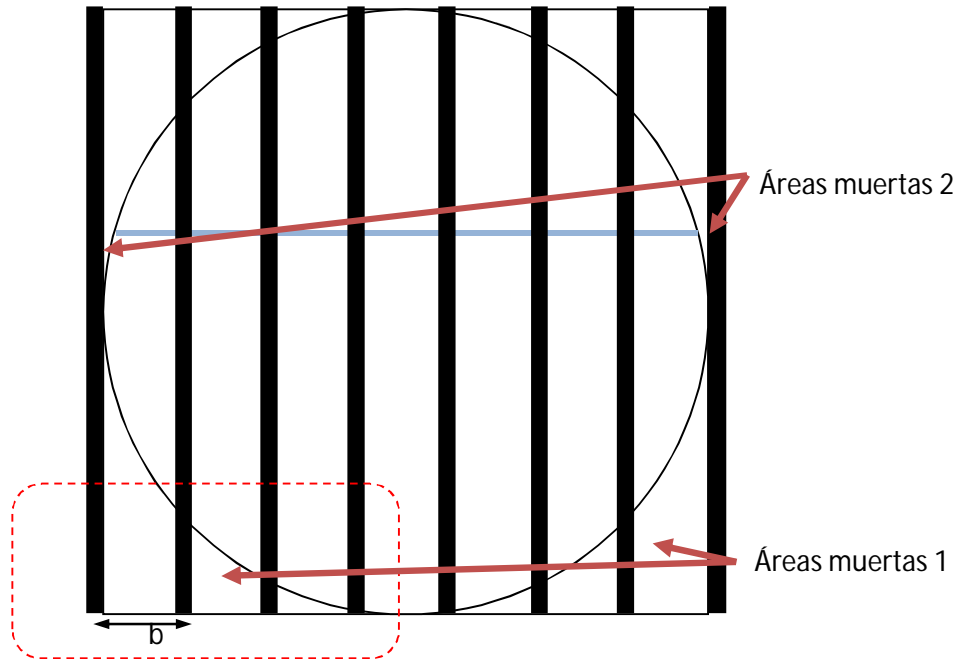
Para determinar el área de las soleras se realiza el siguiente análisis: la longitud de cada barra dependerá de la ubicación a lo largo del diámetro en la entrada del sifón, es decir será la altura del tirante crítico menos la distancia del fondo del canal al bordo del sifón, por lo que, mientras más cerca se encuentra del eje del sifón es más cercana al tirante crítico y mientras más alejado del eje es menor la longitud que obstruye el paso del caudal.

$$A_{bruta} = D * y_c = 0.914(0.524) = 0.479m^2$$

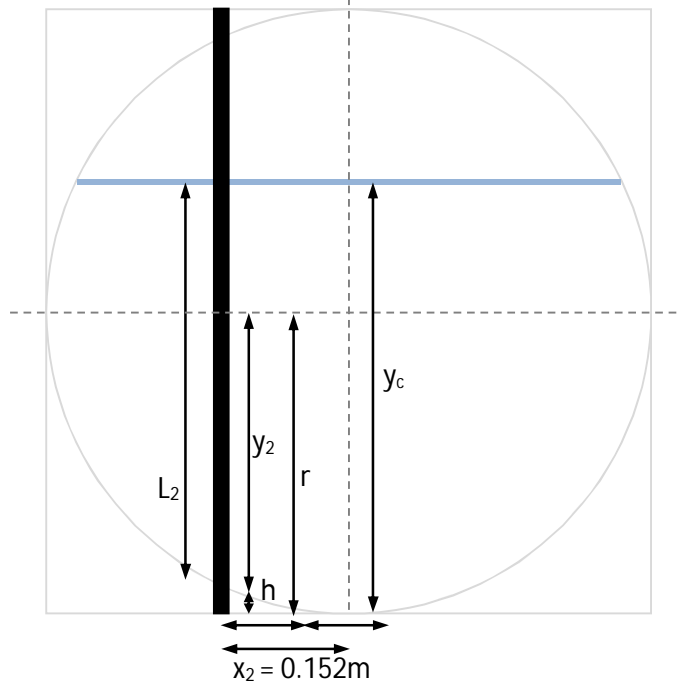
OBRAS HIDRÁULICAS

$$A_{muerta1} = D * r - \frac{1}{2} \frac{\pi D^2}{4} = 0.914(0.4572) - \frac{\pi (0.914)^2}{8} = 0.090m^2$$

$$A_{muerta1} = (y_c - r) * (D - B_c) = [0.524 - 0.4572] * [0.914 - 0.258] = 0.044m^2$$



En el siguiente esquema se explica la manera geométrica en la que se determinan las longitudes mostradas en el recuadro rojo, comenzando del centro a la esquina izquierda



OBRAS HIDRÁULICAS

$$x^2 + y^2 = r^2 \Rightarrow y = \sqrt{r^2 - x^2}$$

$$h = r - y \Rightarrow h = r - \sqrt{r^2 - x^2}$$

$$L = y_c - h \Rightarrow L = y_c - \left[r - \sqrt{r^2 - x^2} \right]$$

Es importante mencionar que el valor de x , que nos indica la posición de la barra, se debe verificar si es par o impar, para mostrar el cálculo se determina la longitud de la primer barra, posteriormente se calcula el A_b , como se muestra en la tabla

$$L_1 = y_c - \left[r - \sqrt{r^2 - x_2^2} \right] = 0.524 - \left[0.457 - \sqrt{(0.457)^2 - \frac{1}{2}(0.013 + 0.1016)^2} \right] = 0.521m$$

BARRA	POSICIÓN	h rejilla (m)	$A_{rejilla}$ (m ²)
1	MARCO	0.000	0.000
2	3	0.424	0.005
3	2	0.491	0.006
4	1	0.521	0.007
5	1	0.521	0.007
6	2	0.491	0.006
7	3	0.424	0.005
8	MARCO	0.000	0.000

En la fórmula siguiente se aprecian solo 3 barras a cada costado del eje, ya que la primera y la última barra no obstruyen el ingreso del flujo al sifón

$$A_b = A_{soleras} = 2 \left[(0.0127)(0.424 + 0.491 + 0.521) \right] = 0.036m^2$$

$$A_n = A_{bruta} - A_b - A_{muertas} = 0.479 - 0.036 - (0.090 + 0.044) = 0.309m^2$$

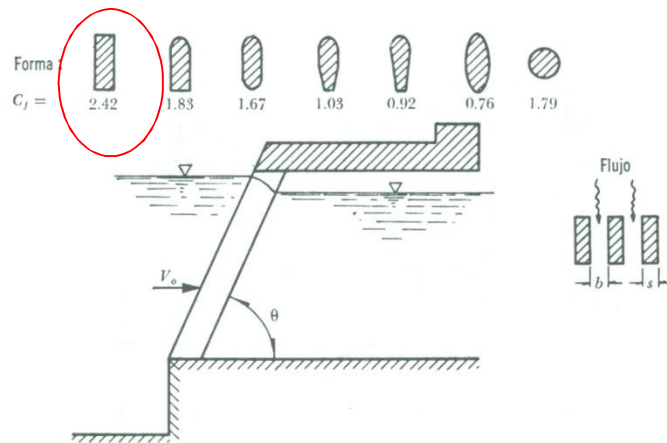
$$V_{rejilla} = \frac{Q}{A_n} = \frac{0.80}{0.309} = 2.588m/s$$

Como $V_{rejilla} = 2.588m/s > V_c = 2.055m/s$ no existirán modificaciones en el ingreso del flujo, a continuación se puede calcular la constante de pérdida, caso contrario se debería modificar la separación entre barras hasta que la relación de velocidades sea la adecuada.

Se observa que la entrada será parcialmente sumergida pues $y_c < \theta$ por lo que se utilizará la

expresión $k = C_f \left(\frac{s}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \text{sen}\theta$, caso contrario se utilizará $k = 1.45 - 0.45 \left(\frac{A_n}{A_b} \right) - \left(\frac{A_n}{A_b} \right)^2$

OBRAS HIDRÁULICAS



$$k = 2.42 \left(\frac{0.0127}{0.1016} \right)^{\frac{4}{3}} \text{sen} 90^\circ = 0.151$$

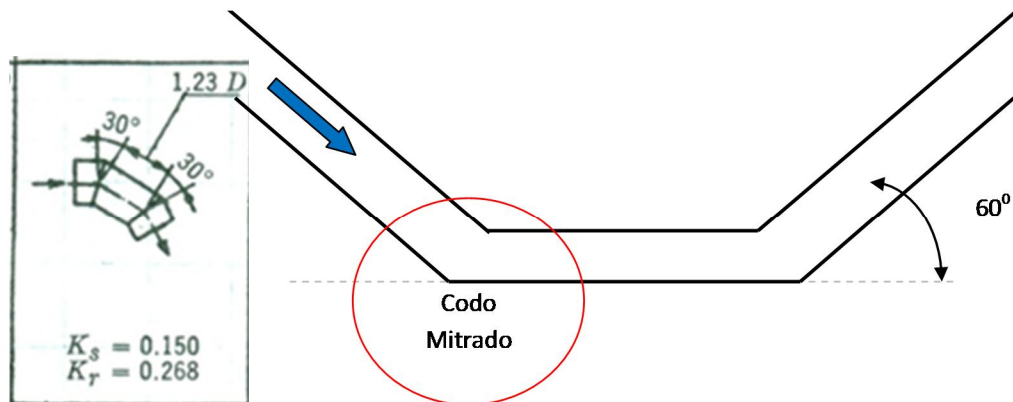
$$h_{\text{rejilla}} = 0.151 \frac{(2.588)^2}{19.62} = 0.052 \text{ m}$$

Pérdida por entrada

$$h_{\text{entrada}} = 0.50 \frac{(2.588)^2}{19.62} = 0.171 \text{ m}$$

Pérdida por cambio de dirección

Como se seleccionó un tubo de acero, los codos o cambios de dirección se realizan en campo de acuerdo a la topografía del obstáculo a salvar, sin embargo se recomienda que en los dos cambios de dirección se tenga el mismo ángulo, por facilidad constructiva y de cálculo, para este problema se calculará la pérdida para un codo mitrado de radio corto formado por dos ángulos de 30° de acuerdo con la Figura 2.34 (en la próxima hoja)



$$V_{\text{tubo}} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4(0.80)}{\pi(0.9144)^2} = 1.218 \text{ m/s}$$





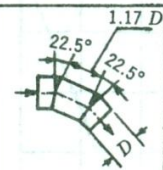
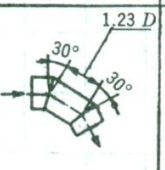
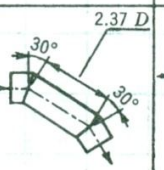
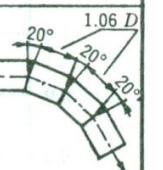
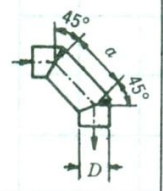
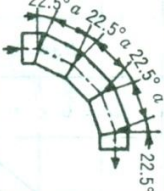




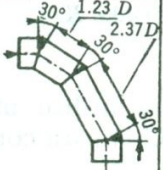
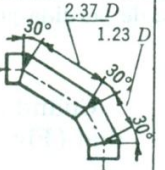
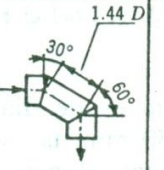
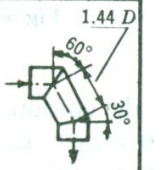
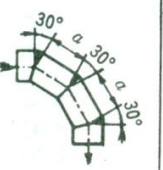
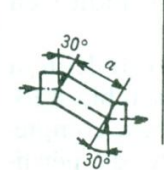
Utilizando el valor de la superficie rugosa, para mayor seguridad

$$K_T = 0.268$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$h_{\text{codos}} = 2 \left[0.268 \frac{(1.218)^2}{19.62} \right] = 0.041m$$

Nota: si la entrada del agua al sifón invertido fuera ahogada se tendría que sumar las pérdidas por cambio de dirección.

 $K_s = 0.016$ $K_r = 0.024$	 $K_s = 0.034$ $K_r = 0.044$	 $K_s = 0.042$ $K_r = 0.062$	 $K_s = 0.066$ $K_r = 0.154$																																																																									
 $K_s = 0.112$ $K_r = 0.284$	 $K_s = 0.150$ $K_r = 0.268$	 $K_s = 0.143$ $K_r = 0.227$	 $K_s = 0.108$ $K_r = 0.236$																																																																									
 <table border="1" style="font-size: small;"> <thead> <tr><th>a/D</th><th>K_s</th><th>K_r</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.71</td><td>0.507</td><td>0.510</td></tr> <tr><td>0.943</td><td>0.350</td><td>0.415</td></tr> <tr><td>1.174</td><td>0.333</td><td>0.384</td></tr> <tr><td>1.42</td><td>0.261</td><td>0.377</td></tr> <tr><td>1.50*</td><td>0.280</td><td>0.376</td></tr> <tr><td>1.86</td><td>0.289</td><td>0.390</td></tr> <tr><td>2.56</td><td>0.356</td><td>0.429</td></tr> <tr><td>3.14</td><td>0.346</td><td>0.426</td></tr> <tr><td>3.72</td><td>0.356</td><td>0.460</td></tr> <tr><td>4.89</td><td>0.389</td><td>0.455</td></tr> <tr><td>5.59</td><td>0.392</td><td>0.444</td></tr> <tr><td>6.28</td><td>0.399</td><td>0.444</td></tr> </tbody> </table>	a/D	K_s	K_r	0.71	0.507	0.510	0.943	0.350	0.415	1.174	0.333	0.384	1.42	0.261	0.377	1.50*	0.280	0.376	1.86	0.289	0.390	2.56	0.356	0.429	3.14	0.346	0.426	3.72	0.356	0.460	4.89	0.389	0.455	5.59	0.392	0.444	6.28	0.399	0.444	 <table border="1" style="font-size: small;"> <thead> <tr><th>a/D</th><th>K_s</th><th>K_r</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>1.186</td><td>0.120</td><td>0.294</td></tr> <tr><td>1.40</td><td>0.125</td><td>0.252</td></tr> <tr><td>1.50*</td><td>—</td><td>0.260</td></tr> <tr><td>1.63</td><td>0.124</td><td>0.266</td></tr> <tr><td>1.86</td><td>0.117</td><td>0.272</td></tr> <tr><td>2.325</td><td>0.096</td><td>0.317</td></tr> <tr><td>2.40*</td><td>0.095</td><td>—</td></tr> <tr><td>2.91</td><td>0.108</td><td>0.317</td></tr> <tr><td>3.49</td><td>0.130</td><td>0.318</td></tr> <tr><td>4.65</td><td>0.148</td><td>0.310</td></tr> <tr><td>6.05</td><td>0.142</td><td>0.313</td></tr> </tbody> </table>	a/D	K_s	K_r	1.186	0.120	0.294	1.40	0.125	0.252	1.50*	—	0.260	1.63	0.124	0.266	1.86	0.117	0.272	2.325	0.096	0.317	2.40*	0.095	—	2.91	0.108	0.317	3.49	0.130	0.318	4.65	0.148	0.310	6.05	0.142	0.313
a/D	K_s	K_r																																																																										
0.71	0.507	0.510																																																																										
0.943	0.350	0.415																																																																										
1.174	0.333	0.384																																																																										
1.42	0.261	0.377																																																																										
1.50*	0.280	0.376																																																																										
1.86	0.289	0.390																																																																										
2.56	0.356	0.429																																																																										
3.14	0.346	0.426																																																																										
3.72	0.356	0.460																																																																										
4.89	0.389	0.455																																																																										
5.59	0.392	0.444																																																																										
6.28	0.399	0.444																																																																										
a/D	K_s	K_r																																																																										
1.186	0.120	0.294																																																																										
1.40	0.125	0.252																																																																										
1.50*	—	0.260																																																																										
1.63	0.124	0.266																																																																										
1.86	0.117	0.272																																																																										
2.325	0.096	0.317																																																																										
2.40*	0.095	—																																																																										
2.91	0.108	0.317																																																																										
3.49	0.130	0.318																																																																										
4.65	0.148	0.310																																																																										
6.05	0.142	0.313																																																																										
*Valor óptimo de a , interpolado																																																																												
 $K_s = 0.130$ $K_r = 0.165$	 $K_s = 0.236$ $K_r = 0.320$	 $K_s = 0.471$ $K_r = 0.684$	 $K_s = 1.129$ $K_r = 1.265$																																																																									
 $K_s = 0.188$ $K_r = 0.320$	 $K_s = 0.202$ $K_r = 0.323$	 $K_s = 0.400$ $K_r = 0.534$	 $K_s = 0.400$ $K_r = 0.601$																																																																									
 <table border="1" style="font-size: small;"> <thead> <tr><th>a/D</th><th>K_s</th><th>K_r</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>1.23</td><td>0.195</td><td>0.347</td></tr> <tr><td>1.44</td><td>0.196</td><td>0.320</td></tr> <tr><td>1.67</td><td>0.150</td><td>0.300</td></tr> <tr><td>1.70*</td><td>0.149</td><td>0.299</td></tr> <tr><td>1.91</td><td>0.154</td><td>0.312</td></tr> <tr><td>2.37</td><td>0.167</td><td>0.337</td></tr> <tr><td>2.96</td><td>0.172</td><td>0.342</td></tr> <tr><td>4.11</td><td>0.190</td><td>0.354</td></tr> <tr><td>4.70</td><td>0.192</td><td>0.360</td></tr> <tr><td>6.10</td><td>0.201</td><td>0.360</td></tr> </tbody> </table>	a/D	K_s	K_r	1.23	0.195	0.347	1.44	0.196	0.320	1.67	0.150	0.300	1.70*	0.149	0.299	1.91	0.154	0.312	2.37	0.167	0.337	2.96	0.172	0.342	4.11	0.190	0.354	4.70	0.192	0.360	6.10	0.201	0.360	 <table border="1" style="font-size: small;"> <thead> <tr><th>a/D</th><th>K_s</th><th>K_r</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>1.23</td><td>0.157</td><td>0.300</td></tr> <tr><td>1.67</td><td>0.156</td><td>0.378</td></tr> <tr><td>2.37</td><td>0.143</td><td>0.264</td></tr> <tr><td>3.77</td><td>0.160</td><td>0.242</td></tr> </tbody> </table>	a/D	K_s	K_r	1.23	0.157	0.300	1.67	0.156	0.378	2.37	0.143	0.264	3.77	0.160	0.242																											
a/D	K_s	K_r																																																																										
1.23	0.195	0.347																																																																										
1.44	0.196	0.320																																																																										
1.67	0.150	0.300																																																																										
1.70*	0.149	0.299																																																																										
1.91	0.154	0.312																																																																										
2.37	0.167	0.337																																																																										
2.96	0.172	0.342																																																																										
4.11	0.190	0.354																																																																										
4.70	0.192	0.360																																																																										
6.10	0.201	0.360																																																																										
a/D	K_s	K_r																																																																										
1.23	0.157	0.300																																																																										
1.67	0.156	0.378																																																																										
2.37	0.143	0.264																																																																										
3.77	0.160	0.242																																																																										

K_s = Coeficiente de pérdida para una superficie lisa.

K_r = Coeficiente de pérdida para una superficie rugosa, $\frac{L\epsilon}{D} = 0.0022$.

Figura 2.34 Coeficiente de pérdida para curvas compuestas y número de Reynolds de 2.25×10^5 tomada del libro de Hidráulica General Tomo I

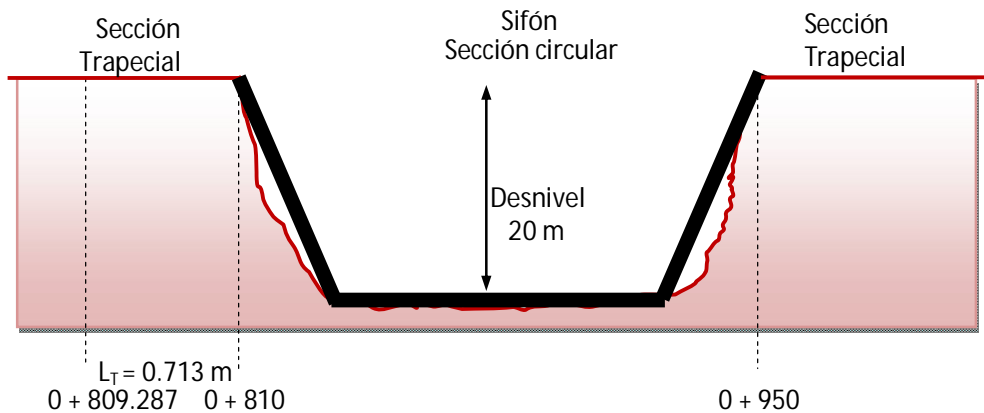
Pérdida por salida

$$K_T = 1.00$$

$$h_{salida} = 1.00 \frac{(1.218)^2}{19.62} = 0.076m$$

Pérdida por fricción

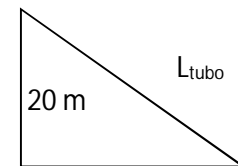
$$h_f = \frac{10.293n^2}{D_i^{\frac{16}{3}}} LQ^2 = \frac{10.293(0.011)^2}{(0.914)^{\frac{16}{3}}} L(0.8)^2 = 1.288 \times 10^{-3} L$$



Del esquema se observa que la longitud horizontal del sifón es de 140 m, sin embargo de acuerdo con el ángulo de inclinación dado (60°) y el desnivel la longitud será mayor, como se muestra a continuación.

En el tramo de bajada del sifón se tiene:

$$\sin 60^\circ = \frac{Desnivel}{L_{tubo}} \Rightarrow L_{tubo} = \frac{Desnivel}{\sin 60^\circ} = \frac{20}{\sin 60^\circ} = 23.094m$$



$$h_{f1} = 1.288 \times 10^{-3} (23.094) = 0.030m$$

En la parte inferior del desnivel se fija la distancia en 120 m, ya que se acostumbra dejar fijo este valor y variar la cota de salida al canal.

$$h_{f2} = 1.288 \times 10^{-3} (120) = 0.154m$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Antes del tramo de salida del sifón se tienen las siguientes pérdidas de energía:

$$\sum h = h_{rejilla} + h_{entrada} + h_{codos} + h_{salida} + h_{f1} + h_{f2} = 0.522m$$

La longitud del tercer tramo estará en función directa del desnivel del sifón, mismo que deberá cumplir con la ecuación de la energía así como el comportamiento del caudal a la salida. Se supone en un principio las pérdidas totales de energía:

$$h_{T \text{ propuesto}} = 0.555m$$

$$Desnivel = 20 - 0.555 = 19.445m$$

$$L_{tubo} = \frac{19.445}{\sin 60^\circ} = 22.453m$$

$$h_{f3} = 1.288 \times 10^{-3} (22.453) = 0.029m$$

$$\sum h_T = \sum h + h_{f3} = 0.466 + 0.029 = 0.495m$$

Para determinar si el diseño propuesto es correcto, se deberán comparar las energías de entrada y salida del sifón.

Es importante mencionar que la energía de entrada depende del tirante crítico por efecto del cambio de sección y el inicio de la rampa; la energía de salida está en función de las características del flujo uniforme, es decir, del tirante normal y sus características así como de la velocidad la salida en el interior y salida del tubo.

$$E_{entrada} = z_c + y_c + \frac{V_c^2}{2g} = 20 + 0.524 + \frac{(2.055)^2}{19.62} = 20.739mca$$

$$E_{salida} = z_s + y_s + \frac{V_s^2}{2g} + \sum h_T = 19.445 + 0.672 + \frac{(1.019)^2}{19.62} * 0.495 = 20.665mca$$

Como $E_{entrada} > E_{salida}$ existe demasiada energía para el correcto funcionamiento, es decir fue excesivo el desnivel propuesto, por lo que se propone de nueva cuenta h_T hasta que $E_{entrada} = E_{salida}$. Se muestra a continuación la solución

$$h_{T \text{ propuesto}} = 0.533m$$

$$Desnivel = 20 - 0.533 = 19.467m$$

$$L_{tubo} = \frac{19.467}{\sin 60^\circ} = 22.479m$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$h_{f3} = 1.288 \times 10^{-3} (22.479) = 0.029 \text{ m}$$

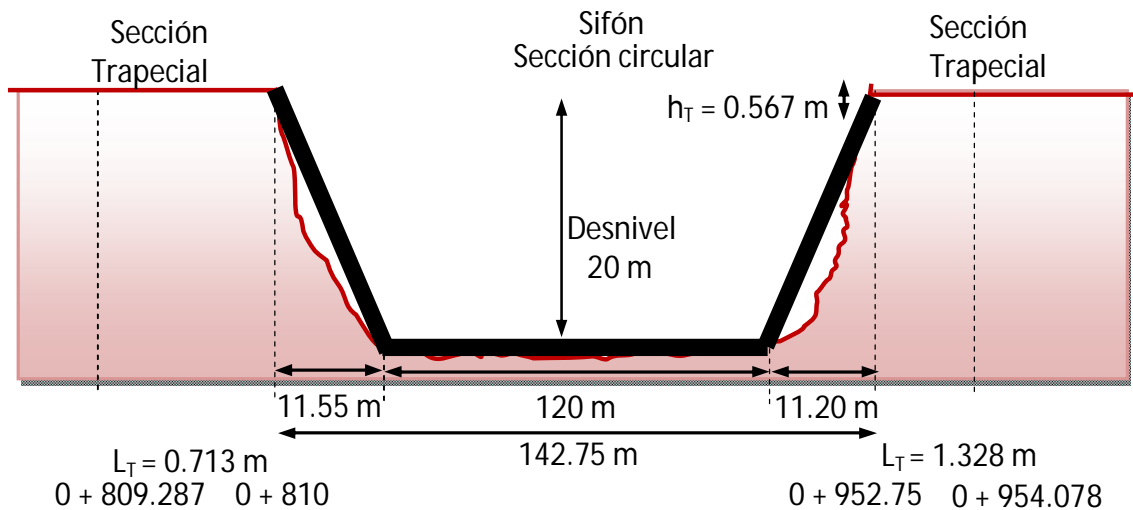
$$\sum h_T = \sum h + h_{f3} = 0.466 + 0.029 = 0.551 \text{ m}$$

$$E_{\text{entrada}} = z_c + y_c + \frac{V_c^2}{2g} = 20 + 0.524 + \frac{(2.055)^2}{19.62} = 20.739 \text{ m}$$

$$E_{\text{entrada}} = z_s + y_s + \frac{V_s^2}{2g} + \sum h_T = 19.463 + 0.672 + \frac{(1.019)^2}{19.62} + 0.551 = 20.739 \text{ m}$$

Como $E_{\text{entrada}} = E_{\text{salida}}$ se tiene el diseño correcto del sifón invertido, resta calcular la longitud de transición entre la sección circular del sifón y la sección trapecial del tramo 9 a la salida de la tubería.

$$L_T = \left(\frac{((0.83 + 2(0.50)(0.672)) - 0.914)}{2} \right) \frac{1}{\tan 12^\circ 30'} = 1.328 \text{ m}$$



Para concluir con el diseño del canal faltan las longitudes de transición del tramo 9 al 10, y del 10 al 11, las cuales se muestran a continuación de manera respectiva.

OBRAS HIDRÁULICAS

$$L_r = \left(\frac{(0.831 + 2(0.50)(0.672)) - (0.746 + 2(0.50)(0.604))}{2} \right) \frac{1}{\tan 12^\circ 30'}$$

$$L_r = \left(\frac{(1.503) - (1.350)}{2} \right) \frac{1}{\tan 12^\circ 30'} = 0.345m$$

$$L_r = \left(\frac{(0.746 + 2(0.50)(0.604)) - (0.697 + 2(0.50)(0.564))}{2} \right) \frac{1}{\tan 12^\circ 30'}$$

$$L_r = \left(\frac{(1.350) - (1.261)}{2} \right) \frac{1}{\tan 12^\circ 30'} = 0.201m$$

Como resumen del diseño hidráulico de los diferentes tramos, se presenta a continuación una tabla con los valores calculados DEFINITIVOS, que en algunos casos difieren de la Tabla E.2.1

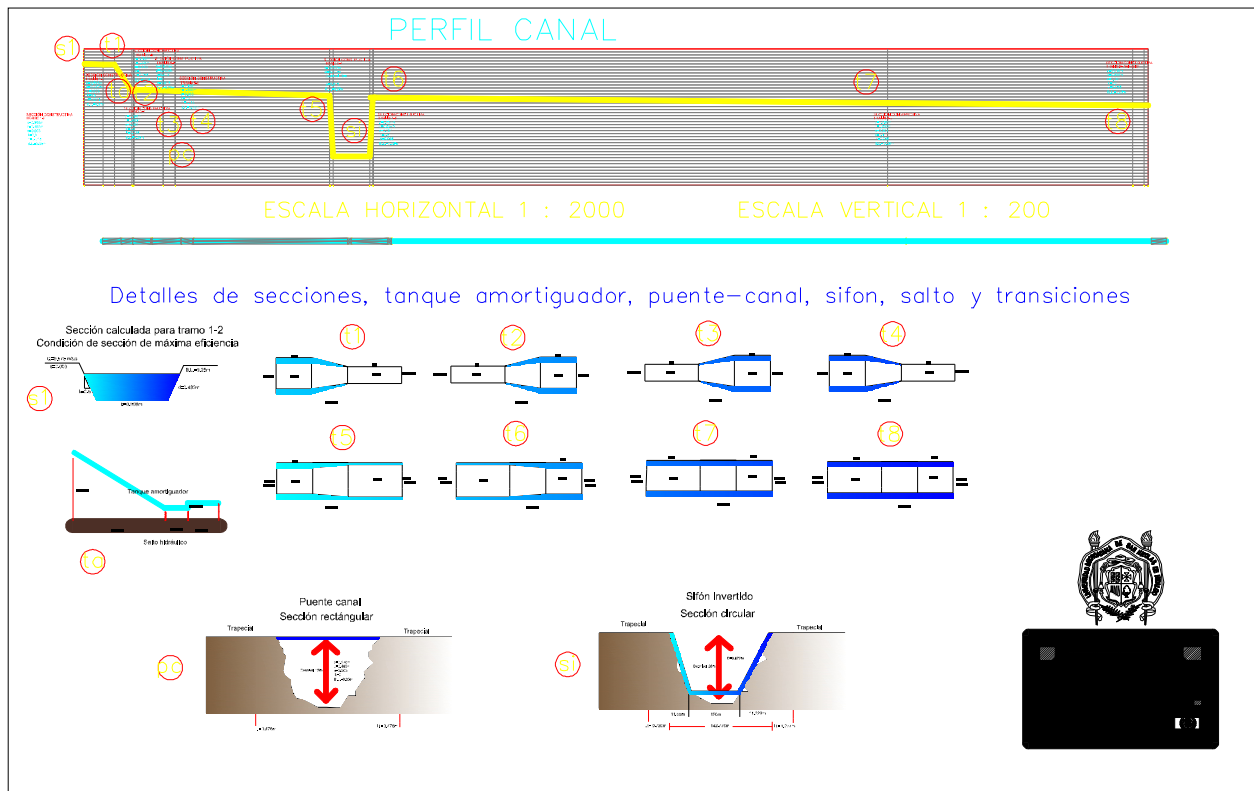
TRAMO	CADENAMIENTO		SECCIÓN	Q _{diseño} (m ³ /s)	k	n	S	b (m)	d (m)	B.L. (m)
1	0 + 000	0 + 100	TRAPECIAL	0.8	0.5	0.015	0.003	0.676	0.547	0.250
2	0 + 100	0 + 105	RECTANGULAR	0.8	0	0.015	0.056	0.600	0.300	0.250
3	0 + 105	0 + 145	RECTANGULAR	0.8	0	0.015	0.1845	0.479	0.240	0.250
4	0 + 145	0 + 240	RECTANGULAR	0.8	0	0.015	0.056	0.600	0.300	0.250
5	0 + 240	0 + 260	TRAPECIAL	0.8	0.5	0.015	0.003	0.676	0.547	0.250
6	0 + 260	0 + 300	RECTANGULAR	0.8	0	0.015	0.003	0.985	0.547	0.250
7	0 + 300	0 + 810	TRAPECIAL	0.8	0.5	0.015	0.003	0.676	0.547	0.250
8	0 + 810	0 + 950	CIRCULAR	0.8	0		Desnivel 20 m			
9	0 + 950	2 + 650	TRAPECIAL	0.8	0.5	0.015	0.001	0.831	0.672	0.250
10	2 + 650	3 + 460	TRAPECIAL	0.6	0.5	0.015	0.001	0.746	0.604	0.250
11	3 + 460	3 + 510	TRAPECIAL	0.5	0.5	0.015	0.001	0.697	0.564	0.250

Como último paso se debe concentrar todo el diseño en una tabla con las dimensiones constructivas del canal, es decir con valores prácticos de la plantilla del canal "b" (aproximadas a la centésima), con la altura de los hombros del canal "h" (valores prácticos de la suma del tirante y el bordo libre), taludes (k) y las pendientes definitivas de proyecto (S), como se presenta a continuación, y plasmado en un plano de proyecto del canal indicando todas las características geométricas e hidráulicas de las secciones transversales, todas las longitudes horizontales, verticales como inclinadas, kilometrajes, así como presentar los detalles de cada una de las estructuras especiales, como las transiciones, la rápida y el sifón invertido, en una escala que permita visualizar los detalles. Para dar una idea de las partes que conformarían el plano de proyecto de forma esquemática se presenta una imagen posterior a la tabla constructiva resumen, la cual corresponde a un trabajo de tarea de uno de los alumnos de la Facultad de Ingeniería Civil y que no corresponde necesariamente al ejemplo que se ha resuelto anteriormente.

OBRAS HIDRÁULICAS

Dimensiones constructivas del canal

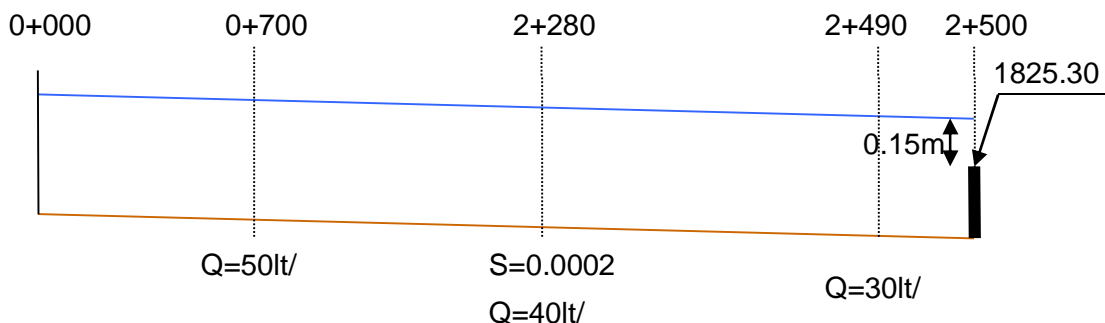
TRAMO		k	b (m)	S	h (m)
0 + 000	0 + 100	0.5	0.68	0.003	0.80
0 + 100	0 + 105	0	0.60	0.056	0.55
0 + 105	0 + 145	0	0.48	0.185	0.49
0 + 145	0 + 240	0	0.60	0.056	0.55
0 + 240	0 + 260	0.5	0.68	0.003	0.80
0 + 260	0 + 300	0	0.99	0.003	0.80
0 + 300	0 + 810	0.5	0.68	0.003	0.80
0 + 810	0 + 950		Diámetro 36" (0.914 m)		
0 + 950	2 + 650	0.5	0.84	0.001	0.92
2 + 650	3 + 460	0.5	0.75	0.001	0.85
3 + 460	3 + 510	0.5	0.70	0.001	0.81



ESQUEMA ILUSTRATIVO DE LAS PARTES QUE CONFORMARÍAN UN PLANO DE PROYECTO

EJEMPLO 2.2 En un canal de distribución de un sistema de riego, se tiene una $S=0.0002$, en el cual se tienen ubicadas 3 tomas granjas, la primera en el km 0+700 (tomando como origen el inicio del canal de distribución o de conexión con el canal principal) con un requerimiento de 50 lt/s, la segunda en el km 2+280, $Q=40$ lt/s y la tercera en el km 2+490, ésta última con requerimientos de 30 lt/s. La operación del canal es usando el método de regulación de aguas arriba por lo que se colocó un vertedor en el km 2+500 con cota 1825.30 m en la cresta y para el gasto máximo de operación se tiene un tirante de agua sobre el vertedor de 0.15 m; seleccionar los módulos aforadores en cada toma, determinar la cota de cada cimacio de los módulos y el diámetro de los sifones de los módulos.

OBRAS HIDRÁULICAS



Para las tomas TG2 2+280 y TG3 2 + 490 se selecciona un módulo aforador XX₂, cuyo rango de aplicación dentro de un 5% está Aguas Arriba 20 m y en un ± 5% está delimitado por CV + 0.23 m (Tabla 2.17 columna 9), es decir: si se tiene una carga sobre el vertedor de 0.15 m y se tiene disponible 0.23 m, la distancia de aplicación está delimitada por: $\frac{(0.23 - 0.15)}{0.0002} = 400m$; es decir hasta el km 2 +100. Por tanto para la toma 2 + 490 el gasto de la toma es Q + 5% y para la toma 2 + 200 será Q ± 5% y las crestas de ambos cimacios será:

$$\text{Cota vertedor} - 0.21 \text{ m (de la Fórmula 2.32)} = 1825.30 - 0.21 = 1825.09 \text{ m}$$

Para la toma 0 + 700 se selecciona un módulo aforador L2, cuyo rango de aplicación dentro de un ± 5% está delimitado por:

$$\text{CV} + 0.43 \text{ m (Tabla 2.17 columna 9),}$$

Es decir: si se tiene una carga sobre el vertedor de 0.15 y se tiene disponible 0.43 m, la distribución de aplicación está delimitada por:

$$\frac{(0.43 - 0.15)}{0.0002} = 1,400m$$

Es decir: hasta el Km 1 + 100 como la toma se encuentra fuera del rango se debe construir otro vertedor, que se pondrá en una distancia máxima de 20 m aguas abajo de la toma, es decir en la cota 0 + 720.

De acuerdo a lo anterior, la cresta del nuevo vertedor, considerando la misma carga de 0.15 m en el vertedor, será:

$$1825.30 + (2500 - 720) * 0.0002 = 1825.656 \text{ m}$$

y la cresta del cimacio del módulo será:

$$\begin{aligned} \text{Cota vertedor} - 0.39 \text{ m (de la Fórmula 2.33)} &= \\ 1825.656 - 0.39 &= 1825.266 \text{ m} \end{aligned}$$

El sifón de las tomas granjas (TG) conforme a la Tabla 2.18, de acuerdo a los gastos, que en las tres TG es menor de 240 l/s, tendría un diámetro de 0.61 m, con una pérdida de carga total (ΔH) de 5 cm.

RESUMEN

T.G.	TIPO DE MÓDULO AFORADOR	LONGITUD DEL MÓDULO dcm	COTA DEL CIMACIO (msnm)	DIÁMETRO DEL SIFÓN (cm)
0+070	L2	1	1825.266	61
2+280	XX2	2	1825.090	61
2+490	XX2	1.5	1825.090	61

Capítulo 3

Riego a presión

3.1 GENERALIDADES SOBRE RED DE DISTRIBUCIÓN CON TUBERÍAS

3.1.1 Ventajas de las redes entubadas

Con relación a una red de distribución a superficie libre, las ventajas son:

- Ahorro de agua, pues no hay pérdidas por filtración y evaporación (ahorro del orden del 20%).
- Ahorro sobre los requerimientos de tierra para la construcción de la infraestructura.
- Aprovechamiento de la carga natural por los desniveles del terreno.
- Mantenimiento mínimo en la red.
- El sistema semi-abierto permite utilizar tubería de baja presión.
- El sistema cerrado permite conservar la carga de agua cuando la tubería sube y baja a lo largo de su trazo.

3.1.2 Desventajas de las redes entubadas

- Si el agua de riego contiene sedimentos y si la velocidad de flujo es baja, se corre el riesgo de depósitos de azolves en las tuberías.
- Para el gasto nominal, la velocidad dentro de la tubería no debe ser menor de 0.60 m/s
- Si existe un riesgo de entrada de arena en las tuberías, será conveniente pensar en colocar un desarenador al inicio de la red, si es posible, y válvulas de desazolve colocadas en las partes más bajas topográficamente hablando y en los extremos de las tuberías de la red.

3.1.3 Equipos en las redes entubadas

El equipo con el que generalmente se conforman las redes entubadas son: Tuberías, Estructuras y Accesorios en las estructuras, los cuales se describen a continuación:

a. Tuberías.

Tabla 3.1 Características de las tuberías de Fibro cemento y PVC

Concepto	Fibro cemento	PVC
Presión de servicio	Según el tipo de fabricación	
Diámetros D nominales en mm	200-250-300-350-400-450-500-600-750-900	
Gastos en l/s (múltiplos de 30 lt/s)		
Coefficiente de rugosidad:		
• Stickler	K= 100	K= 110
• Manning	n= 0.01	n= 0.009
Ancho de la zanja	D + 0.60	D + 0.30
Profundidad de la zanja	D + 1.00 m	
Capa de arena	Espesor 0.10 m	Espesor 0.10 m + 0.5D

NOTA IMPORTANTE: Para más detalles, referirse a los catálogos de los fabricantes de tuberías, sobre todo porque cada fabricante puede cambiar dichos valores, de acuerdo a sus especificaciones particulares.

OBRAS HIDRÁULICAS

b. Estructuras

Las estructuras que se encuentran a lo largo de una red de tuberías son las siguientes:

- Tomas
- Entradas en el canal abierto de abastecimiento
- Estructuras de desazolve
- Estructuras de aislamiento de tuberías secundarias.

En el caso de necesitarse la admisión y/o expulsión de aire a lo largo de las tuberías, conforme a los perfiles longitudinales (puntos altos, aguas abajo de válvulas de aislamiento, zonas de fuerte pendiente, zonas afectadas por efecto de supresión por fenómenos transitorios, etc.), se tendrá que prever válvulas de admisión de aire (VAA), válvulas de expulsión de aire (VEA) o válvulas combinadas de admisión y expulsión de aire (VAEA).

La descripción de algunas de esas estructuras se encuentra en el inciso 3.1.4

c. Accesorios en las estructuras

- Válvula reguladoras de presión en las tomas granja, denominada también Válvula de Control de Caudal o simplemente Válvula de Caudal.
- Válvula de aislamiento.
- Válvula de admisión y/o expulsión de aire.

3.1.4 ESTRUCTURAS TIPO

A. Estructuras de entrada y de desazolve. El tipo de válvula por la que se opte para el control del gasto en las tomas de agua, no influye en la obra de entrada y la obra de salida en el lateral entubado pues estas serán del mismo tipo.

a) Estructura de entrada del lateral entubado (véase Figura 3.1)

- La estructura se coloca en la orilla del canal principal y consta de un registro precedido de una simple conexión con el canal trapecial. En la parte de la conexión se protegerá la tubería con una rejilla para detener los posibles cuerpos flotantes. Para poder aislar la tubería, se colocará una ataguía en la pared aguas arriba del cárcamo (tablón de madera, por ejemplo de 7 cm de espesor, 1.22 m de ancho por 22 cm de alto) para así aislar el lateral entubado.
- Se podrá eventualmente colocar una compuerta deslizante arriba del registro en lugar de las ataguías. No se debe colocar directamente una compuerta sobre el orificio de la tubería, esto con el fin de que no se impida la entrada de aire en la tubería en el caso de vaciamiento de esta. Para limitar la entrada de azolves, el piso y la entrada de la obra (nivel B) estará por lo menos a 50 cm por arriba de la plantilla del canal (nivel R).
- El registro estará cerrado en su parte superior mediante elementos precolados.

b) Estructura de desazolve para el lateral entubado (véase Figura 3.2)

- La obra consta de un simple registro destinado a proteger la válvula prevista para vaciar o desazolver la tubería.

OBRAS HIDRÁULICAS

- Se colocará la válvula entre los carretes sellados en la pared aguas arriba y aguas abajo del cárcamo.
- Se hará una transición con mampostería entre el carrete aguas abajo y un canalito de desfogue o el terreno natural.
- Esta obra se colocará aproximadamente a 6.00 m aguas arriba de la última toma de agua de cada lateral entubado.

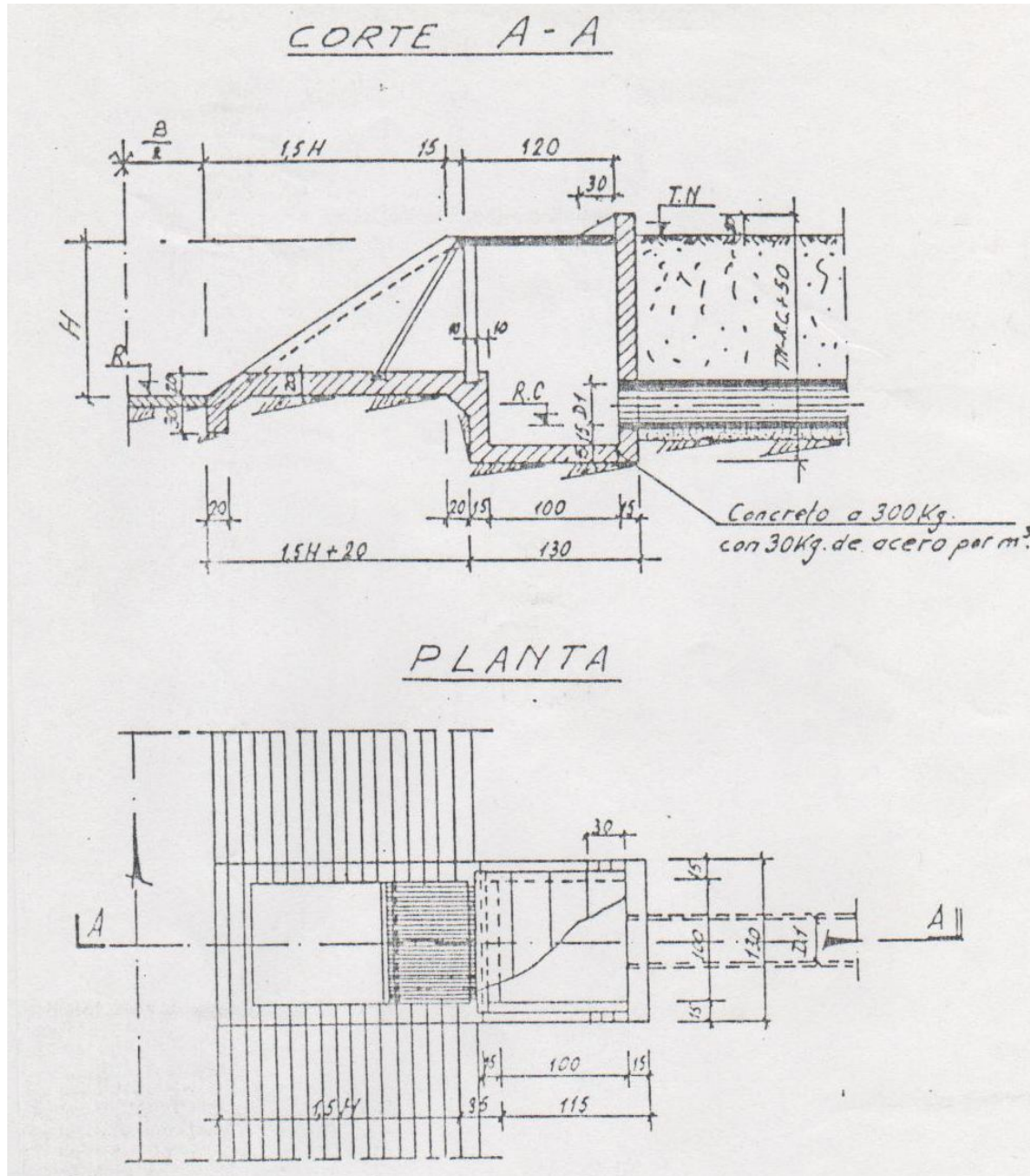


Figura 3.1 Estructura de toma de un lateral entubado

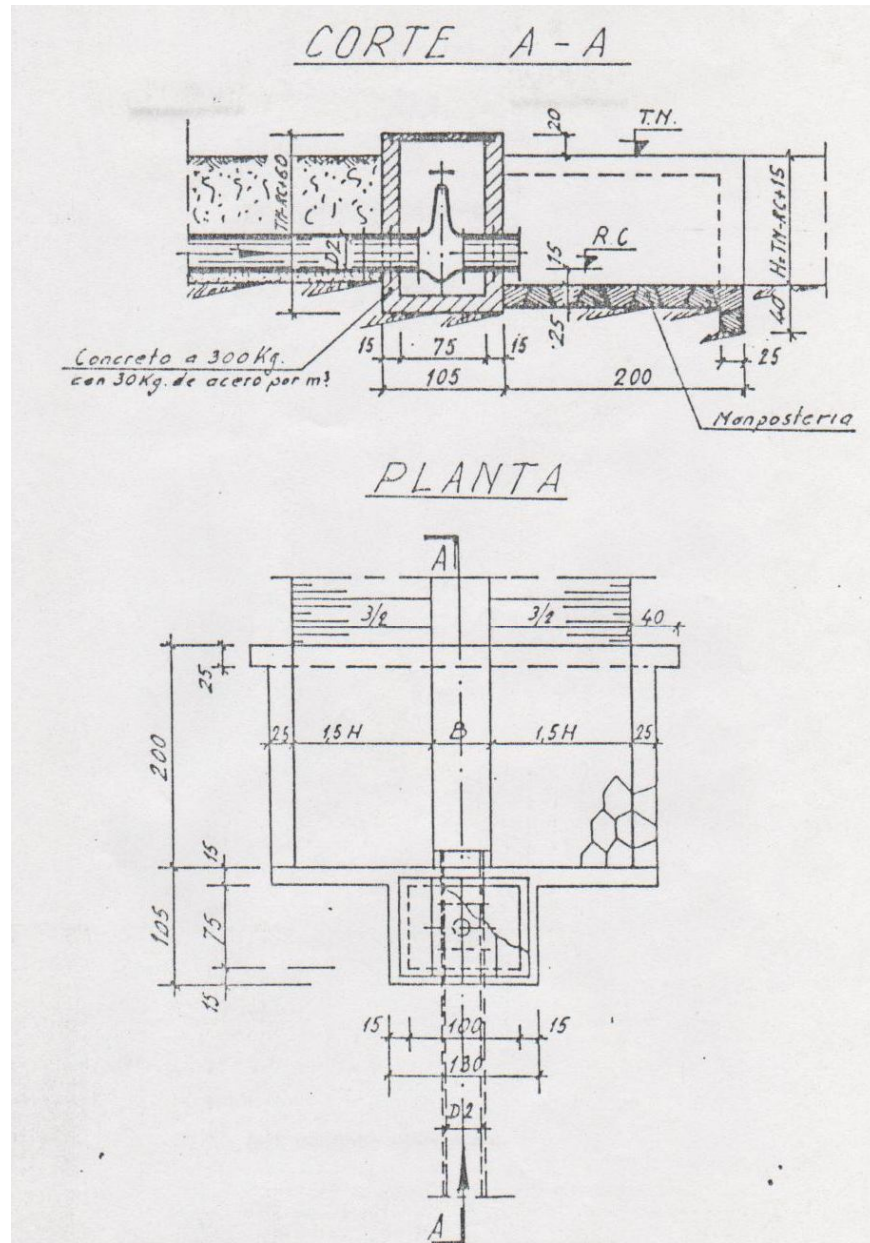


Figura 3.2 Estructura final o de desazolve de un lateral entubado

B. Contrapoyos o atraques de piezas especiales en las tuberías.

Los criterios del proyecto para el diseño de los contrapoyos o atraques en las tuberías de riego, son idénticos a aquellos que se aplican en el caso de tuberías de distribución de agua potable y que se pueden consultar en el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la CNA (MAPAS).

3.1.5 ACCESORIOS EN LAS ESTRUCTURAS

- a) Válvula de Control de Caudal o Válvula de Caudal. Las válvulas de control de caudales mantienen un caudal máximo prefijado sin que le afecten las fluctuaciones en la demanda

OBRAS HIDRÁULICAS

ni las presiones aguas arriba o aguas abajo. Dentro de los diferentes tipos de válvula de control de caudal para sistemas de riego destacan los siguientes:

Válvulas de control de caudales con control hidráulico normalmente abierta.- es una válvula accionada por la presión en la línea, que controla la demanda del sistema manteniendo un caudal máximo prefijado. El comando está a cargo de un piloto de flujo, que percibe la presión diferencial ($P\Delta$) a través de un orificio instalado aguas arriba de la válvula. La válvula se cierra en respuesta a un comando hidráulico externo de aumento de la presión. Los accesorios y circuitos metálicos le confieren solidez y resistencia (foto 3.1).



Foto 3.1 Válvula de control de caudales con control hidráulico (tomada de: <http://www.actuadoresji.com/catalogos/Catalogo%20BEMAD%20Riego.pdf>)

Válvulas de caudal constante.- Alimentada por una tubería bajo presión, la válvula permite la restitución, para cada parcela por irrigar en carga o al aire libre, de un caudal determinado e invariable, cualquiera sea la presión de la red de alimentación. La válvula se adapta particularmente bien en tuberías de baja presión que sustituyen en algunos casos los canales secundarios de distribución. La válvula EQUIVAR cubre la gama de 10 a 120 l/s, presión de alimentación hasta 60 m.c.a. (foto 3.2).

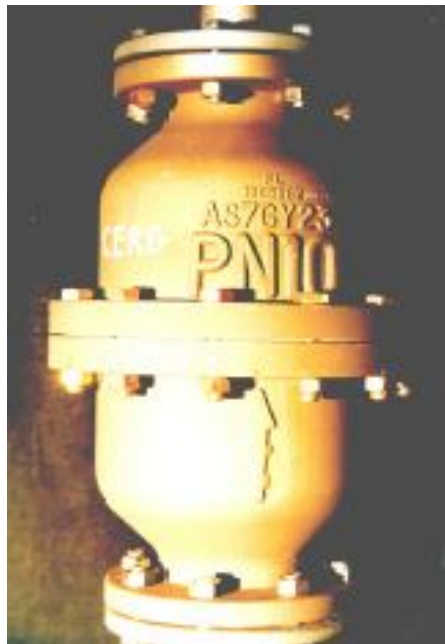


Foto 3.2 Válvula caudal constante (tomada de: <http://www.hydrostec.com.br/espanhol/catalogo.php>)

El principio de funcionamiento de estas válvulas se presenta en Figura 3.3, tomada de la misma fuente mencionada en la fotografía anterior.

proyectada para operar con agua cruda (tamaño de los detritos 5mm).

Funcionamiento

La Válvula EQUIVAR® está constituida de un cuerpo (1), incluyendo una cámara inferior y una cámara superior.

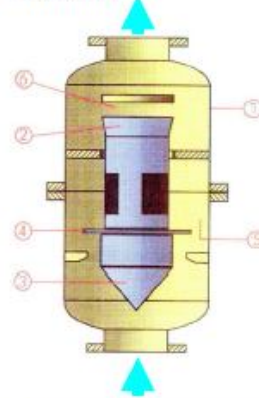
Un tubo (2), un contrapeso (3) y una placa (4) que forman la parte móvil que se puede desplazar verticalmente.

El agua que entra en la cámara inferior pasa por el orificio calibrado (5) ocasionando una pérdida de carga y luego un empuje hidráulico sobre la placa (4), que aumenta con el caudal.

Este empuje es compensado por el peso del contrapeso (3) para un caudal de equilibrio. Si el caudal es inferior al caudal de equilibrio, la parte móvil se desplaza para abajo, abriendo la sección de paso (6) del tubo (2) y causando el aumento del caudal hasta alcanzar el caudal de equilibrio. Un caudal superior de equilibrio provocará una situación contraria.

El caudal de la válvula es definido en su adquisición, entretanto caso el cliente desee alterar su caudal es posible, respectándose el rango de caudal por tipo (ej.: Tipo 2=caudal de 20 a 60 l/s).

Este cambio de caudal puede ser hecho solamente por el fabricante.



La Válvula EQUIVAR® es simple, robusta, exacta y no necesita de mantenimiento ni tampoco de energía auxiliar externa.

Figura 3.3 Funcionamiento y partes que conforman una válvula de caudal constante.

Válvulas reguladoras de presión en las tomas granja, denominada Alfalfa (Riego por compuerta). La válvula Alfalfa (o Válvula Alfalfa) es un dispositivo hidráulico que permite regular la presión del agua en las tuberías de conducción y de distribución del sistema de riego. Para este efecto se instala en los puntos en que es necesario regular la presión del agua, optimizando el uso de grandes caudales de agua con bajas presiones. Estas válvulas están fabricadas, generalmente de aluminio AA 319 (ver Figura 3.4). La válvula se conecta con el codo de arranque que es el que abre (ver Figura 3.5), el cual es un dispositivo portátil que permite la conexión entre el hidrante y la tubería con compuertas, su función principal es de apertura y cierre del hidrante, y de direccionar el flujo de agua. La conexión al tubo denominado lateral entubado, es por medio de un adaptador macho roscado de PVC o de acero, según el tipo de elevador que se use en el sistema, (válvula alfalfa roscada, conforme a la norma ANSÍ) o se conecta directamente al tubo de PVC por medio de inserción a presión; ya insertada la válvula, se fija por medio de una abrazadera o con pijas (válvula alfalfa instalable en tubo de PVC). Toda la parte inferior de la tapa lleva un vulcanizado de hule nitrilo que produce un excelente sello y durabilidad. Las medidas que se fabrican son de 6", 8", 10" y 12". Las presiones máximas recomendadas para este tipo de válvulas son menores o iguales a 5 kgf/cm².

OBRAS HIDRÁULICAS



VÁLVULA ALFALFERA (VÁLVULA ALFALFA)



Figura 3.4 Válvula alfalfera (tomadas de: <http://www.valvulaselrosario.com/pagina.swf> y <http://www.tuberiamoreno.com/productos/riego-agricola/valvula-alfalfera-valvula-alfalfa>, respectivamente)

CODO DE ARRANQUE



Figura 3.5 Codo de arranque

- b) Salidas de aire.- Todos los puntos altos en las tuberías deberán estar equipados con válvulas de salida de aire, que deberán dimensionarse conforme al gasto de diseño y de acuerdo a lo establecido en los manuales de los fabricantes de dichas válvulas, como ejemplo se puede citar a Válvulas VAMEX, S.A. de C.V., Renval, S.A. de C.V., Industrias BELG-W, S.A. de C.V. y Válvulas Bermad, S.A. de C.V. (http://www.vamex.com.mx/pdf/Presentaciones/aire_pres.pdf).
- c) Entradas de aire.- Cuando existe el riesgo de colapso en la tubería debido a la presencia de una presión menor que la atmosférica (funcionamiento en transitorio hidráulico) o por la configuración del perfil de la tubería y a las operaciones en los elementos de control del gasto o de desagüe, será conveniente equipar la tubería con una entrada de aire. Esta situación puede ocurrir también en las tuberías secundarias donde se puede interrumpir la alimentación a través de una válvula de aislamiento. En ese caso, se instalará una válvula de entrada de aire inmediatamente aguas debajo de las válvulas de aislamiento.
- d) Protección contra golpes de ariete.- Cualquier variación del gasto en la red entubada, y por ende cualquier variación de velocidad de flujo, causa fluctuaciones de la presión en la red de tuberías, denominándosele a este fenómeno régimen transitorio. El cierre de las tomas de las tuberías secundarias puede causar grandes variaciones de presión por lo que se deben instalar válvulas contra golpes de ariete con el fin de limitar sobrepresiones a un valor máximo admisible por las tuberías seleccionadas.

OBRAS HIDRÁULICAS

- e) Desfogue.- Se equiparán todos los extremos de las tuberías secundarias descendentes con un desfogue. Permitirán el vaciado acelerado de la red en caso de requerirse alguna intervención en las obras o en las tuberías y para la eliminación de los azolves que pudieran haberse acumulado en la tubería.

3.1.6 TRAZO ECONÓMICO DE UNA RED DE TUBERÍAS

Para que el trazo de una red de tuberías sea económico, se debe dividir el gasto por distribuir en la forma más rápida posible desde aguas arriba hacia aguas abajo, para así utilizar al máximo tubos de diámetro de pequeñas dimensiones. Con el fin de limitar el valor de los golpes de ariete (véase más adelante la explicación complementaria) se deben evitar tuberías demasiado largas en los extremos de la red.

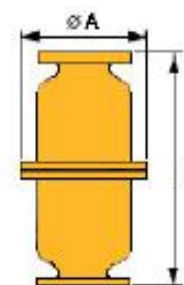
La experiencia ha mostrado que en una red económica, la disipación de la pérdida de carga disponible ocurre en las tuberías de los extremos, es decir que un ligero sobredimensionamiento en la tubería principal de la red (de longitud menor), permite seleccionar diámetros pequeños para todas las tuberías secundarias que alimenta (de longitud mucho mayor).

3.1.7 GASTOS Y VELOCIDADES DEL AGUA EN UN LATERAL

- A. Determinación de los gastos.- Para el cálculo de los gastos en un lateral, se necesita definir el área que domina cada una de las tomas granjas (TG) y el CUR, cuyo producto define el gasto demandado en lt/s, el cual se recomienda que se cierre a valores cerrados conforme al tipo de válvula que se pretenda instalar. Es práctica común cerrar a valores de 30 l/s en 30 l/s, pero en el caso de las válvulas de caudal constante EQUIVAR, puede ser diferente, como se muestra en la tabla 3.2 de HYDROSTEC. A dicho caudal cerrado a valores fijos se le denomina gasto nominal.

Tabla 3.2 Características de las válvulas de caudal constante EQUIVAR

Tipo	Caudal a regular l/s	Rango de operación		DN mm	Ø A mm	B mm
		ΔH_{min} mca	ΔH_{max} mca			
1	10	0,7	10	100	318	418
	15	1,1	15			
	20	1,6	35			
	30	3,2	45			
2	20	0,7	10	150	400	660
	30	1,2	15			
	40	1,8	25			
	50	2,8	35			
3	40	0,7	15	200	525	890
	60	1,1	25			
	80	1,6	30			
	100	2,0	35			
	120	3,2	45			



Por ejemplo, con un CUR de 1.4 lt/s/ha y un lote de 25 ha, se obtiene un gasto demandado de 35 lt/s, el cual se debe redondear a 60 lt/s como gasto nominal, pero para válvula EQUIVAR sería 40 lt/s. O en el caso de que en un lateral que domine una superficie de 100 ha con **tres tomas**, se tendría un gasto demandado de 140 l/s, se redondeará a 180 l/s, o sean 3 x 60 l/s, y para válvula EQUIVAR sería un gasto de 150 lt/s o sea 3 x 50 lt/s, que en ambos casos estarían trabajando simultáneamente.

Se observará que de la aproximación de los gastos reales a los gastos nominales de las tomas para un lateral entubado, puede resultar un sobredimensionamiento de los laterales, pero esto ayuda a lo que se mencionó en el inciso anterior para el trazo económico de una red de tuberías.

OBRAS HIDRÁULICAS

Para evitar que se tenga un sobredimensionamiento inadecuado, será conveniente organizar un sistema de rotación, el cual evitará una limitación del tiempo de riego en otros laterales, este tiempo se establece mediante la organización de turnos de distribución.

- B. Velocidades límites. - Para un gasto dado, la elección del diámetro de la tubería no sólo deberá tomar en cuenta la carga disponible, sino también de las velocidades límites recomendadas:
- Velocidad mayor que 0.6 m/s que permita impedir el depósito de azolves finos en la tubería y de mantenerse dentro de un dimensionamiento "económico". Excepcionalmente, se podrá bajar a 0.4 m/s si así lo imponen las limitaciones de carga.
 - Velocidad máxima de 1.5 a 2 m/s para limitar los fenómenos de golpe de ariete por causa del cierre de la válvula.

Excepcionalmente, para las tuberías de PVC con un coeficiente importante de elasticidad, donde las ondas de deformación se mueven lentamente (229 m/s), se pueden admitir velocidades máximas de 2.5 m/s, a reserva de verificar que la presión se mantenga dentro de un límite admisible, según la clase de la tubería.

C. Cálculo del golpe de ariete (cálculo simplificado)

Para una tubería corta (en la que el tiempo de interrupción del gasto es menor al tiempo de ida y vuelta de las ondas de deformación en esta tubería) la sobrepresión se calcula con la siguiente fórmula:

$$Hg = \frac{aVo}{g} \quad (3.1)$$

Dónde: Hg = sobrepresión en m
 a = velocidad de propagación de las ondas en m/s
 $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.
 Vo = velocidad en la tubería antes del cierre.

Para un lateral con varias tomas y tramos con diferentes diámetros y tipos de material, la sobrepresión se calcula con la fórmula:

$$Hg = \frac{\sum_{i=1}^n a_i * L_i * V_i}{g * L_T} \quad (3.2)$$

Siendo: L_T = Longitud total del lateral entubado, en m.

Para la hipótesis de cierre de 2 tomas al mismo tiempo en el extremo del lateral, se determinarán las variaciones de velocidad V_i en cada uno de los tramos i de longitud L_i que se desprendan. La suma en la fórmula se hará desde aguas abajo hacia aguas arriba, a partir de las tomas cerradas hasta el canal principal. (V_i = velocidad antes del cierre; Vo = velocidad después del cierre).

La aplicación de las fórmulas que aparecen más arriba, muestra que cabe limitar al máximo la longitud de las tuberías del extremo de la red con el fin de limitar asimismo los valores de sobrepresión en la red.

Para una tubería larga se procede de la forma que se describe en la Tabla 3.3, donde también se muestran las ecuaciones necesarias para determinar cuándo se tiene una conducción corta o larga.

3.1.8 PÉRDIDAS DE CARGA EN EL LATERAL

- a) Obra de entrada del lateral entubado.- En la entrada de cada lateral entubado, se deberá diferenciar si la alimentación al lateral entubado, es de un tubo principal o si se alimentará de un canal. En el primer caso, se deberá calcular la pérdida de carga debido a una "TE", considerando el coeficiente "k" que multiplicará a la carga de velocidades en la derivación, conforme a lo que se señala en el APÉNDICE "C"; para el segundo caso, donde existe una pérdida de carga ocasionada por la obra de entrada, y por el aceleramiento necesario del agua dentro de la tubería, la pérdida de carga se puede calcular como:

$$\Delta H1 = (k1 + k2) \frac{V^2}{2g} \tag{3.3}$$

Dónde: k1 = 0.15 pérdida de carga en la rejilla metálica.
 k2 = 1.25 pérdida de carga a la entrada de la tubería y carga de velocidad.
 V = velocidad dentro de la tubería en m/s.

La pérdida de carga se convierte entonces en:

$$\Delta H1 = 0.07V^2 \tag{3.4}$$

Sabiendo que $V = \frac{Q}{A}$ (donde Q = gasto de la tubería en m³/s y A = área de la tubería en m²) para los diferentes diámetros (D) se tiene la pérdida de carga ΔH1 a continuación:

Tabla 3.4 Pérdidas de carga por entrada en un lateral entubado alimentado por un canal

Diámetro en mm.	Pérdida de carga (m.c.a.); ΔH1 = ε*Q ²
200	70.99 Q ²
250	29.08 Q ²
300	14.02 Q ²
350	7.57 Q ²
400	4.43 Q ²
450	2.77 Q ²
500	1.81 Q ²
600	0.88 Q ²
750	0.36 Q ²
900	0.17 Q ²

- b) Tuberías.- La pérdida de carga por fricción al paso del agua a través de las tuberías se puede calcular a partir de la fórmula de Robert Manning:

$$h_f = K * L * Q^2 \tag{3.5}$$

Dónde: h_f = pérdida de carga, en m.c.a.
 Q = gasto, en m³/s
 A = área interior de la tubería, en m²
 L = longitud de la tubería en m.
 K = coeficiente que toma en cuenta la rugosidad y el diámetro interior de la tubería.

$$K = \frac{10.293n^2}{D^{\frac{16}{3}}} \tag{3.6}$$

Siendo: n = coeficiente de fricción de Manning.

OBRAS HIDRÁULICAS

- c) Cambios de diámetro a lo largo del lateral entubado.- En un tramo de lateral entubado, de gasto constante, en principio el diámetro será un número mayor (D1) que para el diámetro aguas abajo (D2).

Esto permite obtener un diseño económico de acuerdo con la pérdida de carga total del tramo de lateral entubado. La pérdida particular de carga ΔH_3 en el punto donde cambia el diámetro (D1 a D2) es del tipo de pérdida por reducción con valor de:

$$\Delta H_3 = K \frac{V_1^2}{2g} \quad (3.7)$$

Siendo: K = coeficiente de pérdida de carga causada por el cambio de diámetro (reducción al diámetro comercial inmediatamente inferior)

La pérdida de carga se convierte entonces en:

$$\Delta H_3 = 0.00765 * V_1^2 \quad (3.8)$$

Tomando en cuenta la ecuación de continuidad la pérdida por cambio de diámetro en tuberías cuyo diámetro nominal es el diámetro interior, se puede tabular de la siguiente forma:

Tabla 3.5 Pérdidas de carga por reducción de diámetro

Díámetro en mm Reducción	Pérdida de carga (m) $\Delta H_3 = \delta * Q^2$
De 250 a 200	3.170 Q ²
De 300 a 250	1.530 Q ²
De 350 a 300	0.830 Q ²
De 400 a 350	0.480 Q ²
De 450 a 400	0.300 Q ²
De 500 a 450	0.200 Q ²
De 600 a 500	0.096 Q ²
De 750 a 600	0.039 Q ²
De 900 a 750	0.019 Q ²

3.1.9 DETERMINACIONES DE LAS LONGITUDES DE TUBERÍAS POR DIÁMETRO EN UN TRAMO DE LATERAL

- A). Primer tramo de tubería de un lateral.- La longitud debe ser lo más pequeña a la primer TG, buscando de esta forma que se empiece a derivar el caudal demandado y de esta forma poder reducir el diámetro del lateral entubado en los tramos subsecuentes. Como ya se mencionó es preferible que en éste primer tramo el diámetro quede un poco excedido, lo cual permitirá que en los tramos finales se pueda reducir el diámetro de la tubería que tiene mayor longitud, dando como resultado que se tenga un diseño económico.
- B). Tramos finales de un lateral entubado.- En concordancia con lo antes mencionado se deberá buscar que en los últimos tramos se tenga un diámetro menor, ya que generalmente las últimas TG a alimentar por un lateral entubado, se encuentran alejadas de la derivación, dando como resultado que se necesiten longitudes grandes de tuberías, que al ser de menor diámetro se reduce el costo de la obra.

OBRAS HIDRÁULICAS

3.1.10 COTAS DE INSTALACIÓN DE LAS TOMAS.

La determinación de las elevaciones de las obras de toma a la entrada de los lotes debe tomar en cuenta el punto con la cota más alta en el lote considerado (CMA).

Cuando la topografía es precisa, conviene calcular la cota del nivel de agua a la salida de la obra de toma con los siguientes parámetros:

- la pérdida de carga en la canalera de alimentación de agua entre la toma y el punto más desfavorecido o sea Δh .
- el nivel de agua en la TG debe ser mínimo 0.15 m para dominar el punto del lote más desfavorecido.
- el nivel a la salida de la toma por arriba de la canaleta debe ser 0.15 m.

Conforme a lo anterior la cota del nivel de agua en la salida de la toma se vuelve: $CMA + 0.30 + \Delta h$.

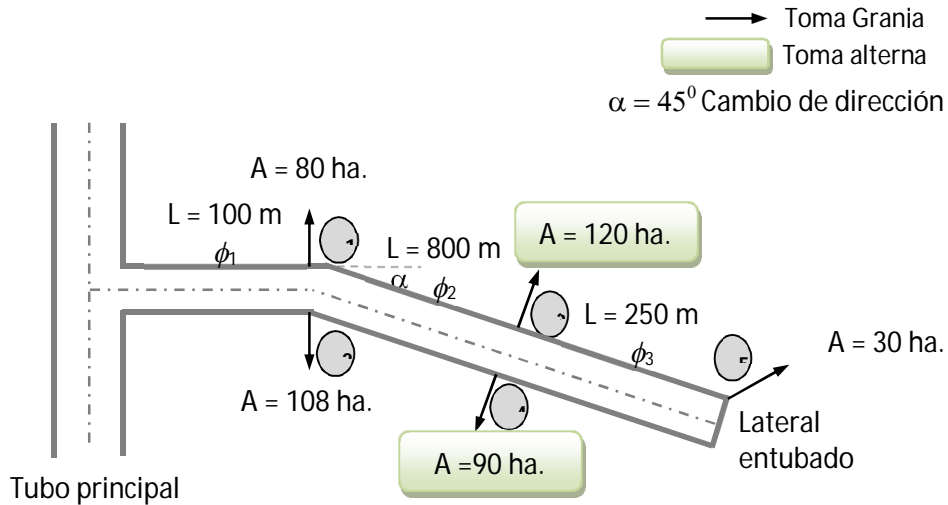
Cuando la topografía no es precisa es conveniente tomar un factor de seguridad, que puede ser de 0.30 m, para dominar el punto el más desfavorecido del lote, entonces la cota del nivel de agua a la salida de la toma, a la entrada del canal de distribución del lote se vuelve: $CMA + 0.60 + \Delta h$.

Esta cota permite calcular la cota mínima de la línea piezométrica dentro de la tubería, después de sumar las pérdidas de cargas a través de la obra, tal como se calcularon en los párrafos anteriores.

EJEMPLOS RESUELTOS

EJEMPLO 3.1 Calcular la carga necesaria en la derivación de una tubería principal que alimenta a un lateral entubado y diseñarlo, definiendo: material de la tubería, resistencia, diámetros, piezas especiales y diámetro de las válvulas de control en cada toma granja. El lateral entubado alimentará a 5 tomas granjas equipadas con válvulas Alfalferas. Las primeras dos se encuentran a 100 m del punto de alimentación y al final del tramo se tiene un codo de 45° , las otras dos se encuentran a 800 m de las anteriores y son alternas, y la última está a 250 m de las anteriores. Las dos primeras tomas regarán 50 y 108 ha (área dominada); las dos alternas regarán 120 y 90 ha y la última 22 ha. Considerar que el terreno presenta una pendiente casi nula (plano). Diseñar la tubería con el material del tubo más económico tomando en cuenta que el C.U.R. es de 0.90 l/s/ha. Calcular la carga de trabajo en cada una de las derivaciones de las válvulas, considerando que se instalarán válvulas de caudal constante EQUIVAR.

OBRAS HIDRÁULICAS



Datos:

La mayoría de los datos se integraron en la figura anterior

C.U.R. = 0.9 l/s/ha

Incógnita:

- Carga mínima inicial (presión en la derivación)
- Diámetro de las tuberías: ϕ_1 , ϕ_2 , ϕ_3
- Material (n) y clase o resistencia de la tubería
- Diámetro de las válvulas Alfalferas y carga de trabajo

Fórmulas:

$$q = C.U.R. * A_{\text{dominada}}$$

$$\theta = 1.4 \sqrt{Q_{\text{acumulado}}}; Q \rightarrow (l/s); \theta \rightarrow (p1g)$$

$$h_L = k \frac{V^2}{2g}$$

Donde "k" dependerá del dispositivo que genera la pérdida local.

$$h_f = KLQ^2$$

$$K = \frac{10.293n^2}{D_i^{\frac{16}{3}}}$$

Solución:

En función de la distribución de las áreas a regar por el lateral se determinan los gastos por cada toma granja (ajustándolos de acuerdo al tipo de válvula a instalar verificando el catálogo del

OBRAS HIDRÁULICAS

fabricante) para acumular a continuación el gasto que conduce el tubo en sus diferentes tramos, para proponer el tamaño correcto en función del gasto y con las presiones definir el tipo de material, para finalmente calcular las pérdidas de energía y definir la energía mínima en la derivación.

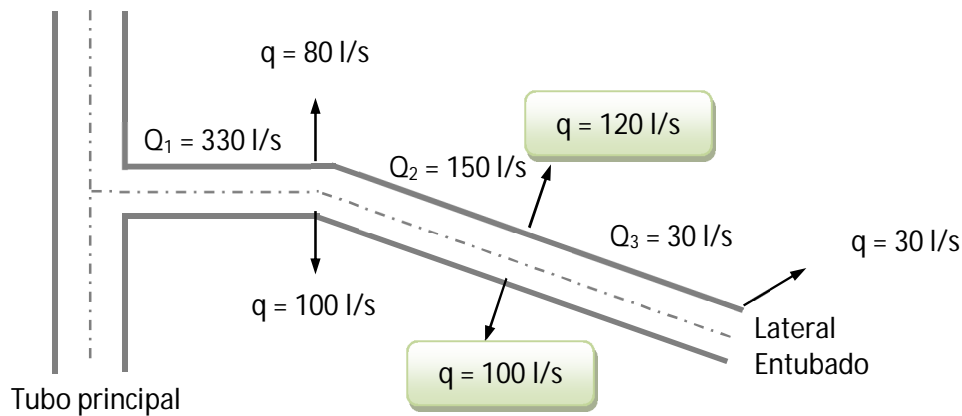
$$q_1 = 0.90(80) = 72ls \Rightarrow 80lt/s$$

$$q_2 = 0.90(108) = 97.2ls \Rightarrow 100lt/s$$

$$q_3 = 0.90(120) = 108ls \Rightarrow 120lt/s$$

$$q_4 = 0.90(90) = 81ls \Rightarrow 100lt/s$$

$$q_5 = 0.90(30) = 27.00ls \Rightarrow 30lt/s$$



Como se observa la acumulación se lleva a cabo desde la parte final del lateral hasta la derivación, en el caso de las tomas alternas sólo se considera la de mayor gasto. Así los diámetros propuestos para los gastos acumulados son:

$$\theta_1 = 1.4\sqrt{330} = 25.432plg$$

$$\theta_2 = 1.4\sqrt{150} = 17.146plg$$

$$\theta_3 = 1.4\sqrt{30} = 7.668plg$$

Como primer propuesta se propone el uso de tubos de **Fibrocemento**, (aunque es conveniente resaltar que en diámetros menores a 14", la tubería que resulta más económica es la de PVC) para este material los diámetros calculados se ajustan a los diámetros comerciales existentes

$$\theta_1 = 24 \text{ plg} \Leftrightarrow V_1 = \frac{(0.33)}{\frac{\pi}{4}(24 * 0.0254)^2} = 1.131m/s$$

$$\theta_2 = 18 \text{ plg} \Leftrightarrow V_2 = \frac{(0.15)}{\frac{\pi}{4}(18 * 0.0254)^2} = 0.914m/s$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$\theta_3 = 8 \text{ plg} \Leftrightarrow V_3 = \frac{(0.03)}{\frac{\pi}{4}(8 * 0.0254)^2} = 0.925 \text{ m/s}$$

Cálculo de pérdidas locales de energía

- Pérdida en la T

$$k = 1.3$$

$$h_T = 1.3 \frac{(1.131)^2}{19.62} = 0.085 \text{ mca}$$

- Pérdida por reducción

Nota: por razones de economía cuando existe presencia de piezas especiales, codos, válvulas, etc., primero se reduce el diámetro y después se colocan las mismas. La constante de la pérdida se obtiene realizando una doble interpolación de datos en la tabla C.2 del Apéndice "C"

$$k = f\left(\frac{D_1}{D_2}, \alpha\right) = f\left(\frac{24}{18} = 1.333, 12^\circ 30'\right)$$

D_1/D_2	10°	15°
1.2	0.04	0.09
1.4	0.06	0.12

$$k = 0.082$$

$$h_{\text{Reducción}} = 0.082 \frac{(1.131)^2}{19.62} = 0.005 \text{ m}$$

- Pérdida por cambio de dirección

En la tabla C.1 del Apéndice "C" el valor de k varia de 0.35 a 0.45, el primero de ellos si se trata de un radio amplio, el segundo para un radio corto, las piezas prefabricadas normalmente son de radio corto, por lo tanto:

$$k = 0.45$$

$$h_{\text{Cambio dirección}} = 0.45 \frac{(0.914)^2}{19.62} = 0.019 \text{ m}$$

Importante: no perder de vista que antes de la reducción ya hubo derivación de gasto en las tomas granjas 1 y 2, por lo tanto en el cambio de dirección ya solo circularán 150 l/s

- Pérdida por reducción

$$k = f\left(\frac{D_1}{D_2}, \alpha\right) = f\left(\frac{18}{8} = 2.25, 12^\circ 30'\right)$$

OBRAS HIDRÁULICAS

D_1/D_2	10^0	15^0
2.0	0.07	0.16
2.5	0.08	0.16

$$k = 0.118$$

$$h_{\text{Reducción}} = 0.118 \frac{(0.914)^2}{19.62} = 0.005m$$

Cálculo de pérdidas de energía por fricción

Tramo 1

$$K_1 = \frac{10.293(0.011)^2}{(0.610)^{\frac{16}{3}}} = 0.017$$

$$h_f = 0.017(100)(0.33)^2 = 0.190m$$

Tramo 2

$$K_2 = \frac{10.293(0.011)^2}{(0.457)^{\frac{16}{3}}} = 0.081$$

$$h_f = 0.081(800)(0.15)^2 = 1.457m$$

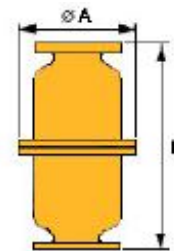
Tramo 3

$$K_2 = \frac{10.293(0.011)^2}{(0.203)^{\frac{16}{3}}} = 6.115$$

$$h_f = 6.115(250)(0.03)^2 = 1.376m$$

Selección de las válvulas de caudal constante en las tomas granja: De conformidad con las características proporcionadas por HYDROSTEC (tabla 3.2), se tiene:

Tipo	Caudal a regular l/s	Rango de operación		DN mm	Ø A mm	B mm
		ΔH_{min} mca	ΔH_{max} mca			
1	10	0,7	10	100	318	418
	15	1,1	15			
	20	1,6	35			
	30	3,2	45			
2	20	0,7	10	150	400	660
	30	1,2	15			
	40	1,8	25			
	50	2,8	35			
	60	4,0	45			
3	40	0,7	15	200	525	890
	60	1,1	25			
	80	1,6	30			
	100	2,0	35			
	120	3,2	45			



Tomada de http://www.hydrostec.com.br/espanhol/catalogo/circuitos_pressurizados/B70-21-0.pdf

Adicional a las pérdidas antes mencionadas, se tendrá que sumar las pérdidas por el paso del agua a través de la válvula de caudal constante, que corresponde a la columna definida por ΔH_{\min} (3° columna de la tabla de anterior), conforme al tamaño de válvula (DN) a seleccionar, en función del gasto a controlar, lo cual se explica a continuación:

Para la TG5 al final del lateral entubado, cuyo gasto adoptado es de 30 l/s, se puede ver en la tabla de características de las válvulas de gasto constante de HYDROSTEC que existen dos tamaños de válvula que es la DN 100 y DN 150, siendo la presión mínima necesaria para que trabaje adecuadamente igual a las pérdidas de energía, y que conforme a la tabla en mención se tiene un valor de 3.2 m.c.a y 1.2 m.c.a. respectivamente. Como el enunciado del problema pide la "presión mínima al inicio del lateral entubado", es necesario seleccionar la válvula que requiera la presión menor, es decir la DN 150, con $\Delta H_{\min} = 1.2$ m.c.a.

Pero es importante enfatizar que a dicho valor se le debe adicionar una pérdida de energía por la conexión con la "Te" de derivación, recomendando, solo para éste caso, que la constante "k" a utilizar en la fórmula de la pérdida local tome un valor de 0.75, por lo que la carga mínima necesaria **al final del lateral entubado** antes de la derivación a la TG5 será:

$$p_{\min} = 1.2 + 0.75 \frac{V^2}{2g}$$

Tomando en cuenta el diámetro de la válvula de 150 mm y el gasto a controlar de 30 l/s, la velocidad del agua será de 0.955 m/s y entonces:

$$p_{\min} = 1.2 + 0.75 \frac{1.698^2}{19.62} = 1.2 + 0.110 = 1.310 \text{ mca}$$

Para la selección de las válvulas de las otras tomas granja, se toma en cuenta la presión que existirá en el interior del lateral entubado, seleccionando la de menor tamaño cuando exista carga suficiente para absorber las pérdidas en la estructura de la válvula de caudal constante o de mayor tamaño cuando sea pequeña la carga, por lo que se recomienda primero calcular cual será la presión mínima necesaria **al inicio del lateral entubado** de la siguiente forma:

$$P_{\min} = p_{\min} + h_{f3} + h_{red2} + h_{f2} + h_{CD} + h_{red1} + h_{f1} + h_T = 4.447 \text{ mca}$$

$$P_{\min} = 0.445 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Que es la respuesta a la primera pregunta del problema "Calcular la carga necesaria en la derivación de una tubería principal que alimenta a un lateral entubado"

Para contestar la última pregunta del problema y terminar de seleccionar las válvulas de las TG1, TG2, TG3 y TG4, se procede a acumular las pérdidas de energía del final del lateral entubado hacia aguas arriba, de la siguiente forma:

TG3 y TG4

$$P_{trabajoTG4-3} = p_{\min} + h_{f3} + h_{red2} = 1.310 + 1.376 + 0.005 = 2.691mca$$

El gasto para la TG3 es de 120 l/s y para la TG4 es de 100 l/s, por lo que de conformidad con la tabla 3.3, se tiene que para ambas sólo existe la opción de colocar válvulas EQUIVAR DN 200, que presentan una pérdida de energía de 3.2 m.c.a. y 2.0 m.c.a., respectivamente, por lo que la carga de 2.691 m.c.a. **NO** es suficiente para vencer la pérdida de mínima de la TG3 y entonces ésta TG sería la **más crítica** a tomar en cuenta para definir la presión mínima al inicio del "lateral entubado", por lo que se deberá recalculer dicho valor considerando como punto de partida la TG3, como se ve a continuación:

$$P_{\min} = \Delta H_{\min TG3} + h_t + h_{f2} + h_{CD} + h_{red1} + h_{f1} + h_T = 5.514mca$$

Es decir la respuesta correcta a la primer pregunta, conforme al cambio por la TG3 sería:

$$P_{\min} = 0.551 \frac{kg}{cm^2}$$

Sin embargo faltaría verificar la presión o carga disponible en las TG1 y TG2, conforme a la válvula a seleccionar, lo cual se muestra a continuación:

TG1 y TG2

$$P_{trabajoTG2-1} = P_{trabajoTG4-3} + h_t + h_{f2} + h_{CD} + h_{red1} = 3.2 + 0.558 + 1.457 + 0.019 + 0.005 = 5.239mca$$

El gasto para la TG1 es de 80 l/s y para la TG2 es de 100 l/s, por lo que de conformidad con la tabla 3.3, se tiene que para ambas existe solo una posibilidades que es la DN 200, en la primer TG la pérdida de energía es de 1.6 m.c.a. y para la segunda es de 2.0 m.c.a., por lo que la carga de 5.239 m.c.a. es suficiente para vencer las pérdidas mencionadas más la que podría generar la T de derivación, y sobre todo en el caso de las primeras válvulas de un lateral entubado, siempre se deberá verificar que la carga de trabajo no exceda el valor ΔH_{\max} , que se menciona en la Tabla 3.3

Como se modificó la carga en las TG3 y 4, será necesario recalculer la "carga disponible" en la TG5, para poder contestar correctamente a la última pregunta del problema, es decir:

$$P_{trabajoTG5} = P_{trabajoTG4-3} - h_{red2} - h_{f3} = 3.758 - 0.005 - 1.376 = 2.377mca$$

Para definir la clase o resistencia de la tubería, se debe considerar las presiones de trabajo en los diferentes tramos, pero derivado de que la presión máxima al inicio del lateral entubado es de 5.239 m.c.a., y la tubería de fibrocemento de menor resistencia es la Clase A-5, que significa que soporta una presión de trabajo de 5 kg/cm² o 50 m.c.a., no existe otra alternativa de cambiar la clase para los tres tramos analizados.

Con la finalidad de presentar un diseño económico, se deberá hacer el diseño completo con otros materiales (PVC, acero, PHD, concreto, etc.) y completar el análisis con el presupuesto para definir la solución "técnica – económica" adecuada. A continuación se muestra dicha comparación, para lo cual se determinaron los volúmenes de obra necesarios de excavación, instalación y prueba de tubería, relleno, compactación en cada uno de los tipos de material de las tuberías y asignando precios unitarios vigentes de la Comisión Nacional del Agua del año 2002, con la finalidad de poder comparar entre ellos.

OBRAS HIDRÁULICAS

Material	EXCAVACIÓN	CLASE	PRESIÓN DE TRABAJO kg / cm ²	COSTO (\$)
PVC	Si	Clase A-5	0.337	1,190,857.75
ACERO	No	Cedula 20	0.562	841,974.50
PHD	Si	Clase RD-41	0.269	741,956.91
CONCRETO	Si	Normal 25 kg/cm ²	0.386	654,899.01
FIBROCEMENTO	Si	Clase A-5	0.386	364,119.41

Se aprecia que la tubería de fibrocemento es la más económica, pero siempre es conveniente realizar este análisis completo con precios actuales en la fecha que se realice éste tipo de trabajo. También es muy importante resaltar que existe la posibilidad de que se haga una mezcla de tipos de tubería, es decir los diámetros grandes con fibrocemento y los pequeños con PVC, lo cual se deja al lector que compruebe realizando el cálculo.

SOLUCIÓN:

- Presión mínima de trabajo en la derivación o inicio del lateral entubado: **5.514 m.c.a.**
- Diámetro de las tuberías: **Tramo 1 => 0.61 m (24"); Tramo 2 => 0.457 m (18"); Tramo 3 => 0.203 m (8")**
- Material y clase de la tubería: **Fibrocemento clase A-5 (50 m.c.a.)**
- Diámetro de las válvulas HYDROSTEC, carga de trabajo y presión mínima de trabajo:

TG	Válvula	H _{trabajo} (m.c.a.)	ΔH _{min} (m.c.a.)
1	DN 200	5.239	2.8
2	DN 200	5.239	2.0
3	DN 200	3.758	3.2
4	DN 200	3.758	2.0
5	DN 150	2.377	1.2

PROBLEMAS PROPUESTOS

P.P. 3.1 y 3.2 Para el ejemplo anterior, ¿cuál será la presión mínima al inicio del lateral entubado y las cargas de presión en cada una de las TGs, si existiera una pendiente descendente del terreno de 0.0011 a lo largo del lateral entubado?, y ¿cuáles si fuera en pendiente ascendente?

SOLUCIÓN: Para pendiente descendente:	T-G No.	Presió de Trabajo (m)
	DERIVACIÓN	4.524
	1	4.359
	2	
	3	3.758
	4	
5	2.652	

SOLUCIÓN: Para pendiente ascendente:	T-G No.	Presió de Trabajo (m)
	DERIVACIÓN	6.504
	1	6.119
	2	
	3	3.758
	4	
5	2.102	

3.2 PLANTAS DE BOMBEO

Cuando en algún proyecto de riego los terrenos de cultivo que se pretenden beneficiar se localizan a un nivel superior de la fuente de aprovechamiento, se recurre al bombeo del agua para llevarla hasta el sitio conveniente y de este distribuirla por gravedad o a presión dependiendo del tipo de riego aplicado. Por lo tanto se origina a construir una serie de estructuras debidamente diseñadas y la instalación de un equipo de bombeo adecuado para el buen funcionamiento en el sistema de riego.

Se puede aprovechar las aguas de un río, de una laguna, de una presa de almacenamiento o derivadora, de un dren, etc.

La capacidad de la planta de bombeo depende del área por regar, del coeficiente de riego y del tiempo de operación.

Cuando el bombeo es para drenaje es importante saber que gastos se van a evacuar y cuáles son los niveles de descarga, también es necesario conocer la calidad del agua, tipo de energía disponible, naturaleza del terreno para la cimentación, condiciones climatológicas y accesos.

Debido a lo anterior es necesario proporcionar al equipo de bombeo una protección adicional contra este tipo de agentes nocivos.

Se requiere que las unidades sean de la misma marca y características (o semejantes).

Instalar el menor número de unidades que se adapte a las demandas mensuales (debe considerarse otra unidad de igual capacidad para emergencia en caso de descompostura, inspección u otro caso).

Existe gran variedad de tipo de bombas en el mercado que deben de ser comparadas entre sí y se escogerá la de las características más ventajosas. Las bombas más usuales son las centrifugas, verticales u horizontales.

Los motores para accionar las bombas pueden ser de combustión interna y eléctrica.

La tubería de descarga debe ser tan corta y tan recta como sea posible, esta puede ser de placas de acero soldadas, de fierro fundido y/o de concreto (diámetros comerciales).

En general una planta de bombeo consta de las siguientes partes:

- A) Captación u obra de toma (canal de acceso, estructura de entrada, rejillas, controles y conducto)
- B) Cárcamo de Bombeo (plataforma, escaleras, fondo)
- C) Equipo de bombeo (bomba y motor, accesorios de control y protección)
- D) Tren de descarga: son todos los elementos e instalaciones que se requieren para conducir el agua desde la salida de la bomba hasta donde se inicia la línea de conducción, siendo estos conectados al cabezal de descarga de la bomba y que a continuación se enlistan: válvula eliminadora de aire, la cual se instala en un carrete de fofo; válvula de no retorno o check; válvulas de alivio contra el golpe de ariete, en el caso de requerirla; válvula de compuerta o válvula mariposa, en el caso de requerir regular el gasto por medio de ésta válvula, medidor de flujo; manómetro instalado en un carrete de fo. fo.; y silletas y atraques para apoyar las piezas especiales mencionadas y mantenerlas en su posición; para la conexión de las piezas especiales se puede requerir carretes, juntas Giubal o junta universal o junta Dresser, así como extremidades, codos y bridas.
- E) Subestación eléctrica: Se emplea en caso de que haya energía eléctrica para mover las bombas, tiene como objeto cambiar las características de la energía aprovechada de alto a bajo voltaje, suministrar la requerida por el equipo de bombeo. Se clasifican en: "Compacta", también llamada Unitaria, se encuentra protegida por un gabinete; "Convencional", también llamada abierta, se instala en bases o en postes, con herrajes de fo. go. y se protegen con cercos de malla de alambre. Los elementos que conforman la subestación eléctrica son: "Principales".- Apartarayos, transformador, cuchillas desconectadoras, cuchillas portafusibles, interruptor en aceite, capacitores, tableros, transformador de instrumentos,

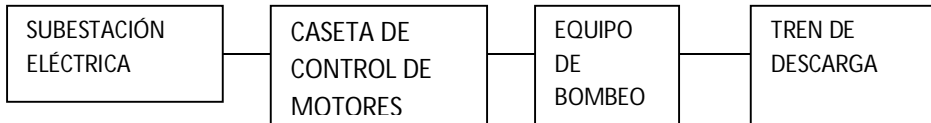
OBRAS HIDRÁULICAS

sistema de tierras y equipo de medición; "Secundarios".- Cables de potencia, cables de control, alumbrado, herrajes menores y equipo contra incendios.

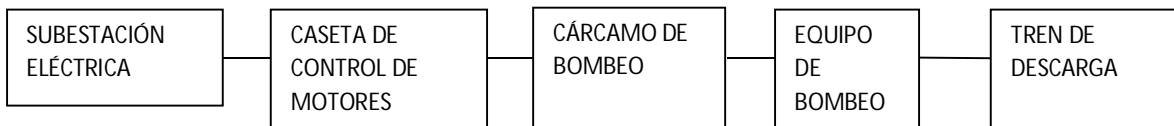
- F) Caseta de Controles, donde se alojará el Centro de Control de Motores (C.C.M.), el cual permitirá el encendido y paro de los equipos de bombeo.
- G) Almacenamiento de combustible (en caso de tener motores de combustión interna).
- H) Casa - habitación del operador.
- I) Protección de las instalaciones, generalmente por medio del cercado perimetral con malla tipo ciclónica.

Algunos de los conceptos anteriores se verán con mayor detalle en los siguientes subtemas.

Un arreglo típico de una planta de bombeo en pozo profundo es el que se presenta en el esquema siguiente:



Un arreglo típico de una planta de bombeo en un cárcamo sería:



En ambos casos después del tren de descarga seguiría la línea de conducción y el depósito o tanque de almacenamiento.

En el caso de los cárcamos de bombeo, son depósitos donde se almacena temporalmente el agua y se logra dar la sumergencia necesaria en los equipos de bombeo para evitar su cavitación, es decir cuidando el NPSH o carga neta de succión positiva, que se verá en el tema 3.2.9, evitando que se llegue a tener un nivel o tirante de agua menor que el necesario por medio de electro niveles que harán apagar de manera automática la o las bombas cuando se tengan niveles inferiores. También es recomendado construir mamparas entre los equipos de bombeo para evitar que se formen vórtices, cuidando que la distancia entre la campana de succión del equipo de bombeo y las paredes o mamparas exista una distancia mínima de $\frac{3}{4}$ del diámetro de la campana de succión, la separación de la campana de succión y el fondo del cárcamo que tenga una separación mínima de $\frac{1}{4}$ del diámetro de la campana de succión y la distancia mínima entre bombas es de 3 diámetros de la campana de succión (de campana a campana). Para el dimensionamiento del cárcamo, además de tomar en cuenta el nivel del terreno y el NPSH requerido, se debe considerar que el volumen de agua debe ser tal que las bombas no estén prendiendo y apagando con frecuencia, por lo que se recomienda que el tiempo entre paro y encendido (T) sea de una hora, lo cual permitirá calcular el volumen de almacenamiento (V_t) en metros cúbicos como:

$$V_t = \frac{q * T}{4} \quad (3.9)$$

En donde: q = Gasto unitario o capacidad de bombeo de un equipo de bombeo, en m^3/s , en el caso de que se tengan en un cárcamo de bombeo diferentes equipos de bombeo, se deberá usar el gasto del mayor equipo.

La cada vez mayor contaminación en las aguas superficiales y su escasez, ha dado origen al uso cada vez mayor de agua subterránea, la cual para poder ser aprovechada requiere de una serie de estudios y obras que a continuación se describen:

OBRAS HIDRÁULICAS

3.2.1 Exploración geohidrológica Superficial

- Reconocimiento geológico superficial.
- Hidrológico superficial.

3.2.2 Exploración Subterránea por métodos geofísicos

- Métodos Eléctricos.
- Métodos Sísmicos de reflexión.
- Métodos Sísmicos de refracción
- Métodos Gravimétricos
- Métodos Magnetométricos

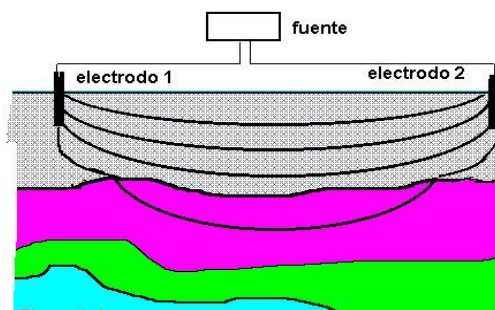


Figura 3.6

La Finalidad de la exploración geofísica es la de ubicar y reconocer las cualidades físicas de los materiales en el subsuelo y en nuestro caso particular la posibilidad de que alguno de esos estratos pueda contener agua. Todos los métodos geofísicos aportan información cualitativa y cuantitativa que permita definir la posición y longitud de los perfiles, distancia entre estos, densidad de las observaciones, cobertura de la zona y profundidad sondeada. En todos los casos es necesario interpretar los resultados obtenidos, esta interpretación integral es lograda con el trabajo conjunto, multidisciplinario, del geofísico y (dependiendo de la aplicación) el geólogo, el hidráulico, el minero, el geoquímico, el petrolero, el ingeniero de suelos, etc. Los datos enteramente abstractos de las mediciones físicas deben dársele interpretación geológica.

De los métodos de mayor aplicación para la prospección de aguas subterráneas es el eléctrico, existiendo una gran variedad de métodos o técnicas dentro de los métodos eléctricos. Unos, como los métodos de polarización espontánea y corrientes telúricas dependen de los campos de influencia que existen naturalmente. Otros requieren la aplicación desde la superficie de corrientes y campos artificiales denominados de Resistividad. Los métodos eléctricos solo son aplicados para prospección somera (< 500 m) y mayormente en la búsqueda de minerales y aguas subterráneas.

3.2.3 Perforación Exploratoria.

En esta etapa del proceso de exploración se determina la existencia de estratos que puedan aportar agua, cual es la calidad del agua y la estratificación de las capas, lo cual se logra por medio de la recuperación de material que se va perforando. El equipo extractor se introduce en el pozo y se puede extraer una muestra de generalmente 1" de diámetro y un largo entre 20 y 40 cm sin perturbación alguna por parte de las maquinarias de perforación

3.2.4 Ampliación de la perforación.

Una vez que se ha determinado que existe la posibilidad de obtener agua del subsuelo, se procede a ampliar la perforación a 10", 12", 14" o 16", dependiendo de la posible productividad del pozo, la profundidad de los estratos productores o acuíferos, las necesidades de agua y el posible equipo de bombeo a instalar.

3.2.5 Determinación de la capacidad del acuífero.

Con la finalidad de definir la productividad del pozo, de tal manera que se pueda definir el caudal máximo que se puede extraer del acuífero(s), sin provocar su agotamiento, se procede a realizar las siguientes actividades:

- A) Aforo de 72 hrs. con variación de gasto, registrando antes de iniciar la actividad el nivel estático y con cada variación de revoluciones se procede a hacer un registro del gasto bombeado y su respectivo nivel dinámico, la hora y fecha en que se registraron y observaciones. Con la información recabada se procede a realizar una gráfica "gastos bombeados vs. niveles dinámicos alcanzados", donde se consigne: datos generales del sitio donde se encuentra la perforación; la información del equipo de bombeo empleado para el aforo; nombre del responsable del aforo; nivel estático; diámetro de la perforación; gasto recomendado de explotación; y observaciones.
- B) Determinación del tiempo de recuperación del nivel de agua. En el momento en que se suspende el bombeo de aforo, se debe de registrar el tiempo en que tarda en recuperarse el nivel estático, ya que por medio de esta información se puede determinar la Transmisibilidad (m²/día o m³/día/m), que es la capacidad que tiene un suelo de dejar pasar agua.
- C) Determinación del cono de abatimiento. Método de Theis (1935) y el de Thiem (1906).

MÉTODO THIEM

$$Q = \frac{2.72ksY(d_2 - d_1)}{\log\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} = \frac{2.72T(d_2 - d_1)}{\log\left(\frac{r_2}{r_1}\right)} \tag{3.10}$$

MÉTODO THEIS

$$Zr = \frac{Q}{4t} \frac{e^{-r}}{U} d_u \tag{3.11}$$

$$U = \frac{1.82r^2Sc}{Tt} \tag{3.12}$$

- Dónde:
- Zr = abatimiento (en pies) en un pozo de observación a una distancia r (en pies) desde el pozo de bombeo.
 - Q= gasto de bombeo (gal x pie o gal /pie/s)
 - T = transmisibilidad
 - Tt = tiempo en días desde que se inició el bombeo
 - Sc = constante de almacenamiento del acuífero.

Como ya se indicó en estos ensayos se determina el nivel estático, dinámico, caudal, caudal específico y se extraen muestras de agua para el análisis químico del agua por explotar, esto último es importante ya que es posible que el agua en el acuífero no cumpla con la calidad necesaria.

3.2.6 Registro de verticalidad.

Siempre se deberá verificar que la perforación tenga la suficiente verticalidad o el alineamiento necesario, mediante la introducción de una sonda o cano de diámetro exterior previamente determinado y de largo también previamente determinado (Ej. 12 m x 0.031 m menor al de la cañería del filtro). A los efectos de determinar la verticalidad del mismo, este cano debe poder correr libremente desde el nivel del terreno hasta la reducción o fondo del pozo. Otra forma de realizarlo es mediante la medición de la desviación del eje (Ej. 0.004 m por metro de profundidad)

OBRAS HIDRÁULICAS

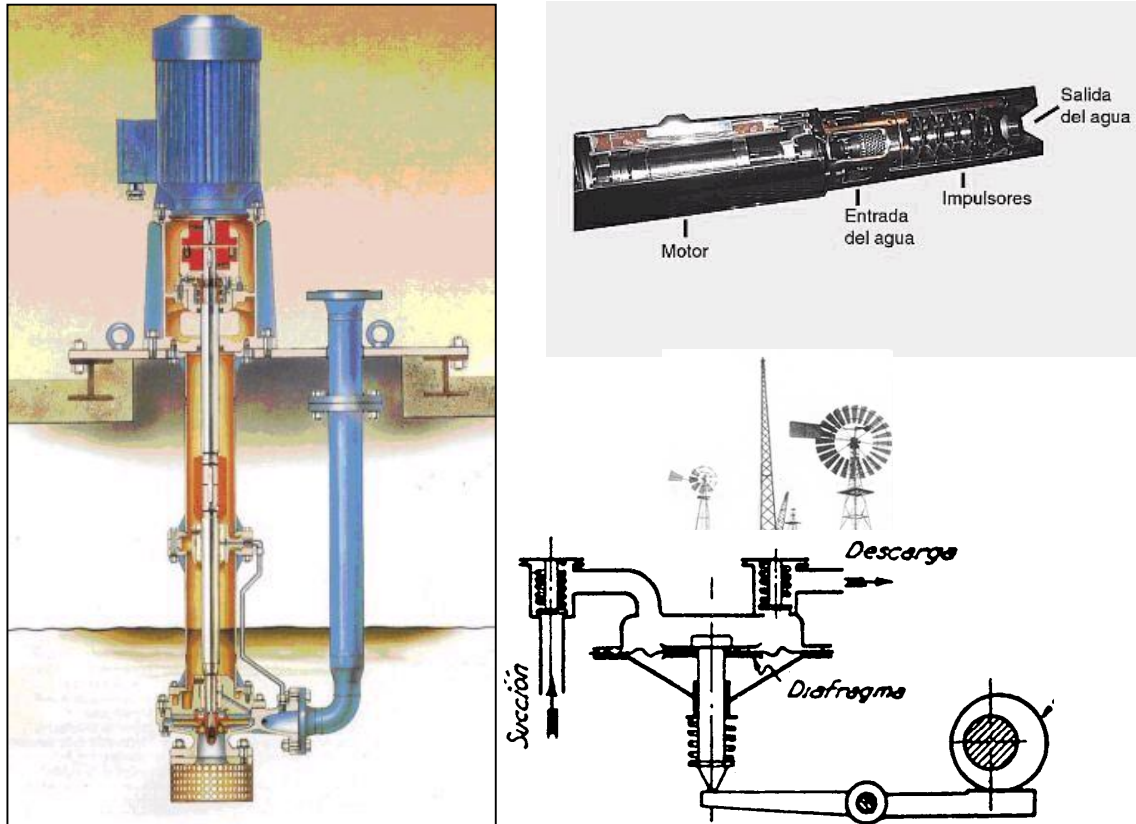


Figura 3.8 Diferentes tipos de bombas para agua

Para que una bomba funcione adecuadamente se deben calcular los siguientes parámetros:

- A) Determinación de la Carga Dinámica Total (CDT). Esta carga es la energía que debe suministrar la bomba al agua para que llegue a la cota que se requiera, por lo que para calcularla se toma en cuenta los siguientes conceptos: nivel dinámico a la cual se encuentra la superficie libre del agua en el interior del pozo (ND, en m), que tal como se mencionó anteriormente, depende del caudal que se esté extrayendo; pérdidas de energía al paso del agua a través de la columna de succión (h_f bomba, en m), generalmente éste dato es proporcionado por el fabricante y es función del gasto que se bombea y del diámetro y longitud de la columna de succión; pérdidas de energía por fricción en la conducción (h_f conducción, en m); pérdidas por cambio de dirección o menores (h menores, en m) desnivel topográfico (DT, en m); y altura del depósito donde se descargará el agua (H_t , en m).

$$CDT = ND + h_f \text{ bomba} + h_f \text{ conducción} + h \text{ menores} + DT + H_t \quad (3.13)$$

- B) Determinación de la carga neta de succión positiva disponible $[(C.N.S.P.)_d]$, en m]. Las bombas centrífugas no succionan el agua, el impulso se lo da unos álabes o impulsores (como las aspas de un ventilador), por lo que el agua sube por efecto de la fuerza centrífuga aplicada y por la forma que se le da al elemento que contiene al impulsor, denominado tazón por la forma que tiene. Por lo anterior para que el agua pueda ser impulsada por la bomba centrífuga, es necesario que exista un determinado tirante de agua sobre el impulsor para que no entre aire a éste, a éste tirante de agua se le denomina Carga Neta de Succión Positiva y para calcularla, se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos, en los cuales se incluyen las bombas centrífugas horizontales que se pueden utilizar en cárcamos de bombeo, ya sea para bombear agua superficial o porque el bombeo del pozo se realice a un cárcamo y de éste se rebombé a un nivel superior:

OBRAS HIDRÁULICAS



Figura 3.9 Impulsor abierto y diferentes tipos de bombas y cedazos

- i. Nivel del agua en la succión, expuesta a la presión atmosférica y arriba del eje horizontal de la bomba horizontal (cárcamos).

$$(CNSP)_d = hb + hs - (hfs - Pv) \quad (3.14)$$

- ii. Nivel del agua en la succión, expuesta a la presión atmosférica y abajo del eje horizontal de la bomba horizontal.

$$(CNSP)_d = hb - (hs + hfs + Pv) \quad (3.15)$$

- iii. Cuando en la instalación se tiene una bomba vertical

$$(CNSP)_d = hb + k - Pv \quad (3.16)$$

Siendo: P_v = presión de vapor del agua.
 hb = carga correspondiente a la presión barométrica o atmosférica.
 hs = carga estática de succión.
 hfs = carga de fricción en la succión.
 k = sumergencia requerida.

Como se puede apreciar la mayoría de las variables involucradas en las fórmulas anteriores para determinar la $(CNSP)_d$, dependen de las características propias del equipo de bombeo, por lo que los fabricantes en sus curvas de rendimiento para cada uno de los equipos proporciona el valor de la carga neta de succión positiva (NPSH por sus siglas en inglés), por lo que es necesario para la selección del equipo de bombeo, contar con las curvas de rendimiento.

En forma general todas las curvas características de los equipos de bombeo se estructuran de forma similar, como a continuación se muestra en la Figura 3.10:

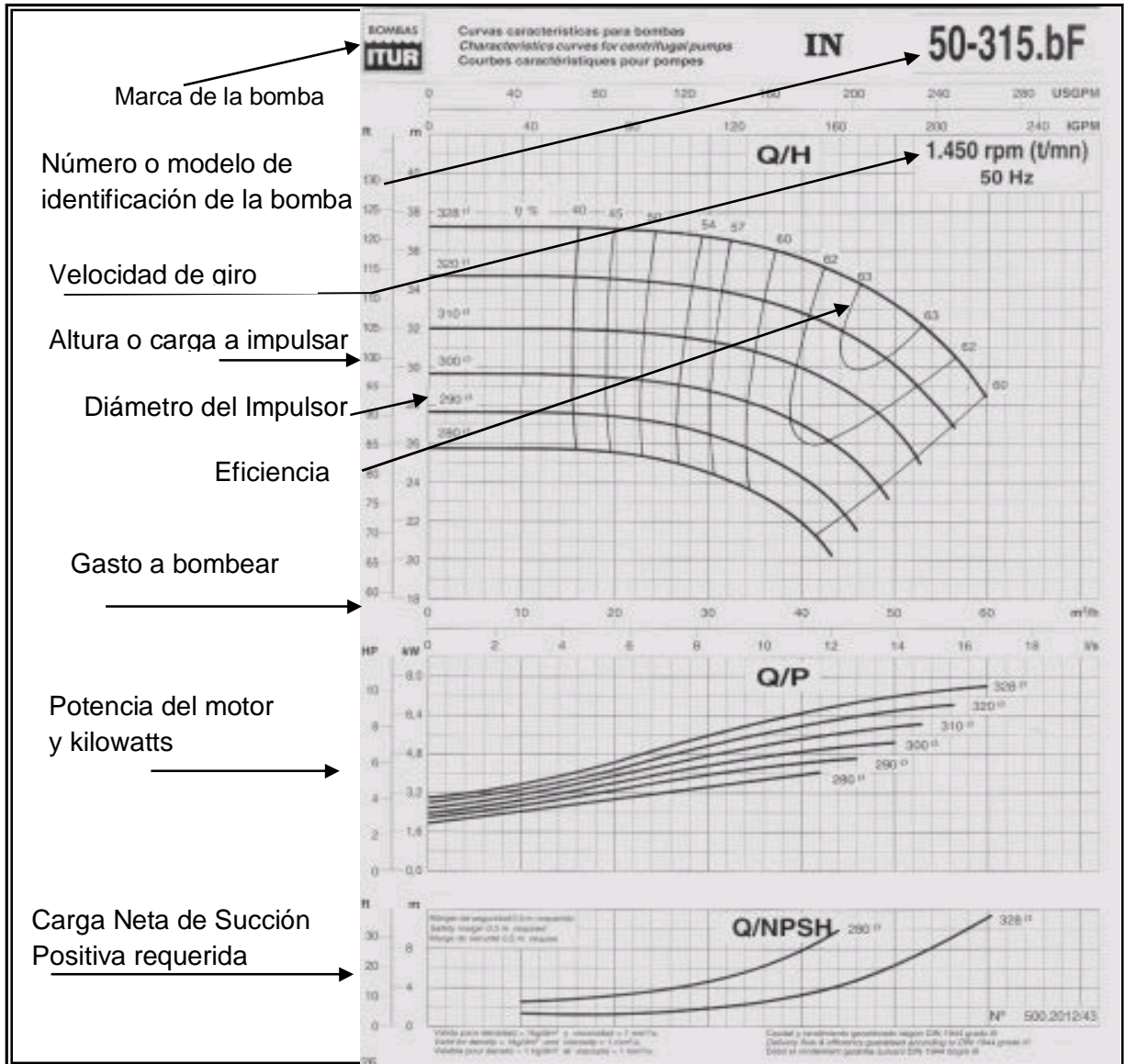


Figura 3.10 Curva característica típica de una bomba centrífuga vertical

C) Resumen de las características del pozo y su equipamiento:

1. Datos generales.
2. Curva de aforo.
3. Profundidad.
4. Cámara de bombeo (profundidad total del pozo menos el nivel dinámico para el gasto de explotación).
5. Diámetro del pozo y del ademe.
6. Nivel estático y nivel dinámico.
7. Gasto de aforo, gasto recomendado de explotación.
8. Tipo de bomba (caballaje del motor HP, velocidad de giro del motor r.p.m., tipo y diámetro de impulsor, paso de esfera, modelo, eficiencia, carga de bombeo por impulsor, sumergencia y potencia necesaria).
9. Centro de control de motores (CCM), instrumentos, características y marcas.
10. Subestación eléctrica, capacidad y tipo.

3.3 RIEGO POR GOTEO

Es la aplicación del agua filtrada y fertilizante soluble a través de tubería a presión, hasta una red de salidas espaciadas a distancia relativamente cortas y descargando el líquido al suelo por medio de válvulas especiales llamadas emisores o goteros, manteniendo al suelo en condiciones óptimas de humedad, para el buen desarrollo del cultivo. Es recomendable para lugares donde hay escasez de agua.

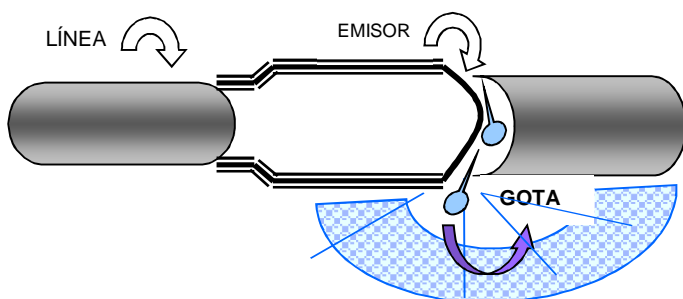


Figura 3.11 Esquema de funcionamiento de un gotero y fotografía de uno de ellos.

En las regiones muy áridas o sobre suelos arenosos, la mejor técnica consiste en regar tan lentamente como sea posible (menos de 1 litro por hora)

El riego por goteo se utiliza intensivamente en el cultivo del pistache, del olivo, de la nuez, de coco, la viña, la banana, las fresas, la caña de azúcar, el algodón, el aguacate o los tomates.

TIPOS DE RIEGO POR GOTEO:

Subterráneo: muy poco utilizado por características de las raíces que tiene los cultivos.

Superficial: Muy extendido

Aéreo: usado en invernaderos, el agua cae por gravedad al pie de la planta, usualmente usado con programas de fertirriego.

Ventajas:

- No es necesario nivelar el terreno
- No hay corriente de agua por lo tanto no hay erosión del suelo ni pérdidas de agua.
- Hay uniformidad de aplicación del agua.
- No hay desperdicios de agua por drenaje.
- Se puede regar más superficie con el mismo gasto que con otra forma de riego.
- Los nutrientes (fertilizantes) en solución se introducen a las red de riego debidamente dosificados con la debida frecuencia y para los fines perseguidos en la producción.
- Se ahorra mano de obra para eliminación de hierbas.
- Mayores rendimientos en la época de cosecha debido al buen manejo y operación.

OBRAS HIDRÁULICAS

Desventajas:

- a) Taponamiento de los emisores.
- b) Revisar los goteros constantemente y una estricta vigilancia y mantenimiento de los filtros.
- c) No es muy bien aceptado por técnicos ni campesinos por falta de conocimientos.
- d) Debido a la falta de operación, mantenimiento, y supervisión de una zona de riego, no se obtienen los resultados de producción que se esperaba.
- e) El costo de inversión inicial es alta en comparación con otro sistema de riego; solo se aplica a cultivo altamente remunerativos.
- f) No existe en el mercado nacional fertilizantes como el fósforo y potasio a precio económico que sean completamente solubles en el agua y evitar que se tapen los goteros.
- g) En zonas áridas animales como zorros y topos han destruido tuberías para tomar agua.

Partes de un sistema de riego por Goteo (Figura 3.12)

- 1.- Equipo de bombeo.
- 2.- Sistema de filtración (Figuras 3.13)
- 3.- Cabezal de descarga.
 - a).- Controles automáticos
 - b).- Manómetros
 - c).- Medidor de gasto
- 4.- Línea de Conducción.
- 5.- Línea principal
- 6.- Reductor o regulador de presión (Figura 3.14)
- 7.- Tuberías secundarias
- 8.- Tomas Granjas
- 9.- Red

{	Tubería de doble pared
{	Tubería porosa
{	Tubería con emisor o gotero (Figuras 3.15)

OBRAS HIDRÁULICAS

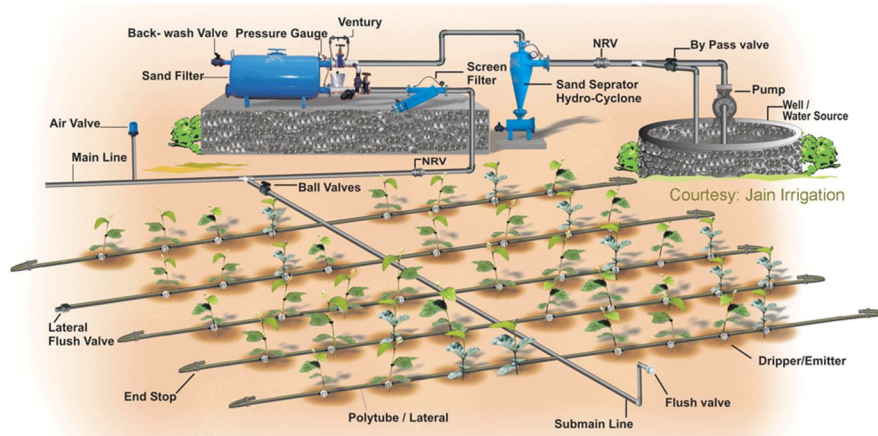


Figura 3.12 Componentes de un sistema de riego por goteo

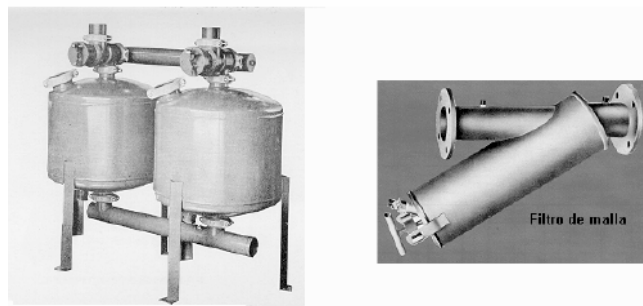


Figura 3.13 Filtros



Figura 3.14 Instalación típica de un sistema por goteo



Figura 3.15 Diferentes tipos de goteros

OBRAS HIDRÁULICAS

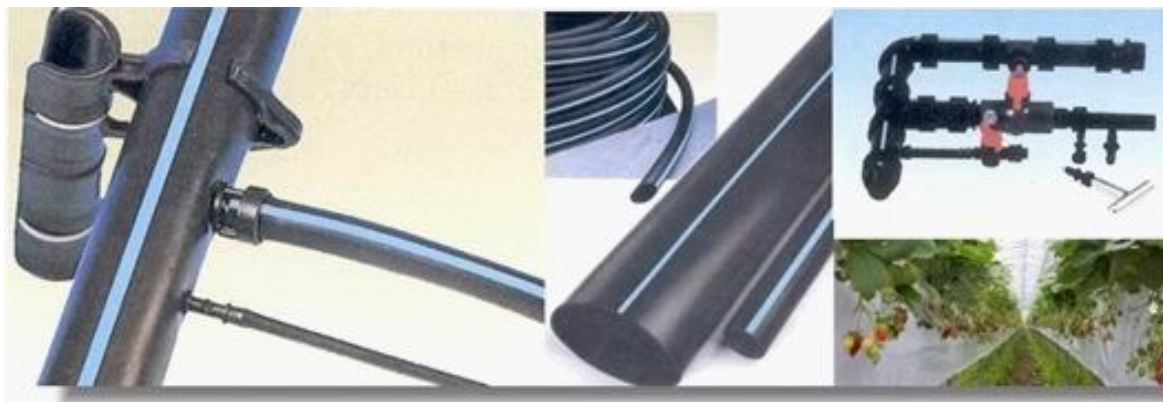


Figura 3.16 Tipos de tubería y sus conectores

Ejemplo de instalación de Goteros.

Cultivo	Vid.	Pistache y olivo
Separación entre hileras = 3.00 m		10.00 m
Separación entre plantas = 1.50 m		1.00 m
Separación entre goteros = 1.00 m		1.00 m

Q gotero = 4 lt/h

Básicamente el diseño hidráulico de un sistema de riego por goteo consiste en determinar el diámetro de las tuberías, que permitan garantizar las presiones mínima y máxima de operación de un determinado gotero que se instalará en un lateral, así como definir diámetros y cargas en todas las tuberías de distribución a donde se conectan los laterales con los goteros, por lo que es muy importante la selección del tipo de gotero o emisor que se pretenda instalar en el sistema y conforme a las características del fabricante hacer el diseño hidráulico del sistema.

3.4 RIEGO POR ASPERSORES

Es la aplicación del agua sobre la superficie del suelo en forma parecida a la lluvia se obtiene al impulsar agua a presión a través de pequeños orificios o boquillas. Este método se adapta a la mayoría de los cultivos y también a la mayoría de los suelos susceptibles de riego.

Un sistema de riego tradicional de riego por aspersión está compuesto de tuberías principales (normalmente enterradas) y tomas de agua o hidrantes para la conexión de secundarias, ramales de aspersión y los aspersores. Todos o algunos de estos elementos pueden estar fijos en el campo, permanentes o solo durante la campaña de riego. Además también pueden ser completamente móviles y ser transportados desde un lugar a otro de la parcela.

En las tres últimas décadas se han desarrollado con gran éxito las denominadas máquinas de riego que, basándose igualmente en la emisión de agua en forma de lluvia por medio de aspersores, los elementos de distribución del agua se desplazan sobre la parcela de manera automática. Aunque su precio es mayor, permiten una importante automatización del riego.

OBRAS HIDRÁULICAS

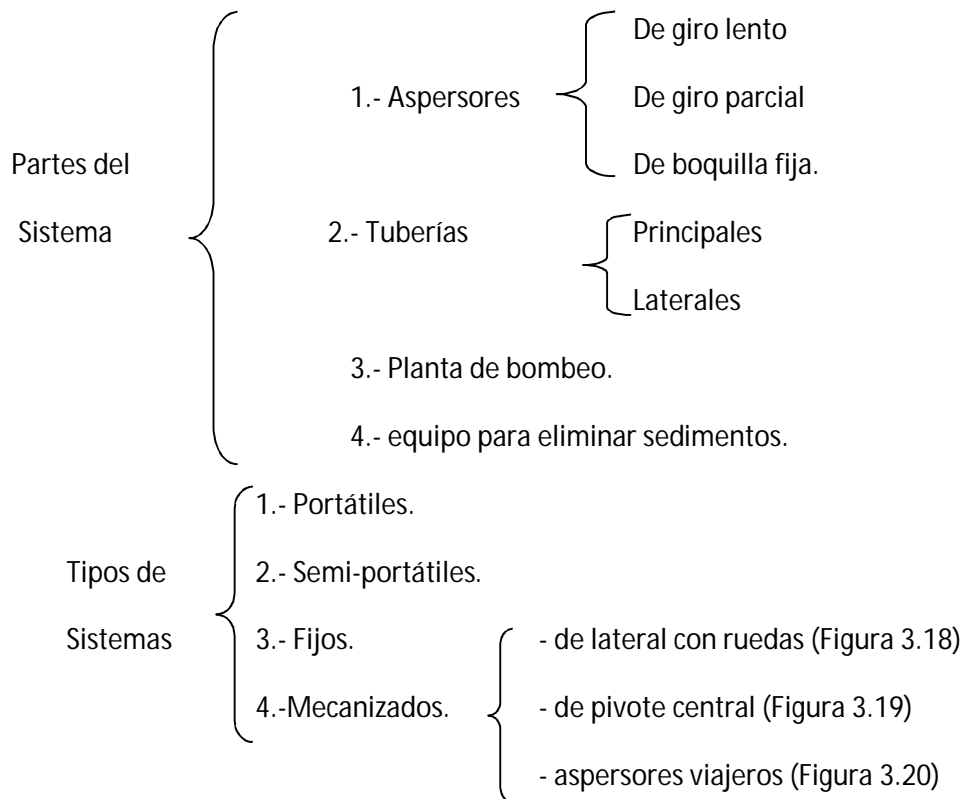


Figura 3.17 Diferentes tipos de aspersores (<http://www.vyrsa.com/index.asp>)



Figura 3.18 Sistema mecanizado de lateral con ruedas

OBRAS HIDRÁULICAS



Figura 3.19 Sistema mecanizado de pivote central



Figura 3.20 Sistema mecanizado con aspersores viajeros y cañón viajero

Factores que influyen en el funcionamiento de aspersores.

- 1.- Presión.
- 2.- Superposición y espaciamiento de los aspersores.
- 3.- Alcance.
- 4.- Ángulo de chorro.
- 5.- Viento
- 6.- Grado de aplicación e intensidad de riego.
- 7.- Altura de elevadores.
- 8.- Rotación de los aspersores.

Ventajas del riego por aspersión

- 1.- La erosión puede ser controlada.
- 2.- En riego eficiente es posible en tierras erosionadas por el riego por gravedad.
- 3.- No se necesita nivelación de suelos.
- 4.- Más tierra es aprovechada con el cultivo.

OBRAS HIDRÁULICAS

- 6.- Pueden ser aplicados fertilizantes solubles en agua a través de los aspersores.
- 7.- La acumulación de sal en la superficie del suelo es reducida.

Desventajas del riego por aspersión

- 1.- Se pueden tapar los emisores cuando se tiene sedimentos en el agua.
- 2.- Es necesario que no se tenga presión en la tubería mayor que la estipulada por el fabricante para evitar deterioros de los aspersores, así como varía el gasto al tener presiones menores que las necesarias por el aspersor.
- 3.- La velocidad del viento puede afectar el área que se pretende regar.

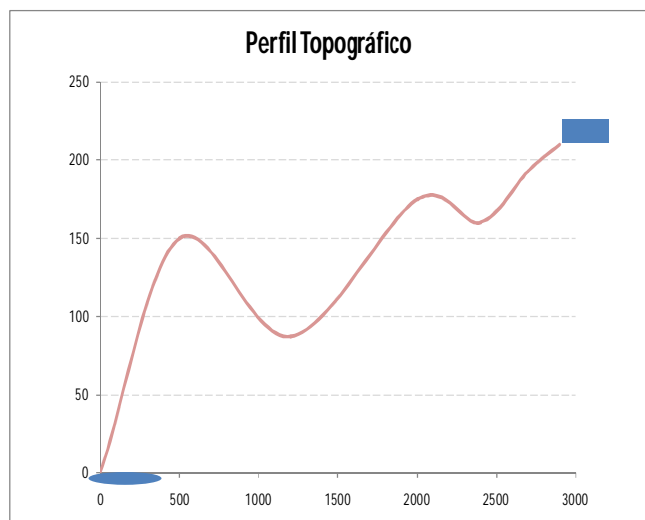
De forma similar a lo comentado para el riego por goteo, el diseño hidráulico de un sistema de riego con aspersores consiste básicamente en la determinación del diámetro de las tuberías, en función de los gastos de los aspersores y las presiones mínimas y máximas de trabajo, por lo que se ha hecho común que los fabricantes de los aspersores, como de los goteros ofrezcan el servicio de hacer gratuitamente el diseño de los sistemas de riego, con la finalidad de vender sus productos, ejemplo de ello podemos mencionar a las siguientes páginas de internet:

<http://www.sungarden.com.mx/index.html> , <http://www.thirrigacion.com.ar/portal/area-regada-por-el-pivote.php> , <http://www.irrigaciondeoccidente.com.mx/servicios.htm> , http://www.hidro dinamica.com.mx/riego.html?gclid=CJHq_rjRkKACFR1fswodl0ETeQ , <http://www.riegotec.com.mx/riego.html?gclid=CJv3yb3SkKACFQrGsgod8mr8dw> y una en Morelia es <http://zonau.com.mx/irriga.php>

EJEMPLO RESUELTO PASO A PASO

EJEMPLO 3.2 Diseñar la línea de conducción por bombeo de un sistema de riego que demanda un caudal de $0.900 \text{ m}^3/\text{s}$, sabiendo que la distancia que existe entre la fuente de abastecimiento y el tanque de almacenamiento y regularización está a 2.9 km, existiendo la siguiente topografía

Cadenamiento	E.T.N. (m)
0 + 000 (fuente de abastecimiento)	0.00
0 + 500	150
1 + 200	87
2 + 000	175
2 + 400	160
2 + 700	193
2 + 900	210



OBRAS HIDRÁULICAS

El tirante de agua máximo alcanzado en el tanque es de 2.75 m y la fuente son 10 pozos profundos cuyos niveles estático y dinámico son de -75 y -175 m respectivamente, tomando como valor cero el nivel de terreno natural, para un gasto de 90 l/s. Los pozos descargan a un cárcamo de rebombeo cuyo tirante de agua se encuentra 0.75 m abajo del nivel de terreno natural. La batería de pozos se encuentra al mismo nivel que el cárcamo de rebombeo y existe una separación entre pozos de 500 m.

Datos:

Topografía	$\varepsilon = 20670 \text{ kg/cm}^2$	$T_{\text{agua}} \text{ acuífero} = 15^0 \text{ c}$
$h_{\text{tanque}} = 2.75 \text{ m}$	Numero de pozos = 10	Separación de pozos = 500m
$Q = 0.900 \text{ m}^3/\text{s}$	Nivel estático = -75m	Nivel dinámico = -175m
$L_{\text{conduccion}} = 2.9 \text{ km}$	$T_{\text{agua}} \text{ cárcamo} = 20^0 \text{ c}$	SLA cárcamo = -0.75m

Incógnita:

Diámetros	Clase de los tubos	Longitudes
Hp equipo bombeo	Hp equipo cárcamo	Hg golpe ariete

Accesorios: válvula admisión y expulsión de aire, piezas especiales, desagües

Fórmulas:

$$H.P. = \frac{\gamma Q H}{76 \eta} \quad \eta \text{ obtenida de la curva de eficiencia de la bomba}$$

$$h_f = K L Q^2 \quad \text{o} \quad h_f = \left[\frac{10.293 n^2}{D_i^{\frac{16}{3}}} \right] L Q^2$$

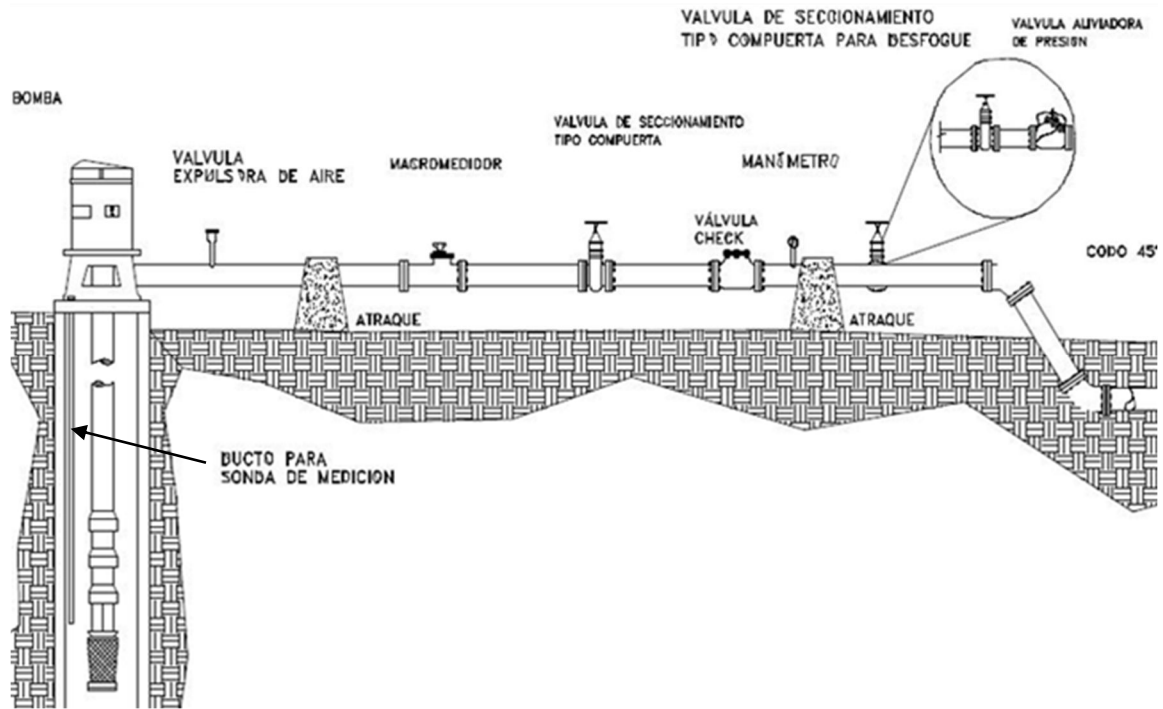
$$\phi_{\text{teórico}} = 1.2 \sqrt{Q_{\text{pozo}}} \Rightarrow \phi_{\text{comercial}}$$

Dupoit propone que para gastos pequeños:

Para la línea de conducción: $\phi_{\text{teórico}} = 1.2 \sqrt{Q_{\text{acumulado}}} \Rightarrow \phi_{\text{comercial}}$

Piezas en el cabezal de descarga

OBRAS HIDRÁULICAS



Para el cálculo de transitorios: Sí $L_T < \frac{CT}{2} \Rightarrow H_g = \frac{2L\bar{V}}{gT}$ Conducción corta

Sí $L_T > \frac{CT}{2} \Rightarrow H_g = \rho C (V_0 - V_f)$ Conducción larga

Donde: $T = 1 + \frac{C_0 L_T \bar{V}}{gH_m}$

$$C_0 = \begin{cases} 1 \Rightarrow L > 1500m \\ 1.5 \Rightarrow 500 < L < 1500m \\ 2 \Rightarrow L < 500m \end{cases}$$

$$\bar{V}_{\text{pozos}} = \frac{\sum_{i=1}^n V_i L_i}{L_T}$$

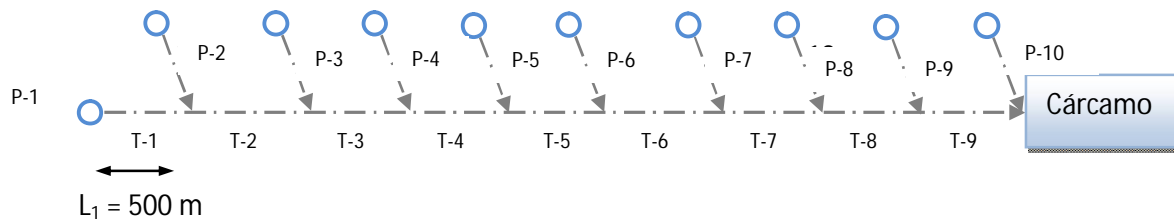
$$C = \frac{C_*}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon D}{E e}}}$$

$$C_* = \sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}} = 1,425m/s \text{ Para una } T=8^{\circ}C, \text{ aumentando } 3 \text{ m/s por cada grado centígrado que varié la temperatura del agua.}$$

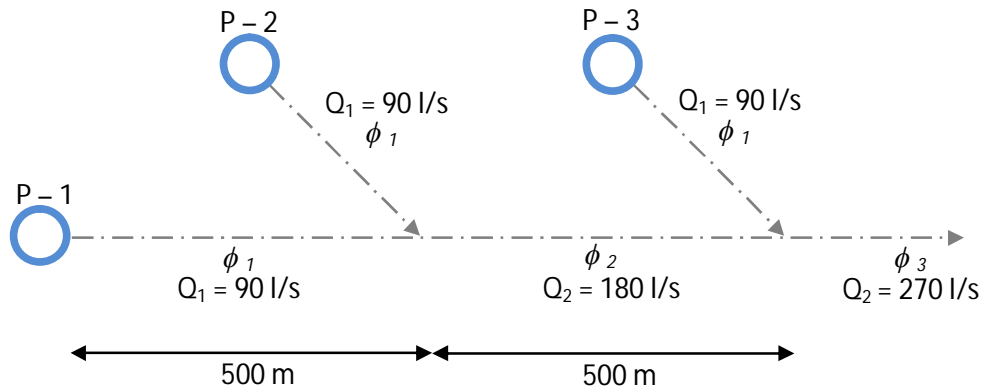
OBRAS HIDRÁULICAS

Solución:

Antes de iniciar la solución es conveniente la realización de un bosquejo del sistema completo para identificar como se van conectando los pozos a la tubería principal o múltiple de descarga y la manera en la que se van acumulando los gastos hasta llegar al cárcamo de rebombeo. El tren de descarga de cada uno de los pozos tendrá las piezas y arreglo mostrado en la figura previa, todas las piezas consideradas serán de fierro fundido (fo.fo.). *Nota: el pozo 10 descarga directo al cárcamo.*



La acumulación de los gastos en el múltiple de descarga se presenta para los primeros tres pozos:



Se determina el diámetro de acuerdo con la expresión de Dupoit, recordando que generalmente la tubería más económica es la que cumpla con una velocidad cercana o menor a 1.5 m/s, por lo cual de acuerdo con el material de la tubería se verifican sus diámetros comerciales. Para este ejemplo se propone utilizar tubos de Fibrocemento.

$$\phi_{teórico} = 1.2\sqrt{90} = 11.384in$$

$$\phi_{comercial} = 12in = 0.3048m \Rightarrow V = 1.233m/s$$

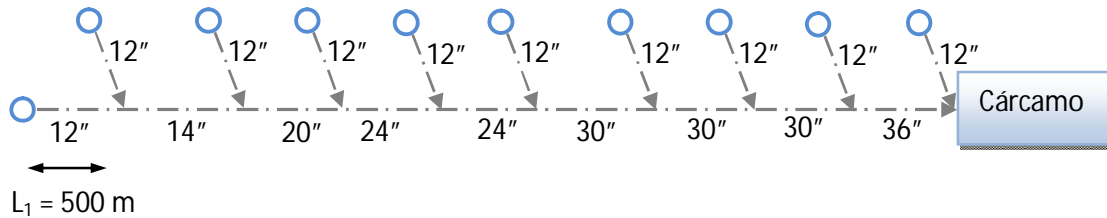
Se aprecia que la velocidad está ligeramente menor a 1.5 m/s (0.267 m/s), por lo que se calcula la velocidad con un diámetro comercial menor, que en este caso es 10" y diámetro interior de 0.254 m:

$$\theta_{coml} = 10in = 0.254m \Rightarrow V = 1.776m/s$$

De acuerdo a lo anterior, se selecciona el diámetro de 12 pulgadas, ya que el de 10" tiene una diferencia mayor con la velocidad recomendada (0.276 m/s), a continuación se muestra en la siguiente tabla los datos del resto de los tramos.

OBRAS HIDRÁULICAS

Tramo Conducción	Gasto (l/s)	θ Teórico (in)	θ Comercial (in)	D_i (m)	V (m/s)
1	90	13.282	12	0.305	1.233
2	180	18.783	14	0.356	1.812
3	270	23.004	20	0.508	1.332
4	360	26.563	24	0.610	1.233
5	450	29.698	24	0.610	1.542
6	540	32.533	30	0.762	1.184
7	630	35.140	30	0.762	1.381
8	720	37.566	30	0.762	1.579
9	810	39.845	36	0.914	1.233



Con la finalidad de calcular ordenadamente las pérdidas de energía tanto locales como por fricción se realizará el cálculo desde el cárcamo hasta el pozo 1, siguiendo la línea de conducción principal o múltiple de descarga, y en función de esto se determinará, para cada pozo, la presión requerida de bombeo que permita conducir el gasto en conjunto.

Descarga al cárcamo de rebombeo. Con la finalidad de evitar pérdidas de energía en la descarga y sobretodo que exista la posibilidad de que se descargue el cárcamo al paro de los equipos de bombeo de los pozos, se hará la descarga de la línea principal, por medio de un "cuello de ganso" o "cuello de cisne", por lo que las pérdidas al descargar al cárcamo se deberán a tres cambios de dirección, que se proyecta se hagan por medio de tres codos de 90° de 36 in de diámetro, por lo que consultando la tabla C.1 del Apéndice "C", se tiene que el coeficiente "k" para calcular las pérdidas locales varía entre 0.5 y 0.7, lo cual corresponde el primero a codos de radio largo y el segundo a radio corto, que es el caso de los codos comerciales, por lo que las pérdidas serán:



$$h_{3\text{codos}} = 3(0.7) \frac{(1.233)^2}{19.62} = 0.163m$$

Fricción tramo 9

$$h_f = \left[\frac{10.293(0.011)^2}{(0.914)^{\frac{16}{3}}} \right] (500)(0.810)^2 = 0.658m$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Ampliación (30 in – 36 in). En general las piezas especiales que se utilizan para las ampliaciones, tienen un ángulo $22^{\circ} 30'$, por lo que el coeficiente k de la ecuación de pérdidas locales, de la tabla C.2 del Apéndice "C", para $D_1/D_2=1.2$, interpolando entre 20° y 30° será de 0.1825 y la pérdida local será:

$$h_{amp} = 0.1825 \frac{(1.579)^2}{19.62} = 0.023m$$

Incorporación

$$h_{inc} = (k+1) \frac{V^2}{2g} - \frac{V_m^2}{2g}$$

$$\frac{Q_a}{Q} = \frac{90}{720} = 0.125$$

$$V_m = \frac{1.579 + 1.233}{2} = 1.406m/s$$

La incorporación se hará con un ángulo de 45° , y de la tabla C.3 del Apéndice C, se tiene que " k_a " representa la constante para el cálculo de la pérdida local en el conducto de llegada y " k_c " en el de conducción; siendo necesario realizar una interpolación doble, resultando:

Q_a/Q	K_a	K_c
0.0	-0.92	0.04
0.2	-0.38	0.17

$$k_a = -0.583$$

$$h_{inc} = (-0.583 + 1) \frac{(1.233)^2}{19.62} - \frac{(1.406)^2}{19.62} = -0.068m; \text{ no existe pérdida en el entronque}$$

$$k_c = 0.121$$

$$h_{inc} = (0.121 + 1) \frac{(1.579)^2}{19.62} - \frac{(1.406)^2}{19.62} = 0.042m; \text{ pérdida a considerar en la línea principal}$$

Fricción tramo 8

$$h_f = \left[\frac{10.293(0.011)^2}{(0.762)^{\frac{16}{3}}} \right] (500)(0.720)^2 = 1.376m$$

Incorporación

$$\frac{Q_a}{Q} = \frac{90}{630} = 0.143$$

$$V_m = \frac{1.381 + 1.233}{2} = 1.307 \text{ m/s}$$

$$k_a = -0.534$$

$$h_{inc} = (-0.534 + 1) \frac{(1.233)^2}{19.62} - \frac{(1.307)^2}{19.62} = -0.051 \text{ m ; no existe pérdida en el entronque}$$

$$k_c = 0.133$$

$$h_{inc} = (0.133 + 1) \frac{(1.381)^2}{19.62} - \frac{(1.307)^2}{19.62} = 0.023 \text{ m}$$

Fricción tramo 7

$$h_f = \left[\frac{10.293(0.011)^2}{(0.762)^3} \right] (500)(0.630)^2 = 1.053 \text{ m}$$

Incorporación

$$\frac{Q_a}{Q} = \frac{90}{540} = 0.167$$

$$V_m = \frac{1.184 + 1.233}{2} = 1.209 \text{ m/s}$$

$$k_a = -0.469$$

$$h_{inc} = (-0.469 + 1) \frac{(1.233)^2}{19.62} - \frac{(1.209)^2}{19.62} = -0.033 \text{ m ; no existe pérdida en el entronque}$$

$$k_c = 0.149$$

$$h_{inc} = (0.149 + 1) \frac{(1.184)^2}{19.62} - \frac{(1.209)^2}{19.62} = 0.008 \text{ m}$$

Fricción tramo 6

$$h_f = \left[\frac{10.293(0.011)^2}{(0.762)^{\frac{16}{3}}} \right] (500)(0.540)^2 = 0.779m$$

Ampliación (24 in – 30 in). Para $D_1/D_2=1.25$ y un ángulo $22^\circ 30'$, de la tabla C.2 del Apéndice "C", haciendo una interpolación doble entre 20° y 30° y D_1/D_2 entre 1.2 y 1.4 el coeficiente k de la ecuación de pérdidas locales será de 0.2025 y la pérdida local será:

$$h_{amp} = 0.2025 \frac{(1.542)^2}{19.62} = 0.025m$$

Incorporación

$$\frac{Q_a}{Q} = \frac{90}{450} = 0.20$$

$$V_m = \frac{1.542 + 1.233}{2} = 1.388m/s$$

$$k_a = -0.38$$

$$h_{inc} = (-0.38 + 1) \frac{(1.233)^2}{19.62} - \frac{(1.388)^2}{19.62} = -0.050m ; \text{ no existe pérdida en el entronque}$$

$$k_c = 0.170$$

$$h_{inc} = (0.17 + 1) \frac{(1.542)^2}{19.62} - \frac{(1.388)^2}{19.62} = 0.044m$$

Fricción tramo 5

$$h_f = \left[\frac{10.293(0.011)^2}{(0.610)^{\frac{16}{3}}} \right] (500)(0.450)^2 = 1.767m$$

Incorporación

$$\frac{Q_a}{Q} = \frac{90}{360} = 0.250$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$V_m = \frac{1.233 + 1.233}{2} = 1.233 \text{ m/s}$$

$$k_a = -0.285$$

$$h_{inc} = (-0.285 + 1) \frac{(1.233)^2}{19.62} - \frac{(1.233)^2}{19.62} = -0.022 \text{ m}; \text{ no existe pérdida en el entronque}$$

$$k_c = 0.175$$

$$h_{inc} = (0.175 + 1) \frac{(1.233)^2}{19.62} - \frac{(1.233)^2}{19.62} = 0.014 \text{ m}$$

Fricción tramo 4

$$h_f = \left[\frac{10.293(0.011)^2}{(0.610)^{\frac{16}{3}}} \right] (500)(0.360)^2 = 1.131 \text{ m}$$

Ampliación (20 in – 24 in). Para $D_1/D_2=1.2$, se tenía que $k = 0.1825$ y la pérdida local será:

$$h_{amp} = 0.1825 \frac{(1.332)^2}{19.62} = 0.017 \text{ m}$$

Incorporación

$$\frac{Q_a}{Q} = \frac{90}{270} = 0.333$$

$$V_m = \frac{1.332 + 1.233}{2} = 1.283 \text{ m/s}$$

$$k_a = -0.127$$

$$h_{inc} = (-0.127 + 1) \frac{(1.233)^2}{19.62} - \frac{(1.283)^2}{19.62} = -0.016 \text{ m}; \text{ no existe pérdida en el entronque}$$

$$k_c = 0.183$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$h_{inc} = (0.183 + 1) \frac{(1.332)^2}{19.62} - \frac{(1.283)^2}{19.62} = 0.023m$$

Fricción tramo 3

$$h_f = \left[\frac{10.293(0.011)^2}{(0.508)^{\frac{16}{3}}} \right] (500)(0.270)^2 = 1.682m$$

Ampliación (14 in – 20 in). Para $D_1/D_2=1.429$, se tenía que $k = 0.2739$ y la pérdida local será:

$$h_{amp} = 0.2739 \frac{(1.812)^2}{19.62} = 0.046m$$

Incorporación

$$\frac{Q_a}{Q} = \frac{90}{180} = 0.50$$

$$V_m = \frac{1.812 + 1.233}{2} = 1.523m/s$$

$$k_a = 0.11$$

$$h_{inc} = (0.11 + 1) \frac{(1.233)^2}{19.62} - \frac{(1.523)^2}{19.62} = -0.032m; \text{ no existe pérdida en el entronque}$$

$$k_c = 0.14$$

$$h_{inc} = (0.14 + 1) \frac{(1.812)^2}{19.62} - \frac{(1.523)^2}{19.62} = 0.073m$$

Fricción tramo 2

$$h_f = \left[\frac{10.293(0.011)^2}{(0.356)^{\frac{16}{3}}} \right] (500)(0.180)^2 = 5.009m$$

Ampliación (12 in – 14 in). Para $D_1/D_2=1.167$, se tenía que $k = 0.1692$ y la pérdida local será:

$$h_{amp} = 0.1692 \frac{(1.233)^2}{19.62} = 0.013m$$

Incorporación

$$\frac{Q_a}{Q} = \frac{90}{90} = 1.00$$

$$V_m = \frac{1.233 + 1.233}{2} = 1.233m/s$$

$$k_a = 0.37$$

$$h_{inc} = (0.37 + 1) \frac{(1.233)^2}{19.62} - \frac{(1.233)^2}{19.62} = 0.029m$$

$$k_c = -0.54$$

$$h_{inc} = (-0.54 + 1) \frac{(1.233)^2}{19.62} - \frac{(1.233)^2}{19.62} = -0.42m$$

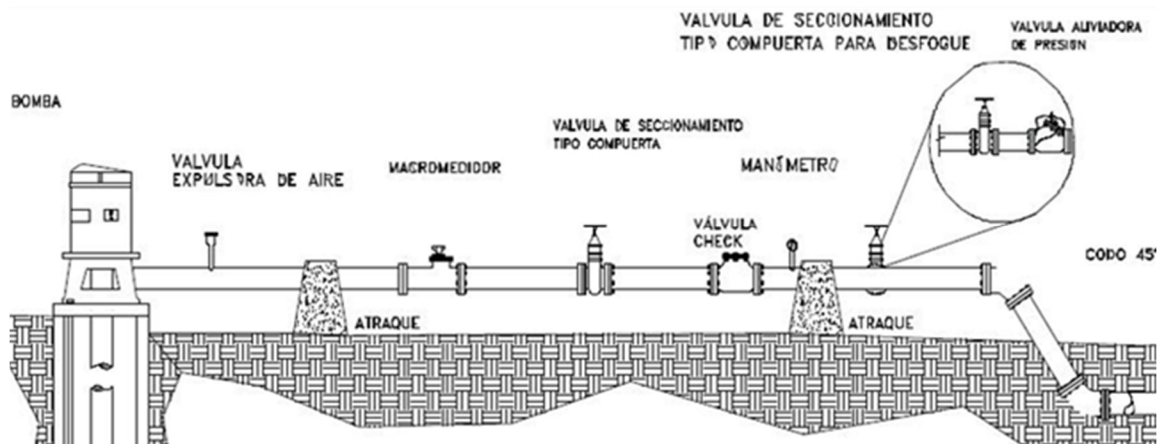
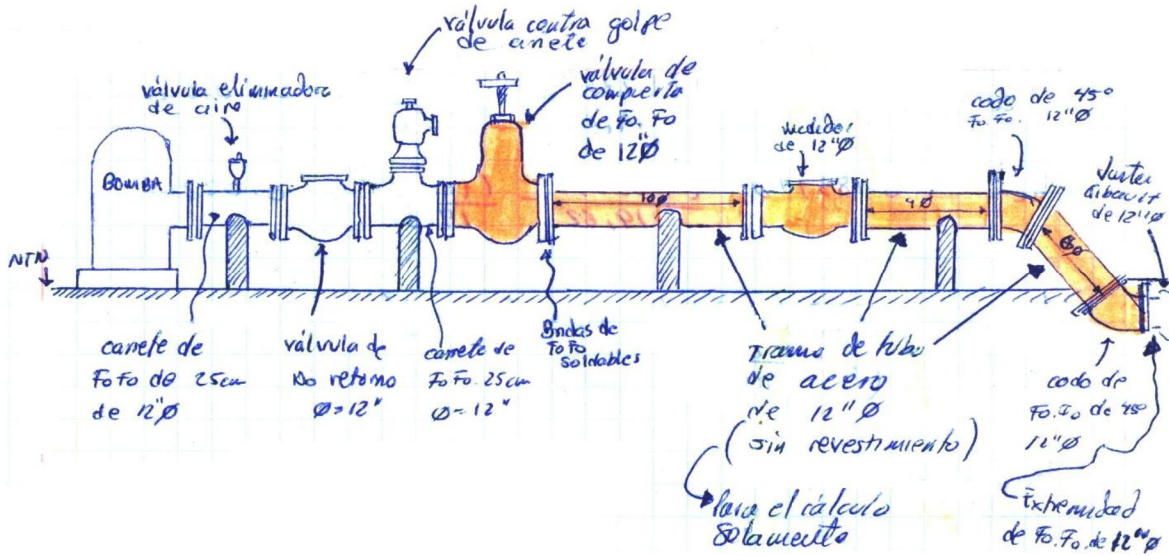
Fricción tramo 1

$$h_f = \left[\frac{10.293(0.011)^2}{0.305^{\frac{16}{3}}} \right] (500)(0.09)^2 = 2.839m$$

Cálculo de pérdidas en el tren de descarga

El tren de descarga será calculado con piezas de fo.fo. y la tubería de acero (sin revestimiento) de 12", que en todos los pozos será similar. Es importante mencionar que una vez instalado el tren de descarga se deberá enterrar como mínimo 90 cm por debajo del nivel del terreno natural por lo cual la longitud inclinada puede variar en el cálculo de acuerdo con las condiciones específicas del sitio, en el cálculo se consideran 6 diámetros, como se muestra en la siguiente figura y que será el mismo esquema de tren de descarga en los 10 pozos, que conforman el sistema. Es importante resaltar que en el esquema se indica una válvula contra golpe de ariete o aliviadora de presión, sin embargo, esta válvula deberá de ser justificable su instalación, cuando al cálculo de los fenómenos transitorios, se determine que la sobrepresión es excesiva para la resistencia del material de la tubería propuesta y cambiarla represente un incremento considerable en el costo de inversión, que como se verá más adelante es el caso de éste ejemplo.

OBRAS HIDRÁULICAS



DOS POSIBLES ESQUEMAS DE COLOCACIÓN DE PIEZAS EN UN TREN DE DESCARGA

Junta Gibault

$$h_L = 0.000m$$

Codos de 45°

$$h_L = 2 \left[0.45 \frac{(1.233)^2}{19.62} \right] = 0.070m$$

Fricción (sumando los diferentes tramos del tren de descarga, se tienen 20 ϕ)

$$h_f = \left[\frac{10.293(0.014)^2}{(0.3048)^{\frac{16}{3}}} \right] (20 * 0.3048)(0.090)^2 = 0.056m$$

Medidor (se calcula como válvula de compuerta)

$$h_L = 0.25 \frac{(1.233)^2}{19.62} = 0.019m$$

Válvula de compuerta

$$h_L = 0.25 \frac{(1.233)^2}{19.62} = 0.019m$$

Válvula contra golpe de ariete o aliviadora de presión

$h_L = 0.000m$ Nota: no genera pérdida local por que se instalará en un carrete.

Válvula de no retorno (check), en la tabla C.1, para válvula de retención $k = 2.75$

$$h_{amp} = 2.75 \frac{(1.233)^2}{19.62} = 0.213m$$

Válvula eliminadora de aire

$h_L = 0.000m$ Nota: no genera pérdida local por que se instalará en un carrete.

Fricción en carretes de fo. fo.

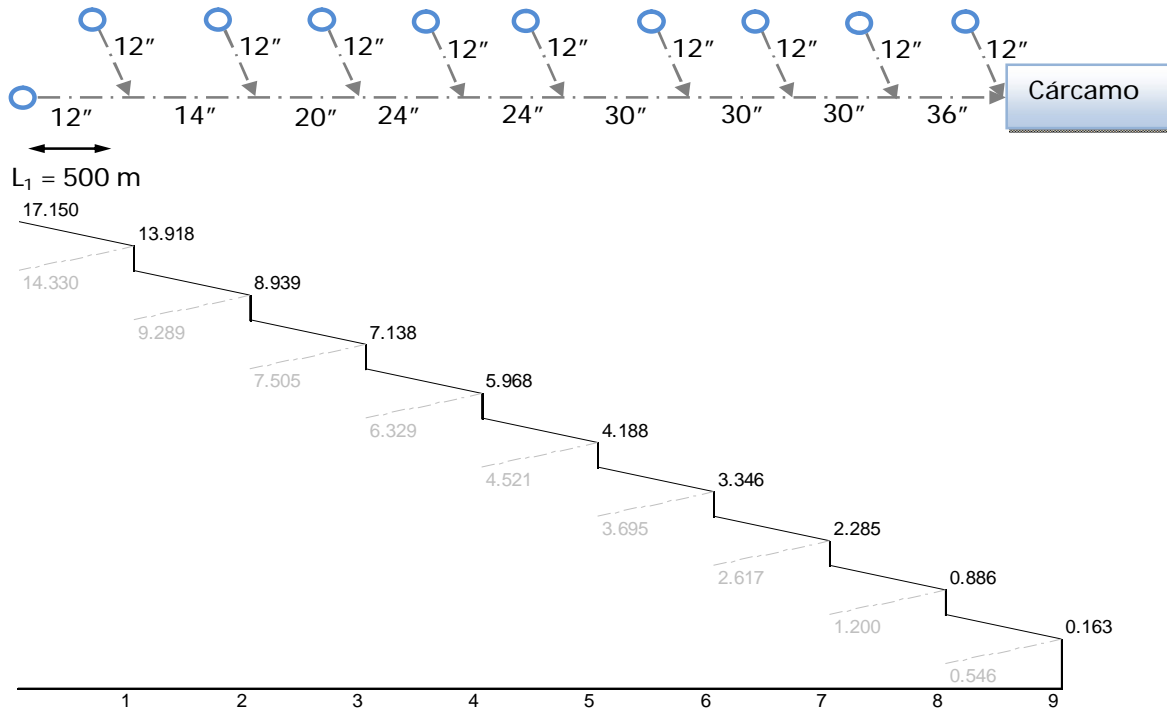
$$h_f = \left[\frac{10.293(0.014)^2}{(0.3048)^{\frac{16}{3}}} \right] (0.50)(0.090)^2 = 0.005m$$

Pérdidas en el tren de descarga

$$\Sigma(h_f + h_L) = 0.07 + 0.056 + 0.019 + 0.019 + .213 + .005 = 0.452m$$

Como se observa las pérdidas de energía son pequeñas, por lo que se podría economizar más si se disminuye un diámetro comercial en las piezas del tren de descarga, pues al seleccionar la bomba comercial no afectaría, lo cual queda a criterio del ingeniero proyectista y en éste ejemplo se utilizarán los valores calculados, para continuar el cálculo.

OBRAS HIDRÁULICAS



En el esquema anterior se aprecian las presiones de descarga a lo largo de la línea principal de conducción, esto mediante la acumulación de pérdidas a partir del cárcamo y hasta el pozo 1, así como también en tono gris claro, se presenta de forma esquemática la presión necesaria en cada uno de los pozos para descargar a la línea principal.

Notas:

- Para la presión de descarga en cada uno de los pozos se parte del valor de la carga de la línea principal en las uniones sin tomar en cuenta la pérdida por conducción y si la pérdida por incorporación más la pérdida del tren de descarga hasta el pozo
- La carga dinámica total es tomando en cuenta el nivel dinámico del pozo
- Para determinar la potencia de las bombas se considera una eficiencia del 80% del equipo

Pozo	Presión de descarga (m)		carga dinámica total del pozo	carga dinámica la bomba (HP)	potencia de de la bomba (HP)
	línea principal	pozo			
10	0.163	0.546	175.246	259.410	275
9	0.886	1.200	175.901	260.380	275
8	2.285	2.617	177.317	262.476	275
7	3.346	3.695	178.396	264.073	275
6	4.188	4.521	179.221	265.294	275
5	5.968	6.329	181.029	267.971	275
4	7.138	7.505	182.205	269.712	275
3	8.939	9.289	183.990	272.353	275
2	13.918	14.330	189.030	279.815	300
1	17.150	17.150	191.851	283.989	300

OBRAS HIDRÁULICAS

La selección correcta del equipo de bombeo estará condicionada por la marca a adquirir y de las curvas de rendimiento del propio fabricante, ya que la selección deberá dar la máxima eficiencia posible pues implica una menor potencia en el equipo con un menor gasto de energía eléctrica y por tanto un menor costo de operación.

En la selección del equipo de acuerdo con el fabricante se da el valor de carga proporcionada por cada impulsor, para este ejemplo supongamos que cada impulsor nos da 20 m de columna carga.

$$No. impulsores = \frac{259.410}{20} = 12.971$$

Por lo tanto el pozo 10 deberá tener 13 impulsores para garantizar la carga dinámica total, en esta operación se deberá seleccionar el entero inmediato superior, por ejemplo, aunque el cálculo hubiera sido $12.075 = 13$ y nunca el inmediato inferior.

Para la bomba comercial seleccionada se presenta el análisis de sensibilidad económica.

$$Bomba10 = 259.41 * 0.7457 = 193.442 \frac{kw}{h}$$

$$Bomba10 = 193.442 \frac{kw}{h} * 0.47 \frac{\$}{kw} = 90.918 \frac{\$}{h}$$

$$Bomba10 = 90.918 \frac{\$}{h} * 8760 \frac{h}{año} = \$796,439.55 / año$$

De tal manera que si se aumenta la eficiencia, es decir, conseguir una bomba con una eficiencia por ejemplo del 90%, se reduce el costo a los siguientes valores:

$$Bomba10 = 230.587 HP = 171.948 \frac{kw}{h} = 80.816 \frac{\$}{h} = \$707,946.27 / año$$

Para definir la resistencia de la tubería de diseño realizado en la línea principal a régimen establecido, se calculará a régimen transitorio (ver tabla en Apéndice "E") o como generalmente se conoce al fenómeno como "golpe de ariete" bajo la condición más desfavorable, la cual sería que trabajando todos los pozos se apagasen de manera simultánea por un corte de energía eléctrica.

Se propone, en primer instancia, que el tubo de Fibrocemento seleccionado previamente sea de clase A-5, es decir, soporte 5 kg/cm^2 de carga o bien 50 m.c.a., ya que como se vio en el esquema del perfil hidráulico de la línea principal, las presiones de trabajo a régimen establecido no sobrepasa dicho valor.

Para el tramo 1 de la línea de conducción se tiene

$$L = 500m$$

$$\theta = 12 \text{ plg} = 30.48cm = 304.8mm$$

$$A = \frac{\pi (0.3048)^2}{4} = 0.703m^2$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Diámetro exterior $\theta e = 338.8\text{mm}$

$$\varepsilon = \frac{\theta e - \theta i}{2} = \frac{338.8 - 304.8}{4} = 17\text{mm} = 0.017\text{m}$$

$$Q = 0.09 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$V = 1.233 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Para agua a 8°C se tiene $C_* = 1,425\text{m/s}$ y para cada grado centígrado se deberá aumentar la celeridad en 3m/s .

$$C_* = 1,425 + 3(T - 8) = 1,425 + 3(15 - 8) = 1,446\text{m/s}$$

$$C = \frac{1,446}{\sqrt{1 + \left(\frac{20,670}{328,000}\right)\left(\frac{0.3048}{0.017}\right)}} = 974.78\text{m/s}$$

Realizando el mismo calculo en los 8 tramos restantes, se tiene:

L m	ϕ nominal plg.	mm	ε mm	Q m ³ /s	A m ²	V m/s	C m/s	Vi Li	Ci Li
500	12	304.8	17	0.09	0.073	1.233	974.783	616.725	487,391.287
500	14	355.6	17	0.18	0.099	1.812	949.715	906.208	474,857.575
500	20	508	23	0.27	0.203	1.332	934.972	666.063	467,485.770
500	24	609.6	27.5	0.36	0.292	1.233	933.984	616.725	466,991.937
500	24	609.6	27.5	0.45	0.292	1.542	933.984	770.906	466,991.937
500	30	762	34	0.54	0.456	1.184	930.996	592.056	465,498.231
500	30	762	34	0.63	0.456	1.381	930.996	690.732	465,498.231
500	30	762	34	0.72	0.456	1.579	930.996	789.408	465,498.231
500	36	914.4	40	0.81	0.657	1.233	925.593	616.725	462,796.597

$$L_T = \sum_{i=1}^9 L_i = 4500\text{m}$$

$$\bar{V} = \frac{\sum_{i=1}^9 V_i L_i}{L_T} = \frac{6,265.550}{4,500} = 1.392\text{m/s}$$

$$\bar{C} = \frac{\sum_{i=1}^9 C_i L_i}{L_T} = \frac{4,223,009.80}{4,500} = 938.447\text{m/s}$$

Como $L_T > 1500\text{m}$ se asigna $C_0 = 1$

OBRAS HIDRÁULICAS

Para determinar si se trata de una conducción larga o corta para definir la teoría a utilizar para determinar el valor de la sobrepresión y la subpresión, recordando que el cárcamo de rebombeo está ubicado al mismo nivel que los pozos y que la descarga es libre, se tiene que:

$$H_m = 0 \text{ m}$$

$$T = 1 + \frac{1(4,500)(1.392)}{9.81(0)} = 1s$$

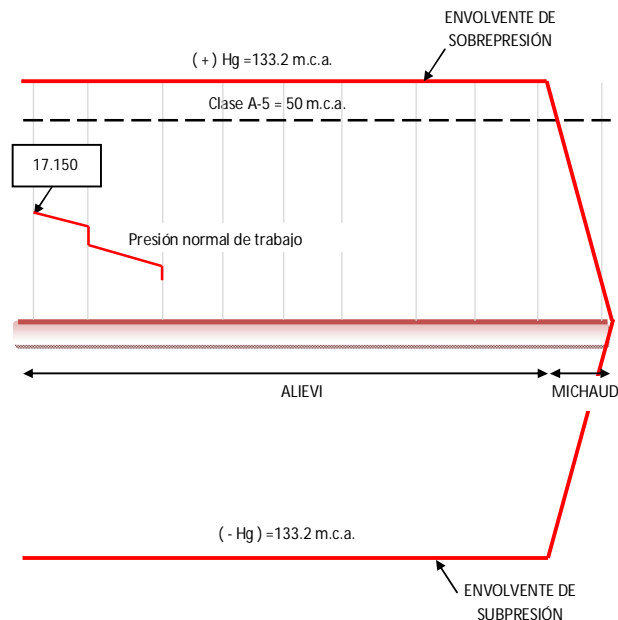
$$\frac{\bar{CT}}{2} = \frac{938.447(1)}{2} = 469.223m$$

Como $L_T > \frac{\bar{CT}}{2}$ se trata de una conducción larga

$$H_g = \rho \bar{C} (\bar{V}_0 - V_f) = 101.97(938.447)[1.392 - 0] = 133,238.19 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$H_g = 13.32 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} == 133.2 \text{ m.c.a.}$$

El esquema de la sobrepresión por efecto del golpe de ariete sería:



Se observa que la sobrepresión rebasa la resistencia para la clase de tubería propuesta (50 m.c.a.), así que se debe hacer un análisis económico respecto cambiar la clase de la tubería, o bien instalar válvulas aliviadoras de presión, sin embargo, generalmente es más económico colocar una válvula

OBRAS HIDRÁULICAS

aliviadora de presión, la cual se calibra para que antes de que se rebase el 20% de presión adicional que resiste la tubería, empiece a funcionar la válvula.

Para el cálculo de la línea de rebombeo, una vez que todo el gasto de los pozos se encuentra en el cárcamo de rebombeo de acuerdo con las características topográficas, se deberá repetir el cálculo previo para determinar el diámetro de la tubería, el o los equipos necesario para conducir los 900l/s pero además deberá realizarse el cálculo del diámetro más económico, como se puede apreciar en el Apéndice E.

PROBLEMA PROPUESTO

P.P 3.1 Diseñar una línea de conducción y seleccionar el equipo de bombeo para un pozo, conforme a la información siguiente: Área a regar 55 ha; C.U.R. de 0.98 lt/s/ha; altura del depósito de regularización 2.75 m; diámetro del ademe 12"; Temperatura 12°C; tasa de interés 12.6%; número de años para recuperar la inversión 15; y topografía según la tabla siguiente:

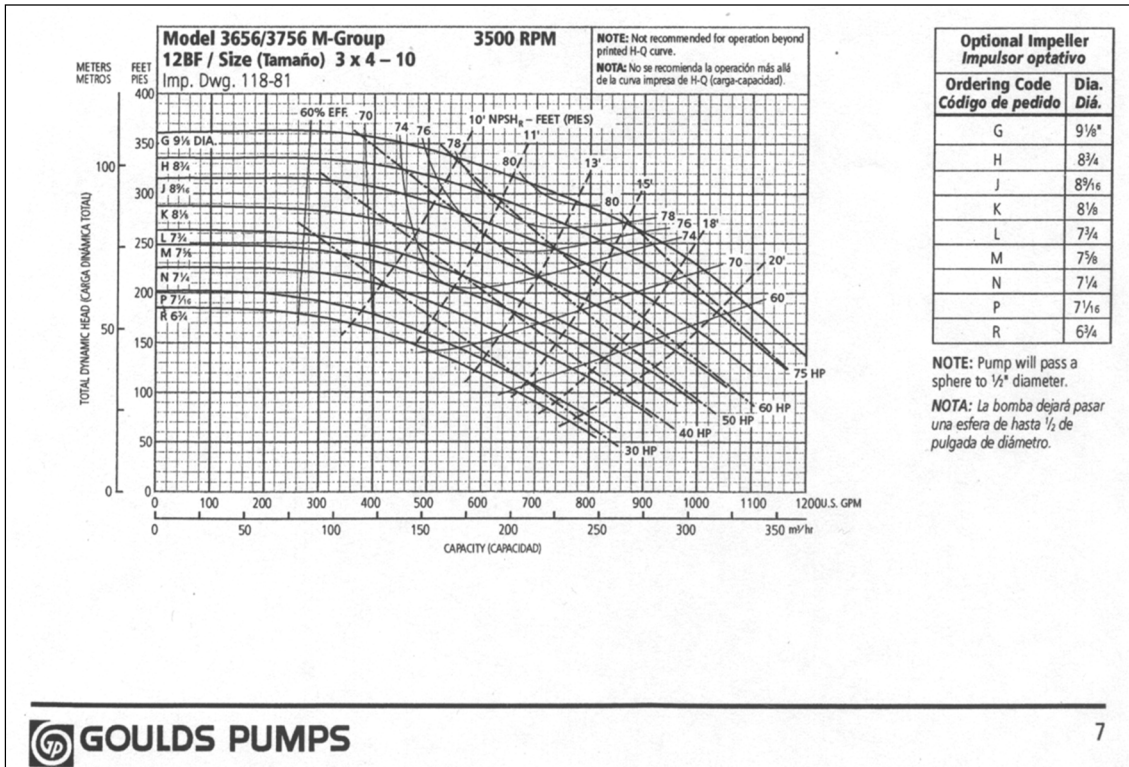
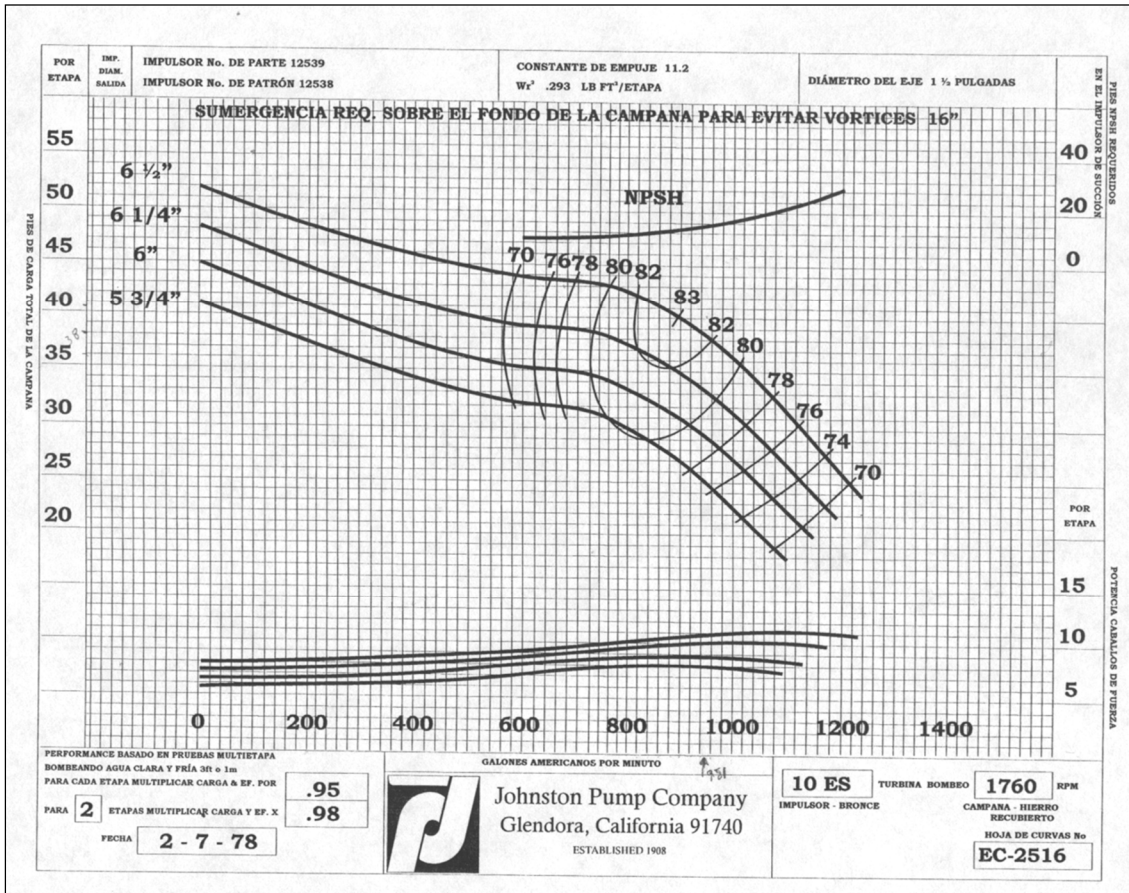
km	0+000	0+100	0+500	0+625	0+630	0+900	1+200
elev. (m)	100	125	120	138	127	162	178

Considerar que las pérdidas menores son un 10% de las pérdidas por fricción, tomando en cuenta el tren de descarga del equipo de bombeo y por carecer de información detallada de la topografía. Así como considerar que dentro de éstas pérdidas se encuentran contempladas las pérdidas por succión. La curva de aforo es la siguiente:

Q (lt/s)	10.0	20.0	30.0	40.0	50.0	60.0	63.0
N.D. (m)	102	102.5	103.3	104.8	107.8	117.5	145

Para la selección del equipo de bombeo usar la curva de la página 140 y las que se muestran a continuación:

OBRAS HIDRÁULICAS



Capítulo 4

Generalidades de las presas de almacenamiento y control de avenidas

4.1 CLASIFICACIÓN DE LAS PRESAS DE ALMACENAMIENTO

Antes de entrar a la clasificación de las presas de almacenamiento, es conveniente mencionar las obras y servicios que la componen, ya que es muy común tener la creencia de que una presa es sólo la cortina que se construye para obstruir el paso del agua de un cauce, lo cual es incorrecto, ya que existen otras estructuras temporales (obras de desvío, caminos de construcción y campamento) como permanentes (cortina, obra de toma, obra de excedencias, camino de acceso y operación, caseta de operación, casa de máquinas en el caso de que sea para generar energía eléctrica la presa, etc.), que junto con una serie de servicios (teléfono, energía eléctrica y estación climatológica), permiten dar el adecuado provecho al agua almacenada.

Como ejemplo se puede citar el caso de la Presa El Cajón, cuyo proyecto se distingue por ser uno de los tres más altos en el mundo con una cortina de enrocamiento con cara de concreto, y las turbinas más grandes que se hayan instalado en México; la capacidad de cada una de éstas es de 375 MW, y que aportarán al sistema nacional del orden de un 2 % de la producción de energía eléctrica. En la siguiente imagen se presenta la maqueta del proyecto, donde se han indicado los cinco bloques de obras en los que se han agrupado todos los frentes de trabajo: 1) Obra de Desvío, 2) Cortina, 3) Generación de energía eléctrica (casa de máquinas), 4) Obra de excedencias (vertedor de demasías), 5) Obras Asociadas (caminos, energía eléctrica, etc.).

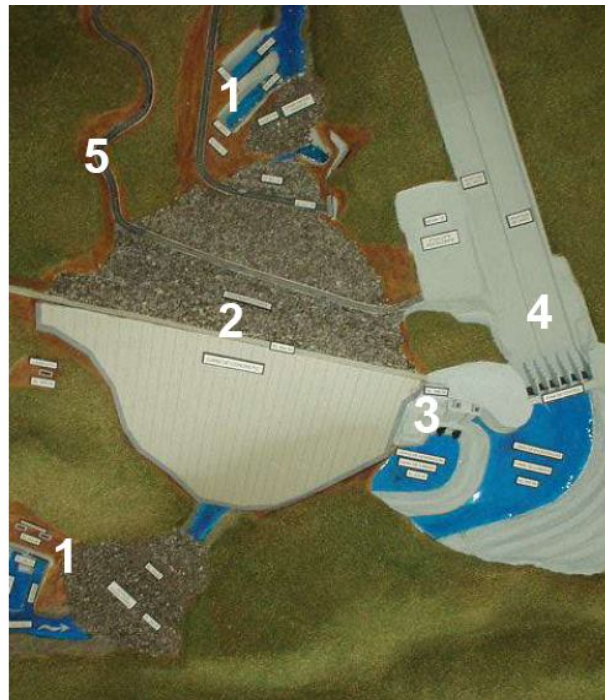


Figura 4.1 Obras en la Presa El Cajón, Nayarit

OBRAS HIDRÁULICAS

Existen diversos criterios para clasificar las presas, de las cuales las de mayor difusión son las siguientes:

4.1.1 Según su función

- A) De embalse
- B) De derivación
- C) De control de avenidas

Los dos primeros tipos de presas sirven para elevar el nivel del agua y hacer posible su derivación. Las presas de embalse tienen principalmente el objeto de almacenar agua para regular el caudal de un río. Usualmente no están construidas para permitir el vertimiento de las aguas por encima sino que tienen vertedores de demasías laterales que sirven para descargar el agua excedente. Esta disposición separada de presa y vertedor se usa usualmente en el caso de que la presa esté construida por materiales sueltos. Las presas rígidas facilitan combinar en una sola estructura la sección no vertedora y la sección vertedora, lo cual resulta más económico. Las presas de derivación se disponen preferentemente para elevar el nivel del agua contribuyendo a incrementar la carga y poder derivar el agua por medio de canales laterales funcionando totalmente a gravedad; el almacenamiento de agua en una presa derivadora es un objetivo secundario. En el último caso las presas de control de avenidas, también llamadas "rompepicos" su función es evitar que el gasto pico del hidrograma de escurrimiento superficial sea de la misma magnitud aguas debajo de la estructura, lo cual se logra por medio de la regulación temporal del agua en el vaso de la presa, quedando vacía totalmente después del paso de la avenida, lo cual se logra por medio de un desfogue en la base de la cortina.

4.1.2 Según como permitan el paso del agua

- A) Cortina no vertedora
- B) Cortina vertedora
- C) Cortina mixta

Generalmente en las presas de embalse no se diseñan para que el agua vierta sobre la cortina, aunque ésta sea de concreto, ya que si no llega a provocar la falla de la estructura como es el caso de la presa Vajont en Italia, si puede causar daños. Las presas con cortina vertedora son generalmente presas de derivación y pueden ser fijas o móviles, como se verá más adelante en éstos apuntes. Finalmente las presas de cortina mixta son generalmente las presas de control de avenidas.

4.1.3 Según la esbeltez de la cortina (β)

Como esbeltez de la cortina se entiende a la relación que existe entre el ancho de su base (B) y su altura total (P), esquemáticamente se tendría:

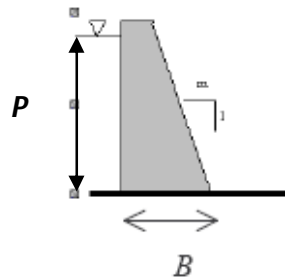


Figura 4.2 Nomenclatura para definir la esbeltez de una cortina

Según la relación de esbeltez las presas pueden ser de cuatro tipos:

- | | | |
|----|----------------------------------|------------------------|
| A) | Presas flexibles | $\beta \geq 1.0$ |
| B) | Presas de concreto gravedad | $0.6 \leq \beta < 1.0$ |
| C) | Presas de arco gravedad | $0.3 \leq \beta < 0.6$ |
| D) | Presas de arco puro (doble arco) | $\beta < 0.3$ |

4.1.4 Según la altura

Por su altura las presas se clasifican en grandes y pequeñas. Según el Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD), hasta 15 metros de altura se considera que la presa es una presa pequeña. A partir de 15 metros de altura hasta 29 metros, se considera como una presa mediana, a partir de 30 metros se considera que es una presa grande.

4.1.5 Según los materiales de construcción

Las presas pueden ser: de concreto simple, concreto ciclópeo, concreto reforzado, concreto compactado o rolado, materiales sueltos compactados, gaviones, madera, materiales plásticos y materiales combinados.

4.1.6 Según la forma de trabajo estructural

- A) Rígidas. Son básicamente construidas en concreto. Pueden ser: a) masivas o actuando por gravedad, b) de contrafuertes, c) de arco o que transmiten las fuerzas lateralmente al cañón rocoso y d) presas de gravedad aligeradas.

OBRAS HIDRÁULICAS

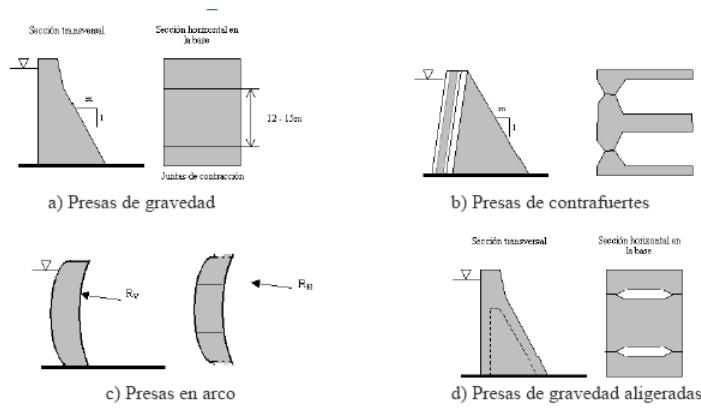


Figura 4.3 Ejemplos de presas rígidas. Novak, P., Moffat, A.I.B., Nalluri, C. y Narayanan R.

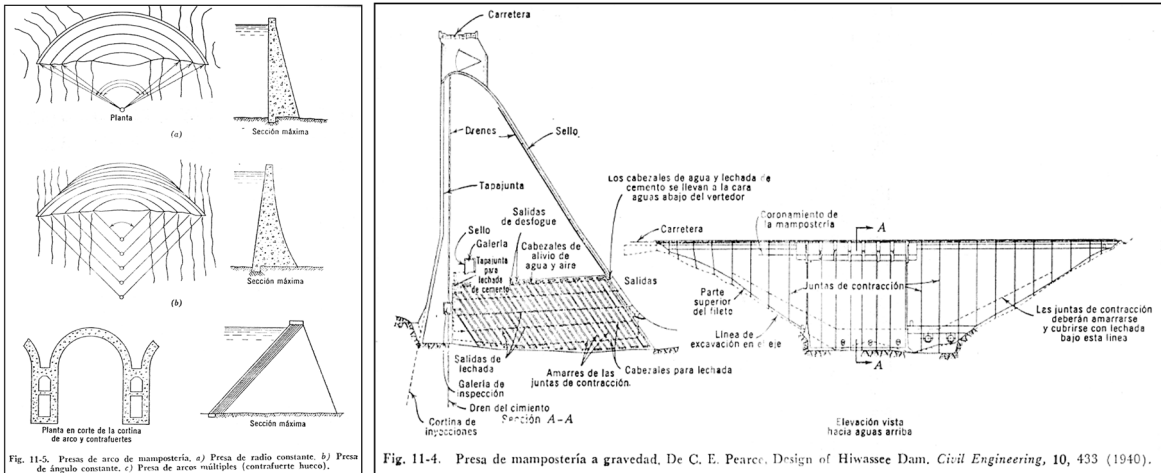


Fig. 11-4. Presa de mampostería a gravedad. De C. E. Pearce, Design of Hiwassee Dam. Civil Engineering, 10, 433 (1940).

Figura 4.3 (continuación)

B) Flexibles. Las presas flexibles son rellenos de suelos y/o enrocado. Su sección transversal es un trapecio con tendido de los taludes del terraplén de acuerdo a las condiciones de estabilidad del material que lo conforma.

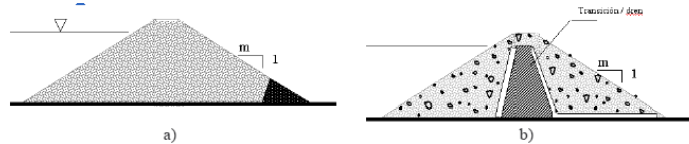


Figura 4.4 Ejemplos de presas flexibles. Novak, P., Moffat, A.I.B., Nalluri, C. y Narayanan R.

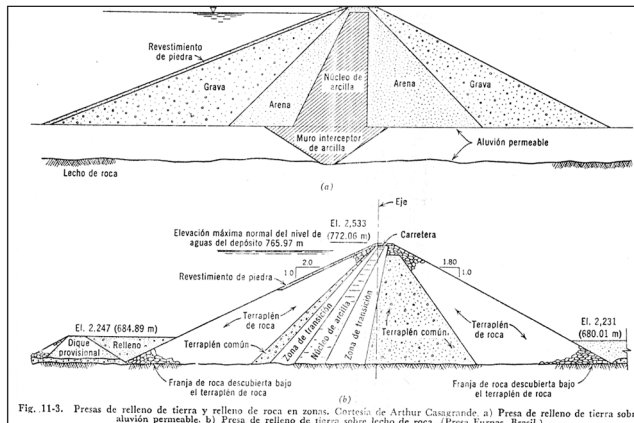


Fig. 11-5. Presas de relleno de tierra y relleno de roca en zonas. Cortesía de Arthur Casagrande. a) Presa de relleno de tierra sobre aluvión permeable. b) Presa de relleno de tierra sobre lecho de roca. (Presa Furnas, Brasil.)

Figura 4.4 (continuación)

4.1.7 Según la disposición en planta de la presa

El eje de la presa en planta puede ser recto, quebrado, o curvo. El alineamiento está definido por las condiciones geológicas que obligan a colocar la presa sobre las rocas o suelos que den apoyo más seguro y por las condiciones topográficas, siendo posible clasificarse en: a) de eje recto, b) Curvo y c) Mixto.

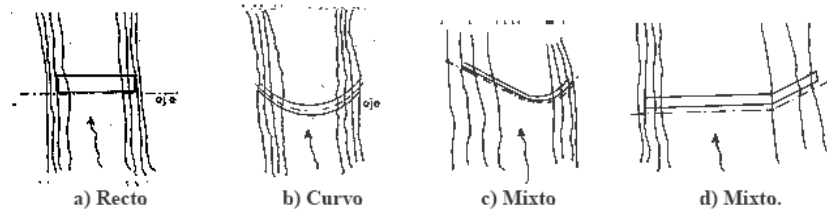


Figura 4.5 Posibles ejes de presas. Vega R.O., Arreguín C., F.I. 1987

En resumen una forma de clasificar las presas de almacenamiento es por el tipo de su cortina y una propuesta muy aceptada en el medio hidráulico en México, es la presentada por el Ing. Macario Vega Pérez, de la Comisión Nacional del Agua y que a continuación se presenta en la Figura 4.6



Figura 4.6 Clasificación de tipos de cortinas

4.2 FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CORTINA

- **Topografía de la boquilla.** En general se considera que topográficamente o sea según la forma del corte transversal por el eje, hay tres tipos de boquillas: a) En forma de "V"; b) En forma de "U" o en cañón"; c) Abierta o alargada.
- **Según la forma de la boquilla y la geología superficial,** se puede proponer un tipo de cortina con fines de Anteproyecto.
- **Geología de la boquilla.** Cuando se disponga del estudio geológico, se afinará o se propondrá el tipo adecuado, ya que impacta directamente en la decisión de la forma.

OBRAS HIDRÁULICAS

- **Disponibilidad de materiales.** La disponibilidad de materiales podría no hacer factible un tipo propuesto, ya que este factor incide directamente en los costos principalmente por los acarreos.
- **Magnitud de la cortina.** Que incide directamente en cargas, esfuerzos de trabajo en el diseño y en volúmenes de materiales.
- **Efecto Sísmico.** En el diseño de las cortinas, se toma en cuenta este aspecto, involucrando en el cálculo un coeficiente según la "Regionalización Sísmica de la de la República Mexicana".
- **Clima del lugar.** El clima influye en el tipo de cortina, ya que cuando es muy extremo, afecta a estructuras de concreto como cortinas de arco delgadas o de contrafuertes por los esfuerzos que le puede inducir al cambiar las dimensiones, lo mismo que les puede producir "descascas" que van disminuyendo sus peraltes o descubriendo acero de refuerzo con sus correspondientes consecuencias. Calor de hidratación del concreto en cortinas masivas.
- **Aspectos Viales.** Hay presas cuyos embalses inundan tramos considerables de caminos o ferrocarriles que habrá que relocalizar fuera del NAME. En algunos casos la misma cortina puede servir como camino o estructura de cruce, prestándose para ello sólo determinados tipos, como las cortinas de concreto de sección gravedad, homogéneas de tierra o enrocamiento y de materiales graduados y algunas de arco y contrafuertes.

Una forma de seleccionar el tipo de presa es la propuesta por Novak, P., Moffat, A.I.B., Nalluri, C. y Narayanan R. y que se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4.1 Selección de la presa. Características típicas.

Tipo de presa	Características
Terraplén	Adecuadas para cimentaciones en roca y suelos. Pueden aceptar asentamientos diferenciales limitados con núcleos relativamente amplios y de material plástico. Se requiere tabique hasta el material impermeable. Tienen pocos esfuerzos de contacto. Requieren varios materiales para núcleo, filtro, enrocado, etc.
Pedraplén o enrocado	Preferiblemente en fundación rocosa. Aceptan calidad variable y algo de intemperismo. Se requiere tabique hasta el material impermeable. Se facilita la colocación en cualquier clima. Requieren materiales para núcleo, filtros, etc.
Concreto gravedad	Adecuadas en valles amplios, desde que la excavación sea menor de 5 a 10 m. Se acepta desgaste limitado de la roca. Deben chequearse las discontinuidades de la roca con relación al deslizamiento. Tienen bajos esfuerzos de contacto. Requieren de materiales que a veces toca importar como el cemento.
Contrafuertes	Como presas de gravedad, pero mayores esfuerzos de contacto, requieren de roca sana. El ahorro de concreto con relación a las presas de gravedad es del 40 al 60%.
Arco	Adecuadas en gargantas estrechas con rocas sana de alta resistencia y poca deformabilidad en las zonas de fundación y estribos. Alta carga sobre los estribos. El ahorro de concreto con relación a las presas de gravedad es del 50 al 85%.

4.3 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO

En los proyectos de optimización de los recursos hidráulicos de una cuenca, el problema fundamental estriba en el conocimiento previo del comportamiento hidrológico del sistema. En la mayor parte de los casos, las reglas de operación de un embalse visan a establecer un equilibrio entre el almacenaje posible y los déficits futuros durante un periodo de tiempo determinado. Este proceso continuo de renovación se realiza, con frecuencia, en una base anual, a partir de los regímenes probables de caudales mensuales.

La construcción de una presa se requiere para garantizar el necesario almacenamiento de agua y crear un nivel de agua constante con el fin de regular los aportes del río y suplir las demandas durante épocas de sequía. Varios casos pueden justificar la construcción de una presa:

- El calado suministrado por el río no es suficiente para la derivación de las aguas.
- En ríos de mucha anchura con relación a su caudal, el flujo se divide en estiaje en varios brazos, siendo imposible recoger toda o la mayor parte del agua sin la construcción de una presa.
- Razvan (1989) sugiere que la construcción de una presa se requiere cuando el caudal a ser desviado es mayor que la cuarta parte del caudal mínimo del río asociado a una frecuencia dada. En ríos caudalosos, de suficiente calado, de márgenes fijas y libres de deslizamientos, se puede derivar el agua sin la construcción de presas (Caudal mínimo del río mayor que cuatro veces la demanda según E. Razvan).

La siguiente tabla resume recomendaciones dadas por E. Razvan con relación a la frecuencia del caudal mínimo del río según diferentes usos.

Tabla 4.2 Frecuencia del caudal mínimo del río según diferentes usos. Razvan E. 1989.

Uso del agua	Frecuencia del caudal mínimo en el río %
Suministro de agua a grandes ciudades	97
Suministro de agua a ciudades intermedias	95
Suministro de agua a pequeñas ciudades	80
Proyectos de irrigación	80
Enfriamiento de plantas térmicas	99
Enfriamiento de plantas nucleares	99.99

Conforme a lo anterior para definir la capacidad de la presa, ésta se puede dividir en tres partes que son:

4.3.1 Capacidad de azolves

Para determinar la capacidad de azolves es necesario realizar un estudio de hidráulica fluvial o ingeniería de ríos, tal como se vio en el 9° semestre de la carrera de Ingeniería Civil y con base a éste y a la vida útil de la presa, se definirá el volumen o capacidad de azolves, que en la Figura 4.7 se define como depósito de sedimentos, quedando limitado por el fondo del embalse y el NIVEL MÍNIMO (NAMIN), es decir el nivel máximo de depósito de sedimentos.

OBRAS HIDRÁULICAS

4.3.2 Capacidad de superalmacenamiento.

Para determinar la capacidad de superalmacenamiento primero se deberá definir el vertedor de demasías o "ELEMENTO DE CONTROL", que se verá a detalle en el CAPITULO 8, pero es conveniente considerar en éste subcapítulo que hay una serie de razones que nos ayudarán a centrar las dimensiones. Los vertedores de demasías pueden proyectarse para una cierta avenida, pero con dispositivos que permitan pasar otra superior, si llegara a presentarse, con cuya elasticidad quedamos tranquilos respecto a su funcionamiento, quedando definida la capacidad de superalmacenamiento por el nivel máximo de embalse (fig. 4.7), mejor conocido como NIVEL DE AGUAS MÁXIMO EXTRAORDINARIO (NAME) y el nivel máximo de operación (fig. 4.7), mejor conocido como NIVEL DE AGUAS MÁXIMO ORDINARIAS (NAMO).

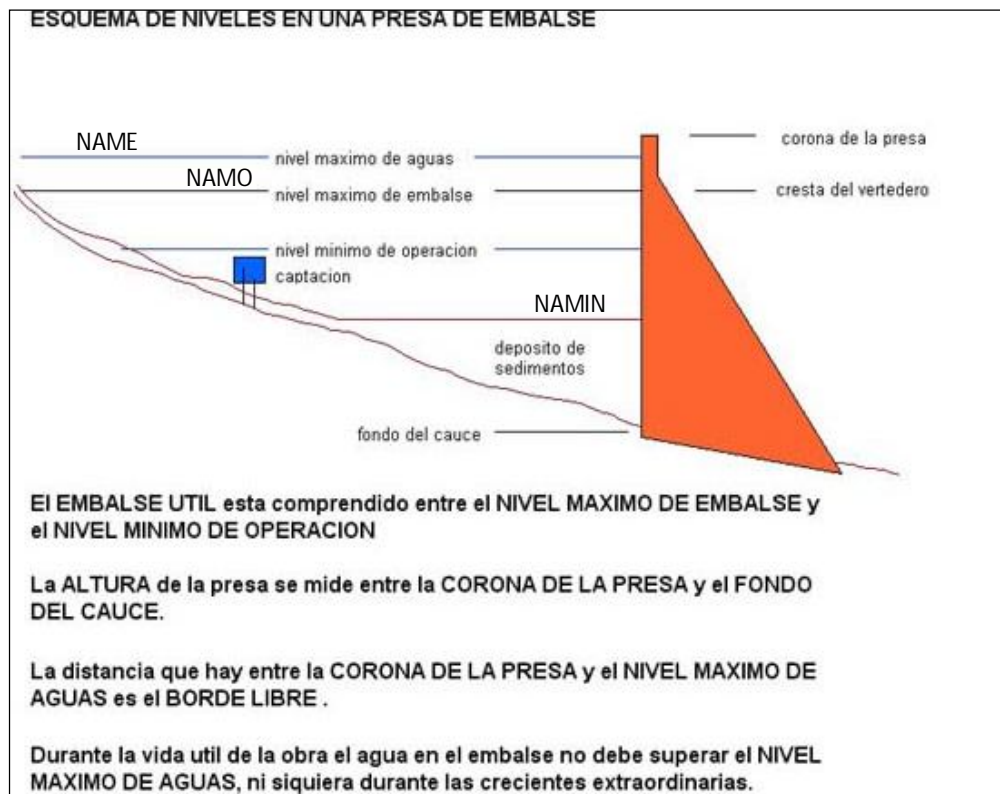


Figura 4.7

4.3.3 Capacidad útil

La capacidad útil de un Vaso debe determinarse principalmente en función del uso que se le quiera asignar al mismo, en cualquier caso, el conocimiento del régimen o hidrograma de entradas y del régimen o hidrograma de salidas, así como las diferencias aritméticas entre ambos, deberá tenerse específicamente bien definida. Si no fuera así, se deberá suponer alguna de estas leyes, o las dos, según sea el caso, con el fin de poder realizar un análisis simulado del funcionamiento del vaso, durante, por lo menos, un año completo (52 semanas mínimo).

OBRAS HIDRÁULICAS

La capacidad útil de una presa se define por medio de la Técnica denominada *FUNCIONAMIENTO DE VASO*, la cual se puede resumir en la siguiente ecuación:

$$Va = Ve - Vs \quad (4.1)$$

Dónde: Va = Es el volumen almacenado en la presa en un determinado instante (m^3).

Ve = Es el volumen de agua que ingresa a la presa (m^3).

Vs = Es el volumen que se extrae de la presa, ya sea de forma natural (evaporaciones o infiltraciones), así como de forma artificial por la obra de toma para satisfacer las demandas, y por derrames al tener agua que no se puede almacenar y se desaloja por el vertedor de excedencias (m^3).

Para aplicar la técnica del funcionamiento de vaso, se procede a determinar las condiciones iniciales del vaso o presa en un instante donde se conoce el volumen inicial (Va_i) y se desea determinar el volumen al final de un determinado tiempo (Va_{i+1}), que en general es de un mes, por lo que la fórmula anterior se convierte en la siguiente:

$$Va_{i+1} = Va_i + Ve_{i+1} + Vs_{i+1} \quad (4.2)$$

Para determinar el volumen inicial, como los subsecuentes en la simulación del funcionamiento del vaso, es necesario basarse en la relación existente entre la elevación y la superficie del embalse para calcular el volumen de agua almacenado en la presa (Curva de elevación - área - capacidad, "CEAC", fig. 4.8), es decir que si se iniciara la simulación del funcionamiento del vaso al inicio de su operación, se tendría que el volumen inicial es de cero, pero esto también significaría que los volúmenes de uso para los que fue construido el embalse, tampoco podrán ser satisfechos, por lo que se tendrá que determinar un volumen necesario o inicial, para no tener más del 2% de fallas, deficiencias o errores de entrega de agua de las demandas, en la simulación del funcionamiento del vaso. También de considerar la presa llena, se tendría que todo el volumen de agua que entrara sería derramado por la obra de excedencias o vertedor, lo cual también representa una deficiencia en el funcionamiento del vaso, por lo que se procede a realizar una serie de tanteos o simulaciones, tratando de definir cuál sería el volumen inicial más adecuado para el inicio de operación de la nueva presa.

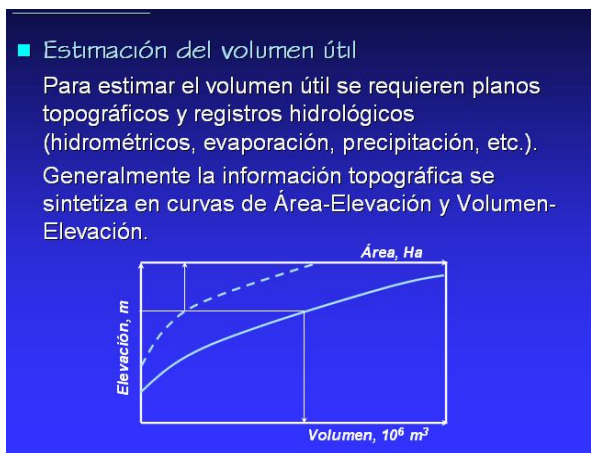


Figura 4.8
Estimación del
volumen útil

OBRAS HIDRÁULICAS

El volumen de entrada es el escurrimiento mensual que puede llegar al embalse, ya sea por escurrimiento base o por escurrimiento directo, así como el volumen de agua que se capta directamente por la precipitación en el vaso. Por lo anterior es necesario contar con registros históricos de escurrimiento mensual en el sitio donde se pretende construir la presa, por medio de estaciones hidrométricas, y por medio de la Probabilidad y Estadística, inferir cuales serían los volúmenes a futuro que se podrían presentar en la presa, a esta técnica se le conoce como hidrología estocástica, donde con base a un registro histórico de escurrimientos de pocos años (mínimo de ocho), se puede generar un registro sintético de escurrimientos con un periodo de muchos años (más del periodo de vida útil de la presa), donde se cumpla que el registro sintético tiene la misma media y desviación estándar que el registro histórico.

El volumen de salida está conformado por:

- La entrega del agua demandada, ya sea para abastecimiento de agua potable, riego, generación de energía eléctrica, etc., y estará definida previamente para cada uno de los usos, definiendo las prioridades de cada uno de ellos, en el mismo orden mencionado en éste párrafo;
- Evaporación. El volumen de evaporación se puede calcular por medio de la temperatura media mensual registrada en una estación climatológica cercana (T), la radiación neta conforme a la latitud del vaso (Qn), la velocidad del viento medida a 2 metros sobre la superficie del suelo (V_2), la temperatura (Ta) y la densidad del agua (ρ) y la humedad relativa (RH), calculando en primera instancia la altura de evaporación en el embalse (E) y multiplicando por el área expuesta en el mes de interés (Ai). Para calcular la evaporación en un gran depósito de agua, como es el vaso de la presa se utiliza el método de Penman, cuya ecuación es la siguiente:

$$E = \frac{\alpha En + Ea}{\alpha + 1} \quad (4.3)$$

Dónde: α = Relación de Penman, que depende de la Temperatura del aire ($^{\circ}\text{C}$) y se obtiene de la tabla 4.3

Temperatura del aire ($^{\circ}\text{C}$)	$\alpha = (\Delta/\gamma)$
0	0.68
5	0.93
10	1.25
15	1.66
20	2.19
25	2.86
30	3.69
35	4.73
40	6.00

OBRAS HIDRÁULICAS

E_n = Radiación neta transformada a unidades de evaporación neta, en cm/día, la cual se puede obtener de la ecuación siguiente:

$$Q_n = \rho * l * E_n \quad (4.4)$$

E_a = Proporción de la masa transferida por evaporación, en cm/día, la que se calcula con la ecuación siguiente:

$$E_a = (0.013 + 0.00016 * V_2) * e_0 * \frac{100 - RH}{100} \quad (4.5)$$

ρ = Densidad del agua, en gr/cm³

l = Calor de vaporización del agua, en cal/g, la cual se obtiene de la tabla 4.4 dependiendo de la temperatura del agua T_a (°C).

Tabla 4.4

Calor de vaporización del agua	
T (°C)	l (cal./g)
10	595
15	592
20	586
100	539
180	478

V_2 = en km/día.

e_0 = Presión de saturación para el vapor de agua, en mbar, que depende de la temperatura del agua T_a (°C) y que se obtiene de la tabla 4.5

RH = Humedad relativa, en porcentaje.

E = Evaporación en el embalse, en cm/día.

- c) **Infiltración.** En el caso de una presa de almacenamiento, la infiltración es un factor de gran importancia, ya que no se debe de presentar infiltraciones a través de la cortina, evitar al máximo la infiltración bajo la cortina y que sean mínimas las filtraciones en el vaso, ya que representan pérdidas de volumen captado y por lo tanto deficiencias en el funcionamiento del vaso. Para determinar el volumen que se puede infiltrar en el vaso se debe de tomar en cuenta las pruebas de permeabilidad realizadas en el área que se pretende inundar con la construcción de la presa, realizados en los estudios previos y de detalle del proyecto de la presa de almacenamiento.

De forma práctica se ha determinado las pérdidas por infiltración en milímetros al día (mm/día) en suelos de varias clases (en su estado natural) necesarias para calcular las pérdidas por infiltración durante un cierto tiempo, se pueden obtener de la Tabla 4.6

OBRAS HIDRÁULICAS

Tabla 4.5 Presión de saturación para el vapor de agua en función de la temperatura (mbar)

	0	.1	.2	.3	.4	.5	.6	.7	.8	.9
25	31.68	31.86	32.05	32.24	32.44	32.62	32.82	33.01	33.21	33.41
24	29.84	30.01	30.20	30.38	30.56	30.74	30.93	31.12	31.30	31.49
23	28.09	28.26	28.42	28.60	28.77	28.94	29.13	29.30	29.48	29.65
22	26.57	26.60	26.76	26.92	27.09	27.25	27.42	27.58	27.76	27.92
21	24.86	25.02	25.17	25.33	25.48	25.64	25.80	25.96	26.12	26.28
20	23.38	23.52	23.66	23.81	23.96	24.10	24.26	24.41	24.56	24.72
19	21.97	22.10	22.24	22.38	22.52	22.66	22.80	22.94	23.09	23.24
18	20.64	20.76	20.89	21.02	21.16	21.29	21.42	21.56	21.69	21.82
17	19.37	19.49	19.61	19.74	19.86	20.00	20.13	20.25	20.37	20.50
16	18.17	18.29	18.41	18.53	18.65	18.77	18.89	19.01	19.13	19.25
15	17.05	17.16	17.27	17.39	17.49	17.60	17.72	17.83	17.95	18.07
14	15.99	16.08	16.19	16.29	16.40	16.51	16.61	16.72	16.83	16.95
13	14.97	15.07	15.17	15.27	15.37	15.47	15.57	15.68	15.77	15.88
12	14.03	14.12	14.21	14.31	14.40	14.49	14.59	14.68	14.77	14.88
11	13.12	13.21	13.31	13.39	13.48	13.57	13.65	13.75	13.84	13.93
10	12.28	12.46	12.44	12.52	12.61	12.69	12.77	12.87	12.95	13.04
9	11.48	11.56	11.64	11.72	11.79	11.87	11.95	12.03	12.12	12.20
8	10.72	10.80	10.87	10.95	11.03	11.09	11.17	11.25	11.32	11.40
7	10.01	10.08	10.16	10.23	10.29	10.36	10.44	10.51	10.59	10.65
6	9.35	9.41	9.48	9.55	9.61	9.68	9.75	9.81	9.88	9.95
5	8.72	8.79	8.84	8.91	8.97	9.03	9.02	9.16	9.23	9.28
4	8.13	8.19	8.25	8.31	8.36	8.43	8.48	8.55	8.60	8.67
3	7.57	7.63	7.68	7.75	7.80	7.85	7.91	7.96	8.01	8.08
2	7.05	7.11	7.16	7.21	7.27	7.32	7.36	7.41	7.47	7.52
1	6.57	6.61	6.67	6.71	6.76	6.81	6.85	6.81	6.96	7.01
0	6.11	6.15	6.20	6.24	6.28	6.33	6.37	6.43	6.47	6.52
-0	6.11	6.05	6.00	5.96	5.91	5.87	5.81	5.76	5.72	5.67
-1	5.63	5.57	5.53	5.48	5.44	5.39	5.35	5.31	5.25	5.21
-2	5.17	5.13	5.08	5.04	5.00	4.96	4.92	4.88	4.84	4.80
-3	4.76	4.72	4.68	4.64	4.60	4.56	4.52	4.48	4.44	4.40
-4	4.37	4.33	4.29	4.25	4.23	4.19	4.15	4.12	4.08	4.04
-5	4.01	3.97	3.95	3.91	3.88	3.84	3.81	3.77	3.75	3.71
-6	3.68	3.65	3.61	3.59	3.56	3.52	3.49	3.47	3.44	3.40
-7	3.37	3.35	3.32	3.29	3.27	3.23	3.20	3.17	3.15	3.12
-8	3.09	3.07	3.04	3.01	2.99	2.96	2.93	2.91	2.88	2.85
-9	2.83	2.81	2.79	2.76	2.73	2.71	2.69	2.67	2.64	2.61
-10	2.60	2.57	2.55	2.52	2.51	2.48	2.45	2.44	2.41	2.40

1000mbar = 1 bar = 1·10⁵ Pa

Tabla 4.6 Pérdidas por infiltración en diferentes tipos de suelo

Suelo de tipo natural	Pérdida (mm/día)
Arena	25.00 - 250
Legamo arenoso	13.00 - 76
Legamo	8.00 - 20
Legamo arcilloso	2.50 - 15
Arcilla legamosa	0.25 - 5
Arcilla	1.25 - 10

Nota: Legamo es el sedimento que las aguas van depositando en el lecho de los ríos, y al transportado por el viento, cuyo tamaño está por debajo de los 0,063 mm y por encima de los 0,004 mm

- d) Derrames. El volumen derramado se calcula por diferencia entre el volumen de agua que entra y el que sale por los conceptos mencionado en los incisos a), b) y c), antes

OBRAS HIDRÁULICAS

mencionados, y si el volumen almacenado final es superior a la máxima capacidad de almacenamiento de la presa, es decir es agua que no puede ser almacenada, entonces será derramada por medio del vertedor de demasías, quedando como volumen final el de la presa llena.

La simulación del funcionamiento del vaso se realiza, proponiendo un volumen inicial del vaso para el mes "i" y con base a la CEAC, se define el área expuesta al sol y se calcula el volumen mensual de salida por evaporación; con la misma área y la altura de precipitación del mes "i" se calcula el volumen de entrada por precipitación; y tomando en cuenta el volumen de entrada por escurrimiento y el volumen de pérdida por infiltración, se determina el volumen de almacenamiento en el mes "i+1", definiendo si es factible entregar el volumen demandado en dicho mes "i", siendo necesario precisar que el mínimo volumen que debe tener el embalse es el de la capacidad muerta o de azolves, es decir que si al restar al volumen almacenado en "i+1" el volumen demandado, el resultado es menor que el volumen de azolves, quiere decir que en realidad no se puede satisfacer al 100% la demanda, determinando en que porcentaje no se pudo satisfacer a ésta, considerando a este evento como una falla o deficiencia de la presa, siendo entonces el **volumen final** para la presa en el mes "i+1", el volumen de azolves. También se considera una falla o deficiencia los derrames, ya que es agua que se podría guardar en la presa si esta fuera de mayor capacidad. Posteriormente se continúa con el siguiente mes de simulación, pasando a ser el volumen inicial el que se definió como volumen final del mes anterior y así sucesivamente.

Inmediatamente después se determinará cada una de las fallas o deficiencias de abastecimiento (caso 1); o los posibles derrames (caso 2) y determinar el número total de fallas que se tuvieron en el periodo de simulación, para comparar con los criterios que contempla la Comisión Nacional del Agua, o algunos otros criterios que se verán a continuación, con la finalidad de definir si es aceptable dicho número de fallas o es necesario realizar alguna propuesta de cambio ya sea en la elevación de la cortina, como en la localización propuesta para su construcción.

Como quiera que sea, se determinará después la suma total de los volúmenes acumulados, que serán la suma de las diferencias de los volúmenes de entrada menos los de salida, a través de un tiempo determinado.

Conocido dicho volumen total acumulado, se definirá el volumen medio mensual del año, dividiendo la suma de los volúmenes acumulados entre 12 meses. A partir de este valor, se calculará el volumen medio trimestral (multiplicando por 3), siendo este último, el que servirá como básico para el cálculo de la capacidad de almacenamiento.

Si el volumen trimestral así determinado y multiplicado por el coeficiente 1.2, se puede confinar dentro de un área de 0.1 ha de la cuenca del río, con una cortina de 35 m de altura total como máximo y considerando uno o más anchos modulados, de 100 m. o fracción cada uno, en la corona de la cortina, el embalse se considerará aceptable. En caso contrario se buscará otra alternativa en otro lugar de la corriente, de tal suerte que geológicamente sea factible la construcción de la cortina.

OBRAS HIDRÁULICAS

Se procurarán embalses que no pongan en peligro las viviendas o industrias aledañas, por lo que se limitarán a una capacidad aceptable para satisfacer las necesidades de demanda, con una longitud de cortina mínima y una altura suficiente para almacenar el volumen necesario.

Los cálculos estructurales y de estabilidad, fundamentales en estos casos, se normarán con el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua, o en el caso de la Ciudad de México por medio del Reglamento de las Construcciones del D. F. y sus normas complementarias.

El realizar una simulación del Funcionamiento del Vaso, bajo las primicias antes mencionadas, resulta de una relativa facilidad, ya que se puede considerar la demanda constante (ver Figura 4.9), pero se puede complicar cuando se considera la posibilidad de agregar en la simulación una serie de decisiones con respecto a la demanda variable (Figura 4.10), a la prioridad de suministro y a las políticas de operación del embalse, tomando en cuenta un aspecto importantísimo como es el RIESGO, ya que se puede tomar la política de mantener la presa llena al final del periodo de lluvias y asumir el riesgo de que se presente una tormenta mayor a la de diseño, o la de entregar la totalidad de la demanda aunque el vaso se quede vacío, con el riesgo de que inicie una época de sequía y se tengan problemas de abastecimiento a futuro. Por la importancia de este aspecto, se han desarrollado programas de computadora, donde se pueden hacer intervenir éste aspecto como también otros relativos a control de avenidas, manejo integral con acuíferos, presa derivadoras, etc., de los cuales uno es el "POWERSIM", que en 2006 el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua impartió un curso de capacitación para su uso (Figuras 4.11).

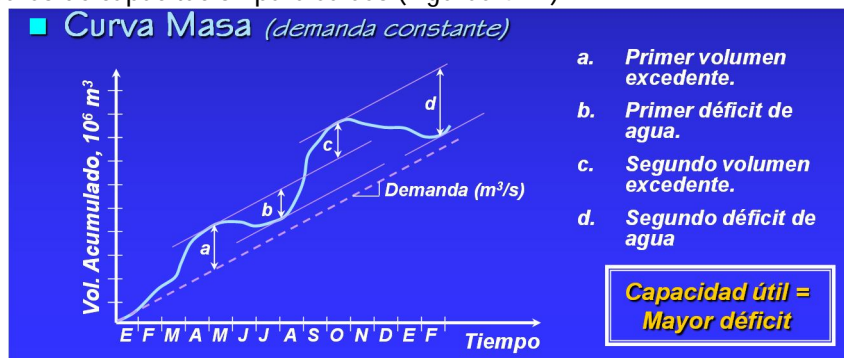


Figura 4.9 Curva masa de volumen acumulado



Figura 4.10 Esquema de un algoritmo del pico secuente

OBRAS HIDRÁULICAS




**SOLUCIÓN DE PROBLEMAS
HIDROLÓGICOS APLICANDO
DINÁMICA DE SISTEMAS
EN PLATAFORMA POWERSIM**

23 al 27 de octubre de 2006



Proceso de capacitación externa
Centro de capacitación del IMTA



Presentación

La gestión de cuencas requiere de un enfoque interdisciplinario para implantar acciones e instrumentos que reduzcan sistemáticamente en el largo plazo los problemas relacionados con el agua, aprovechando las oportunidades y el potencial que ofrecen las cuencas y que apoyen en la toma de decisiones dentro de un marco de desarrollo sustentable.

Dado que la gestión de cuencas implica decisiones de gran importancia y trascendencia que involucran a diversos sectores sociales y autoridades, es necesario contar con sistemas informáticos que apoyen a la toma de decisiones. Estos sistemas tienen como finalidad desarrollar modelos de simulación que permitan representar los fenómenos físicos, sociales y económicos en la zona de interés, que normalmente es la cuenca desde el punto de vista hidrológico, en pro de elaborar y comunicar propuestas de acción para su examen, modificación, negociación y aprobación en común por los diferentes actores involucrados en la cuenca.

La hidrología proporciona herramientas que son pilares importantes en los que se sustenta el desarrollo de estos modelos de simulación.

Actualmente se han hecho desarrollos aplicando métodos hidrológicos utilizando el enfoque de la *Dinámica de Sistemas* con resultados importantes.

La *Dinámica de Sistemas* permite representar los componentes principales de un sistema, definir las relaciones causa-efecto mediante funciones lógicas y

cuantitativas, para luego evaluar la respuesta del sistema ante escenarios.

Existe una gran cantidad de paquetes de computo que aplican la *Dinámica de Sistemas*, los que han tenido mayor aplicación en nuestro país y en particular en este instituto a solicitud de la Comisión Nacional del Agua y la Comisión Federal de Electricidad son: Structural Thinking Experimental Learning Laboratory with Animations (STELLA) y Powersim Studio.

Este curso está diseñado para proporcionar a los participantes los elementos necesarios para el desarrollo de algoritmos de métodos hidrológicos para la modelación de cuencas aplicando la plataforma Powersim Studio.

Al final del curso los participantes estarán capacitados para desarrollar las siguientes actividades:

- Programar métodos hidrológicos usados en el desarrollo de modelos de cuenca.
- Conocer la aplicabilidad y las estructuras propias de la plataforma.
- Desarrollar funciones personalizadas
- Construir vectores y matrices para el manejo de datos y resultados.
- Desarrollar conexiones con archivos.xls.

Marco general del curso

El curso será presentado en forma teórico-práctica se desarrollarán ejercicios prácticos elaborados con anticipación o bien algunos propuestos por los participantes.

Los asistentes analizarán el desarrollo de diagramas causa-efecto, desarrollo y estructuración de algoritmos, definición de

Figuras 4.11 Tríptico IMTA

variables endógenas y exógenas, creación de escenarios y calibración de modelos.

Objetivo general

Programar métodos hidrológicos en la plataforma Powersim Studio.

Dirigido a

- Gerentes de planeación.
- Representantes de consejos de cuenca.
- Ingenieros y técnicos responsables de la operación de sistemas hidráulicos.

Temario

1. INTRODUCCIÓN A LA PLATAFORMA POWERSIM
 - 1.1 Funcionalidad de Powersim.
 - 1.2 Elementos básicos de Powersim.
 - 1.3 Construcción de algoritmos.
 - 1.4 Lectura de datos.
 - 1.5 Extracción de resultados.
2. PREPARACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN
 - 2.1 Métodos de integración.
 - 2.2 Intervalos de tiempo.
 - 2.3 Series de tiempo.
 - 2.4 Estructura de lectura Powersim.
3. MÉTODOS LLUVIA ESCURRIMIENTO
 - 3.1 Coeficiente de escurrimiento.
 - 3.2 Método del USSCS.
4. USOS DEL AGUA
 - 4.1 Uso público-urbano.
 - 4.2 Uso industrial.
 - 4.3 Uso agrícola.
5. FUNCIONAMIENTO DE VASO
 - 5.1 Evaporación.
 - 5.2 Extracciones de los diferentes usos.
 - 5.3 Tránsito en vasos y cauces.

- 5.4 Infiltración.
6. FLUJO SUBTERRÁNEO
 - 6.1 Acuíferos.
 - 6.2 Infiltración.
 - 6.3 Ley de Darcy.

Instructores

- Ing. Armando Trelles Jasso
- Ing. Jorge Salgado Rabadán

Sede

Centro de Capacitación del IMTA en Jiutepec, Mor.

Duración y horario

40 horas de instrucción de 9:00 a 14:00 y de 15:00 a 18:00 horas. La clausura es el viernes a las 14:00 horas.

Inversión

\$10,000.00 más 15% de IVA por cada participante. No incluye alimentación y hospedaje.

El Centro de Capacitación ofrece el servicio de hospedaje, alimentación y cafetería.

Formas de pago

- Efectivo.
- Cheque a nombre del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Depositar en la cuenta del IMTA número 0750143631-7. Referencia 12443 del banco Scotiabank Inverlat, plaza 075, sucursal 001, Jiutepec, Morelos.
- CLABE Nacional para transferencias 044543075014363171. Referencia 12443.

Incluye

Instrucción, manual del participante y constancia de participación.

Información adicional

- Se solicita a los asistentes que se comuniquen a nuestras oficinas antes de trasladarse al Centro de Capacitación.
- El Instituto se reserva el derecho de impartir, posponer o cancelar el curso en función del número de participantes inscritos.
- La inscripción no incluye gastos de lavandería y servicio telefónico.
- Vestimenta: ropa casual.


Informes e inscripciones

Subcoordinación de Tecnología Educativa
M. en T. E. Antonio Romero Castro
e-mail: aromero@tialoc.imta.mx

M. en T.E. Carlos Zayas Saucedo
e-mail: programa_capacitacion@tialoc.imta.mx
Tel./Fax (777) 329-36-00 Ext. 111

Sitio web IMTA: <http://www.imta.mx>

Croquis de localización



O como en el caso de la Universidad Politécnica de Valencia, a través de una serie de programas que conforman lo que se denomina AQUATOOL (Figura 4.12), que es un soporte de decisión (SSD) en materia de planificación de recursos hidráulicos, y que tiene varios programas en forma de "demo" en Internet, como es el caso del SIMGES, que no solo sirve para definir políticas de operación de presas, sino también en su etapa de diseño.

OBRAS HIDRÁULICAS



Figura 4.12 Página de AQUATOOL de la UPV tomada de: <http://www.upv.es/aquatool/software.html>

De acuerdo a la determinación de las 3 capacidades antes mencionadas (de azolves de superalmacenamiento y útil), finalmente se tendrá dimensionado el embalse o vaso, dando lugar a la definición de los niveles que se muestran en la Figura 4.13:

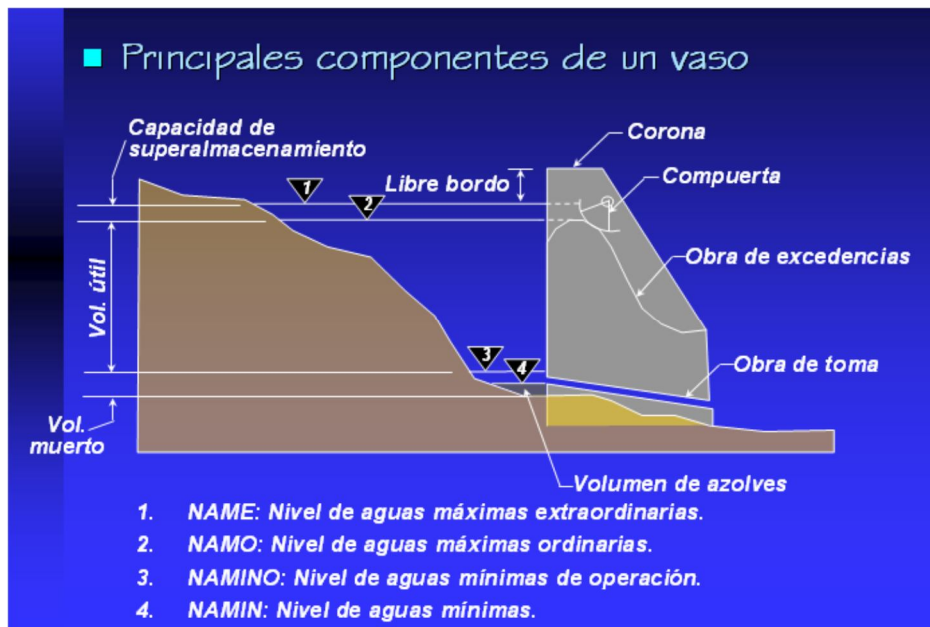


Figura 4.13 Dimensionamiento y componentes del vaso de almacenamiento

Es decir, el NAME se define por medio del Tránsito de Avenida por el vaso (que como ya se mencionó anteriormente se verá a detalle en el capítulo 8); el NAMO por medio del funcionamiento del vaso; el NAMINO, por medio de las necesidades de carga a la salida de la obra de toma; y NAMIN por medio del cálculo del transporte de sedimentos.

4.4 Altura total de la presa.

La altura de la presa está condicionada por los siguientes factores:

- a. Las exigencias del proyecto a construir y requerimientos de agua.
- b. Altura de los terrenos que se pueden inundar y su costo. Usos del suelo aguas arriba.
- c. La altura posible del remanso, de forma que no se obstaculice la descarga de alcantarillas y desagües. El remanso es mayor en cuanto menor sea la pendiente del cauce y mayor la altura de la presa.
- d. Las dimensiones de la estructura vertedora. Es conveniente que la longitud del vertedero sea grande pues la carga hidráulica será menor y la altura de la presa podrá tener menor altura, con el mismo volumen de almacenamiento de agua.
- e. La naturaleza del terreno de cimentación y apoyo de los estribos. Una presa puede apoyarse teóricamente en cualquier material desde arena o roca sólida con tal que se dé suficiente ancho de la base y se tomen las medidas adecuadas.
- f. Posibilidad de situar la casa de máquinas al pie de la presa, lo que puede requerir una altura de presa mayor.
- g. Obras de navegación requeridas limitan la altura de la presa

La altura total de la presa está determinada por el Nivel Muerto del Embalse (NAMIN); el Nivel Mínimo de Operación del Embalse (NAMINO); el Nivel Normal del Embalse (NAMO); Carga sobre el vertedor (NAME); y el borde libre (B. L.).

El borde libre o resguardo, es la distancia vertical entre el nivel máximo del agua y la corona de la presa. Sirve para evitar que se presente rebosamiento por oleaje, prever cualquier contingencia como asentamientos no previstos, aportes de los volúmenes superiores a los estimados, obstrucciones en el vertedor de excedencias que reduzcan su capacidad. Su valor para presas pequeñas va de 0.5 m a 3.0 m.

El borde libre debe tener en cuenta los siguientes aspectos de acuerdo con V. I. Ziparro y H. Hazen (1993):

- Altura de la ola generada por el viento.
- Alcance de la ola sobre la superficie de la presa.
- Margen adicional de seguridad considerado necesario para tener en cuenta especialmente asentamientos de la presa, y sub-dimensionamiento del vertedero de excedencias.

La acción de las olas se considera significativa para embalses muy grandes, es decir mayores de 200 km².

Si se conoce la altura del oleaje y la velocidad del viento que lo generó, se puede calcular el Bordo Libre, por medio de la siguiente ecuación:

$$B.L. = R_L * F_s * H_o \quad (4.6)$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Donde:

R_L = Alcance de la ola sobre la estructura, en m. Para embalses pequeños se puede tomar un valor de $3/4 H_o$, en el caso de embalses grandes se deberá de determinar por medio de la fórmula de Takada.

$$R_L = H_o K_s \left[\sqrt{\frac{\pi}{2\phi}} + \left(\frac{\eta_s}{H} - 1 \right) \right] \quad (4.7)$$

F_s = Factor de seguridad. Generalmente se acepta igual a 1.5

H_o = Altura de la ola en aguas profundas, en m.

Siendo:

K_s = Coeficiente de propagación de la onda, que se calcula con la siguiente ecuación:

$$K_s = \left(\frac{L_o}{2nL} \right)^{1/2} = \frac{H}{H_o} \quad (4.8)$$

O también se puede obtener su valor con la ayuda de la Figura 4.17 en función de la profundidad relativa (d/L), y la profundidad relativa en aguas profundas (d/L_o) o también haciendo uso de las tablas III.1 del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, Sección Hidrotecnia, Tema Hidráulica, Fascículo A.2.13 Hidráulica Marítima.

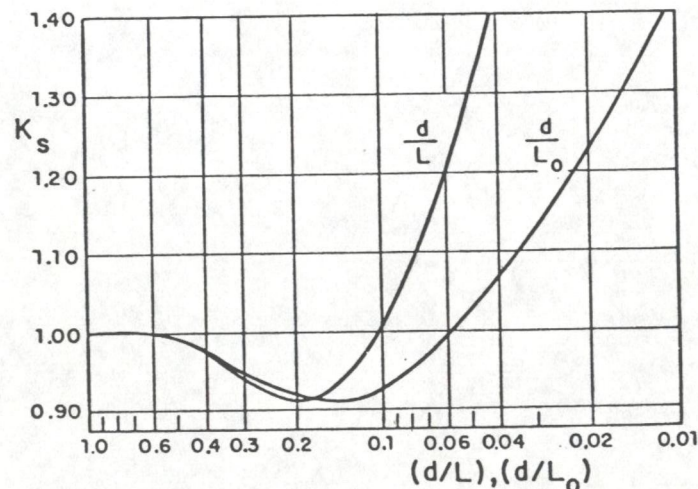


Figura 4.14 Coeficiente de propagación de la onda K_s

η_s = Altura o alcance de la onda cuando $\phi = 90^\circ$, calculándose con la fórmula propuesta por Miché en 1974:

OBRAS HIDRÁULICAS

$$\eta_s = H + \frac{\pi H^2}{L} \coth \left\{ kd \left[1 + \frac{3}{4 \operatorname{sen}^2 h(kd)} - \frac{1}{4 \operatorname{cosh}^2(kd)} \right] \right\} \quad (4.9)$$

Donde:

H = Altura de la ola en la cortina de la presa, en m.

k = Número de la onda.

$$k = \frac{2\pi}{L} \quad (4.10)$$

L = Longitud de la onda, en m.

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \left(\frac{2\pi d}{L} \right) \quad (4.11)$$

L_o = Longitud de la onda en aguas profundas (m).

d = Profundidad al pie de la cortina (m).

Cuando se desconoce la altura del oleaje H_o , se puede determinar el Bordo Libre por medio de la Tabla 4.7, recomendada para presas pequeñas, según la Bureau of Reclamation de los Estados Unidos (1987).

Tabla 4.7 Bordo libre para presas pequeñas

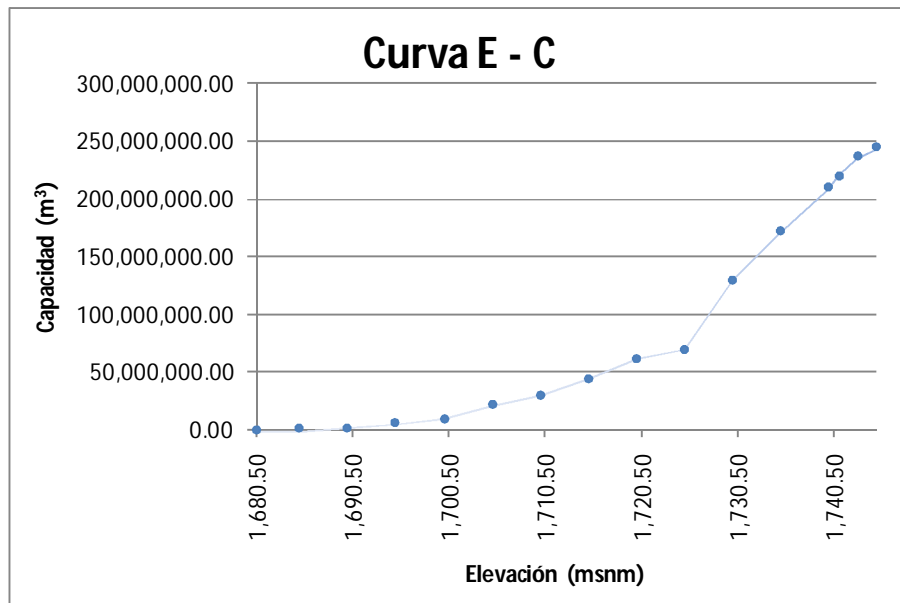
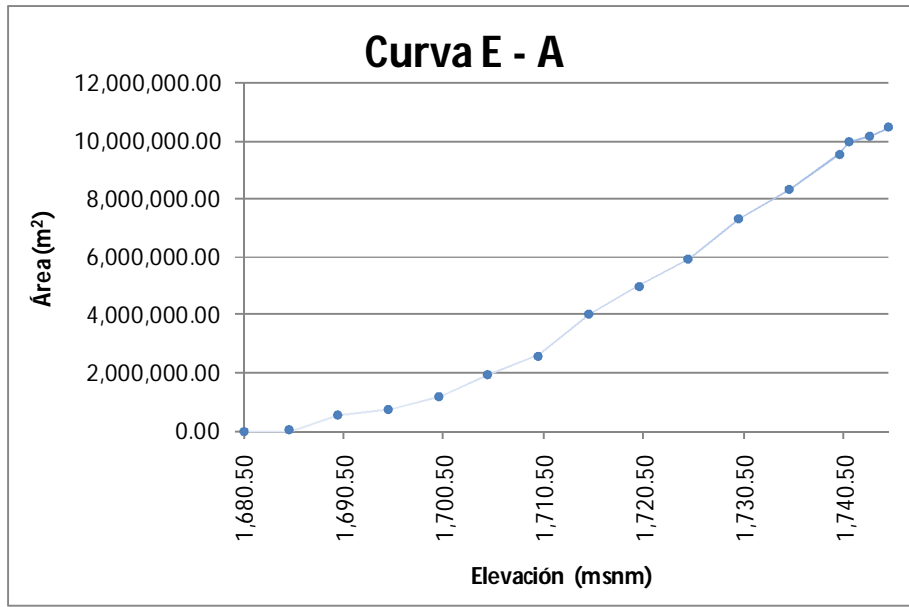
Fetch (km)	Borde Libre	
	Normal (m)	Mínimo (m)
< 1.6	1.2	0.9
1.6	1.5	1.2
4.0	1.8	1.5
8.0	2.4	1.8
16.0	3.0	2.1

Para poder utilizar la tabla anterior primero se requiere conocer la velocidad del viento, lo cual se puede determinar por medio de la información de la estación climatológica, procediendo a calcular la velocidad del viento asociado al mismo periodo de retorno con que se está diseñando la presa. Con la velocidad del viento de diseño se puede obtener el Fetch, el cual se define como la longitud donde el viento tiene una acción directa sobre la superficie libre del agua, y que se puede definir por medio de la tabla 4.8

OBRAS HIDRÁULICAS

Tabla 4.8 Fetch mínimo y duración mínima necesarios para alcanzar el completo desarrollo del oleaje, para varias velocidades del viento.

Velocidad del viento real (U)		Fetch (F)		Duración (t)	Velocidad del viento real (U)		Fetch (F)		Duración (t)
Nudos	Km/h	Millas Náuticas	Km	H	Nudos	Km/h	Millas Náuticas	km	H
10	18.53	10	18.53	2.4	34	63.01	420	778.37	30
12	22.24	18	33.63	3.8	36	66.72	500	926.62	34
14	25.95	28	51.89	5.2	38	70.42	600	1111.95	38
16	29.65	40	74.13	6.6	40	74.13	710	1315.81	42
18	33.35	55	101.93	8.3	42	77.84	830	1538.20	47
20	37.06	75	139.00	10	44	81.54	960	1779.12	52
22	40.77	100	185.35	12	46	85.25	1100	2038.58	57
24	44.48	130	240.92	14	48	88.96	1250	2316.56	63
26	48.18	180	333.59	17	50	92.66	1420	2631.62	69
28	51.89	230	426.25	20	52	96.37	1610	1983.73	75
30	55.60	280	518.91	23	54	100.08	1800	3335.85	81
32	59.30	340	630.11	27	56	103.78	2100	3891.83	88



OBRAS HIDRÁULICAS

AÑO	MES	VOLÚMENES (Mm3)		ALTURAS (mm)	
		RIO ZITÁCUARO	DEMANDAS PARA RIEGO	PRECIPITACIÓN	EVAPOTRANSPIRACIÓN
1951	Agosto	20.123	0.000	69.492	19.661
	septiembre	21.267	0.000	173.898	23.559
	Octubre	11.207	0.000	31.356	36.949
	noviembre	5.262	0.000	1.017	41.525
	diciembre	3.657	0.000	0.000	56.102
1952	Enero	2.724	6.766	12.712	65.593
	Febrero	2.539	7.843	0.000	62.881
	Marzo	2.220	11.964	0.000	128.475
	Abril	2.588	18.905	18.136	119.153
	Mayo	6.468	23.172	67.119	127.966
	Junio	12.569	13.005	268.814	75.763
	Julio	24.843	7.058	209.492	91.017
	Agosto	28.700	17.629	213.559	85.254
	septiembre	25.541	11.330	135.424	94.746
	Octubre	16.913	9.093	44.576	154.047
	noviembre	8.173	8.491	57.627	101.864
	diciembre	5.509	7.805	4.915	103.729
1953	Enero	4.403	6.766	0.000	119.661
	Febrero	3.141	7.843	0.000	117.797
	Marzo	3.236	11.964	0.000	151.695
	Abril	3.285	18.905	0.000	162.373
	Mayo	3.942	23.172	31.017	178.644
	Junio	5.504	13.005	139.492	115.593
	Julio	13.849	7.058	300.000	113.898
	Agosto	18.384	17.629	121.186	87.797
	septiembre	15.923	11.330	96.102	113.22
	octubre	10.345	9.093	132.203	104.576
	noviembre	6.718	8.491	29.322	71.695
	diciembre	4.583	7.805	2.458	79.915
1954	enero	2.728	6.766	0.169	108.305
	febrero	2.342	7.843	0.000	112.203
	marzo	2.652	11.964	2.712	151.695
	abril	2.698	18.905	9.153	133.898
	mayo	5.877	23.172	63.220	118.475
	Junio	10.687	13.005	120.000	76.61
	Julio	29.526	7.058	175.763	72.034

Incógnita:

Número de fallos en suministro de volumen de agua para generación de energía eléctrica

Número de fallos en suministro de agua para riego

Fórmulas:

Almacenamiento en el vaso

$$Va_{i+1} = Va_i + Ve_{i+1} + Vs_{i+1}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$Ve_{i+1} = Vrío_{i+1} + Vhp_{i+1}$$

$Vrío_{i+1}$ = registros hidrométricos

$$Vhp_{i+1} = A_{vaso} hp_{i+1}$$

A_{vaso} = f (elevación, volumen almacenado)

hp_{i+1} = registro – pluviómetro

$$Vs_{i+1} = Vetp_{i+1} + Vinf_{i+1} + Vgee_{i+1} + Vriego_{i+1}$$

$$Vetp_{i+1} = A_{vaso} etp_{i+1}$$

etp_{i+1} = registro – pluviómetro

$Vinf_{i+1}$ = A_{vaso} (días del mes) (infiltración por día)

$Infiltración_{día}$ = estudios geológicos, mecánica de suelos

$$Infiltración_{día} = \sum_{i=1}^n \%_{área i} (Infiltración_{diaria})_i$$

$Vgee_{i+1}$ = estudio demanda

$Vriego_{i+1}$ = calendario de riego

Solución:

Como se observa en la tabla de Elevaciones – Área – Capacidades obtenida del levantamiento y estudios topográficos se cuenta con datos puntuales, mientras que para el funcionamiento de vaso se requiere de datos continuos, se puede hacer un ajuste de curva a los datos de tal manera que en función de la elevación en el vaso nos indique el área inundada y el volumen almacenado.

Es importante mencionar que el cálculo mostrado a continuación se realiza mediante la función “interpolar” en Excel que permite ajustar con precisión a los datos del levantamiento topográfico, la diferencia con utilizar una curva ajustada es que se utiliza la expresión matemática determinada teniendo el cuidado de verificar el ajuste con el parámetro r^2 (coeficiente de correlación), que debe ser lo más cercano posible a 1 ó -1 cuando la recta de ajuste tiene pendiente a la izquierda.

En el cálculo del funcionamiento del vaso se determina la pérdida por infiltración en el área de inundación del vaso de manera ponderada, es decir, de acuerdo a los tipos de materiales y su porcentaje respecto del área total inundada.

OBRAS HIDRÁULICAS

Se iniciará el funcionamiento del vaso de acuerdo con la información de agosto de 1951 y procurando simular la mayor cantidad de años posibles, que en el caso de registros escasos, se deben generar registros sintéticos de la información necesaria para realizar el funcionamiento del vaso lo más confiable posible.

Uno de los aspectos más importantes es determinar el nivel y almacenamiento en el vaso justo al iniciar el funcionamiento, se recomienda que no sea ni lleno ni vacío, además hacer varias propuestas para saber cuál es el que da mejor funcionamiento. Se deberá dar prioridad a la demanda por generación de energía eléctrica, ya que la presa pertenece a la CFE.

VOLÚMENES (Mm3)				ALTURAS (mm)	
AÑO	MES	RIO ZITÁCUARO	DEMANDAS PARA RIEGO	PRECIPITACIÓN	EVAPOTRANSPIRACIÓN
1951	agosto	20.123	0.000	69.492	19.661

Calculando los volúmenes de entrada al vaso

$$Va_i = 15Mm^3 = 15,000,000m^3$$

$$A_{vaso} = f(\text{volumen almacenado}) = 1,562,630.21m^2$$

$$V_{río} = 20.123(10^6) = 20,123,000m^3$$

$$V_{hp} = 1,562,630.21 \left(\frac{69.492}{1,000} \right) = 108,590.30m^3$$

Calculando los volúmenes de salida del vaso

$$V_{etp} = 1,562,630.21 \left(\frac{19.661}{1,000} \right) = 30,722.87m^3$$

El mes de agosto tiene 31 días, para los cuales se calculara la perdida por infiltración, de acuerdo con la tabla 4.6 se toman los valores mínimos de infiltración para los distintos tipos de suelo, dado que al iniciar el llenado se pueden presentar valores mayores, sin embargo al acumularse agua en el vaso de almacenamiento y encontrarse en reposo los sedimentos se empiezan a depositar con lo que los espacios del material inicial se van reduciendo hasta disminuir considerablemente el porcentaje de espacios vacíos con lo que se reduce la infiltración al mínimo.

$$Infiltración_{día} = 0.95(0.25) + 0.04(1.25) + 0.01(2.5) = 0.3125mm / día$$

$$V_{inf} = 1,562,630.21(31) \left(\frac{0.3125}{1,000} \right) = 15,137.98m^3$$

$$V_{gee} = 2.5Mm^3 = 2,500,000m^3$$

$$V_{riego} = 0$$

$$Va_{i+1} = 15,000,000 + [20,123,000 + 108,590.30] - [30,722.87 + 15,137.98 + 2,500,000 + 0] = 32,685,729.446m^3$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Haciendo uso de la curva "E – A – C", se determina la elevación de la SLA en el embalse, con apoyo de la función "interpolación" en la hoja de cálculo de Excel.

$$Elev = 1,711.25msnm$$

Si se compara la elevación respecto a la cual se encuentra ubicada la cresta vertedora nos damos cuenta que no vierte, además el volumen garantiza la extracción para la generación de energía eléctrica, por lo tanto no existen déficits y por ende no hay fallo en el funcionamiento.

A partir del volumen final se inicia el cálculo del mes de septiembre de 1951 y se continúa de manera sucesiva hasta terminar el periodo de simulación como se muestra a continuación.

$$Va_{i+1} = 32,685,729.446m^3$$

De acuerdo con el volumen final en el embalse se interpola y se determina la elevación que tendrá el agua en el vaso, si no se cuenta con la función "interpolate" en Excel, se pueden ajustar una ecuación a los datos o leerse directamente de la curva.

$$E_{i+1} = 1,711.250msnm$$

A partir del volumen final en el vaso y considerando la información del mes de septiembre de 1951, se vuelve a calcular todos los volúmenes de entrada y salida, realizando el balance de los mismos para verificar al final el volumen que estaría almacenado y la elevación en el vaso que corresponde.

Esta secuencia de cálculo se lleva a cabo para el periodo de simulación. Si en el balance de los meses se obtiene un valor final menor a la capacidad muerta (3.9 Mm^3) significa que ha salido más volumen que el ingresado por lo que se considera que no existe agua disponible, por ello en la tabla E.4.1.1 Se aprecia en varios meses que se tiene un volumen final de 3.9 Mm^3 , y en esos meses se tendrá déficits en el abastecimiento.

En el mes de mayo de 1952 se tiene el siguiente análisis para el déficit que se presenta.

$$V_{disponible} = Ve - Vs - Vmuerta = 23,413,695.93 - 227,926.50 - 3,900,000 = 19,285,769.42m^3$$

De ese volumen disponible se entrega la demanda por generación de energía eléctrica

$$V_{disponible} - V_{gee} = 19,285,769.42 - 2,500,000 = 16,785,769.42m^3$$

Comparando con la demanda de riego, se tienen un déficit según lo mostrado a continuación

$$V_{riego} - (V_{disponible} - V_{gee}) = 23,172,000 - 16,785,769.42 = 6,386,230.58m^3$$

Que respecto de la demanda representa un déficit del 27.56%

Este mismo análisis se llevará a cabo donde el balance nos dé menor que el volumen de la capacidad muerta y en meses como febrero de 1954 será insuficiente el volumen para la generación de energía eléctrica, y desde luego para la demanda de riego.

OBRAS HIDRÁULICAS

Tabla E.4.1.1

AÑO	MES	VOLUMEN										
		VOLUMEN INICIAL		ENTRADA		SALIDA				FINAL	ALTURA FINAL EMBALSE msnm	
		m ³	ÁREA m ²	RÍO m ³	LLUVIA m ³	ETP m ³	INFILTRACIÓN m ³	O.T. GENERACIÓN m ³	O.T. RIEGO m ³			
1951	Ago	15,000,000.00	1,562,630.21	20,123,000.00	108,590.30	30,722.87	15,137.98	2,500,000.00	0.00	32,685,729.45	1,711.25	
	Sept	32,685,729.45	2,842,789.97	21,267,000.00	494,355.49	66,973.29	26,651.16	2,500,000.00	0.00	51,853,460.49	1,716.70	
	Oct	51,853,460.49	4,387,713.49	11,207,000.00	137,581.14	162,121.63	42,505.97	2,500,000.00	0.00	60,493,414.03	1,719.28	
	Nov	60,493,414.03	4,867,932.70	5,262,000.00	4,950.69	202,140.91	45,636.87	2,500,000.00	0.00	63,012,586.95	1,720.56	
	Dic	63,012,586.95	5,101,821.93	3,657,000.00	0.00	286,222.41	49,423.90	2,500,000.00	0.00	63,833,940.63	1,721.05	
1952	Ene	63,833,940.63	5,191,004.08	2,724,000.00	65,988.04	340,493.53	50,287.85	2,500,000.00	6,766,000.00	56,967,147.30	1,717.98	
	Feb	56,967,147.30	4,632,147.85	2,539,000.00	0.00	291,274.09	40,531.29	2,500,000.00	7,843,000.00	48,831,341.91	1,716.02	
	Mar	48,831,341.91	4,243,107.14	2,220,000.00	0.00	545,133.19	41,105.10	2,500,000.00	11,964,000.00	36,001,103.62	1,712.44	
	Abr	36,001,103.62	3,166,382.14	2,588,000.00	57,425.51	377,283.93	29,684.83	2,500,000.00	18,905,000.00	16,834,560.36	1,703.43	
	May	16,834,560.36	1,655,798.81	6,468,000.00	111,135.56	211,885.95	16,040.55	2,500,000.00	23,172,000.00	3,900,000.00	1,692.50	
	Jun	3,900,000.00	650,000.00	12,569,000.00	174,729.10	49,245.95	6,093.75	2,500,000.00	13,005,000.00	3,900,000.00	1,692.50	
	Jul	3,900,000.00	650,000.00	24,843,000.00	136,169.80	59,161.05	6,296.88	2,500,000.00	7,058,000.00	19,255,711.88	1,703.96	
	Ago	19,255,711.88	1,778,267.51	28,700,000.00	379,765.03	151,604.42	17,226.97	2,500,000.00	17,629,000.00	28,037,645.52	1,708.86	
	Sept	28,037,645.52	2,433,136.43	25,541,000.00	329,505.07	230,529.94	22,810.65	2,500,000.00	11,330,000.00	39,824,809.99	1,713.54	
	Oct	39,824,809.99	3,543,681.22	16,913,000.00	157,963.13	545,893.46	34,329.41	2,500,000.00	9,093,000.00	44,722,550.25	1,714.91	
	Nov	44,722,550.25	3,978,388.66	8,173,000.00	229,262.60	405,254.58	37,297.39	2,500,000.00	8,491,000.00	41,691,260.88	1,714.04	
	Dic	41,691,260.88	3,719,216.70	5,509,000.00	18,279.95	385,790.63	36,029.91	2,500,000.00	7,805,000.00	36,491,720.29	1,712.59	
1953	Ene	36,491,720.29	3,215,213.40	4,403,000.00	0.00	384,735.65	31,147.38	2,500,000.00	6,766,000.00	31,212,837.26	1,710.60	
	Feb	31,212,837.26	2,706,581.64	3,141,000.00	0.00	318,827.20	23,682.59	2,500,000.00	7,843,000.00	23,668,327.47	1,705.98	
	Mar	23,668,327.47	2,076,556.40	3,236,000.00	0.00	315,003.22	20,116.64	2,500,000.00	11,964,000.00	12,105,207.61	1,701.73	
	Abr	12,105,207.61	1,381,825.10	3,285,000.00	0.00	224,371.09	12,954.61	2,500,000.00	18,905,000.00	3,900,000.00	1,692.50	
	May	3,900,000.00	650,000.00	3,942,000.00	20,161.05	116,118.60	6,296.88	2,500,000.00	23,172,000.00	3,900,000.00	1,692.50	
	Jun	3,900,000.00	650,000.00	5,504,000.00	90,669.80	75,135.45	6,093.75	2,500,000.00	13,005,000.00	3,900,000.00	1,692.50	
	Jul	3,900,000.00	650,000.00	13,849,000.00	195,000.00	74,033.70	6,296.88	2,500,000.00	7,058,000.00	8,305,669.43	1,697.98	
	Ago	8,305,669.43	998,824.40	18,384,000.00	121,043.53	87,693.79	9,676.11	2,500,000.00	17,629,000.00	6,584,343.06	1,695.73	
	Sept	6,584,343.06	798,522.02	15,923,000.00	76,739.56	90,408.66	7,486.14	2,500,000.00	11,330,000.00	8,656,187.82	1,698.43	
	Oct	8,656,187.82	1,043,473.70	10,345,000.00	137,950.35	109,122.31	10,108.65	2,500,000.00	9,093,000.00	7,426,907.21	1,696.83	
	Nov	7,426,907.21	889,499.18	6,717,500.00	26,081.90	63,772.64	8,339.05	2,500,000.00	8,491,000.00	3,900,000.00	1,692.50	
	Dic	3,900,000.00	650,000.00	4,583,000.00	1,597.70	51,944.75	6,296.88	2,500,000.00	7,805,000.00	3,900,000.00	1,692.50	
1954	Ene	3,900,000.00	650,000.00	2,728,000.00	109.85	70,398.25	6,296.88	2,500,000.00	6,766,000.00	3,900,000.00	1,692.50	
	Feb	3,900,000.00	650,000.00	2,342,000.00	0.00	72,931.95	5,687.50	2,500,000.00	7,843,000.00	3,900,000.00	1,692.50	
	Mar	3,900,000.00	650,000.00	2,652,000.00	1,762.80	98,601.75	6,296.88	2,500,000.00	11,964,000.00	3,900,000.00	1,692.50	
	Abr	3,900,000.00	650,000.00	2,698,000.00	5,949.45	87,033.70	6,093.75	2,500,000.00	18,905,000.00	3,900,000.00	1,692.50	
	May	3,900,000.00	650,000.00	5,877,000.00	41,093.00	77,008.75	6,296.88	2,500,000.00	23,172,000.00	3,900,000.00	1,692.50	
	Jun	3,900,000.00	650,000.00	10,687,000.00	78,000.00	49,796.50	6,093.75	2,500,000.00	13,005,000.00	3,900,000.00	1,692.50	
	Jul	3,900,000.00	650,000.00	29,526,000.00	114,245.95	46,822.10	6,296.88	2,500,000.00	7,058,000.00	23,929,126.98	1,706.15	

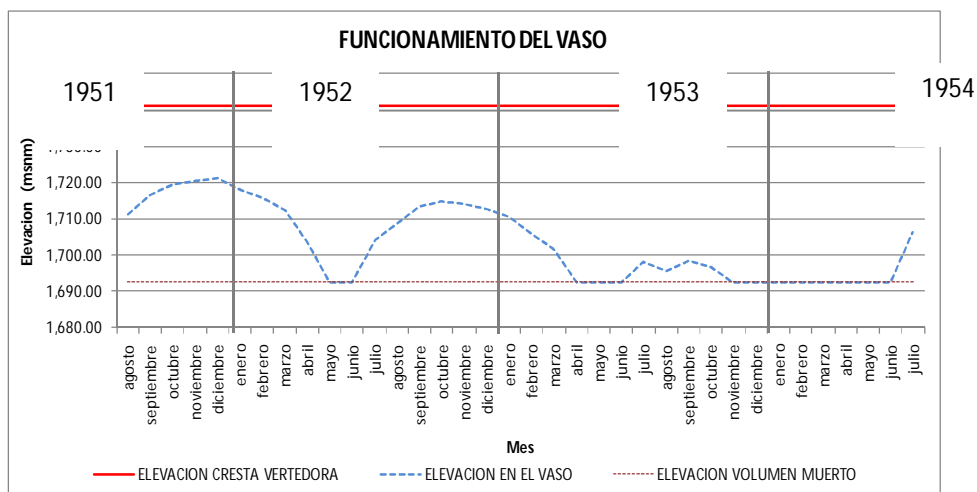
$$V_{acumulados} = \sum_{i=1}^n V_{finales} = 32,685,729.45 + \dots + 23,929,126.98 = 813,125,590.38m^3$$

$$\bar{V}_{mensual} = \frac{\sum_{i=1}^n V_{finales}}{12} = \frac{813,125,590.38}{12} = 67,760,465.865m^3$$

$$\bar{V}_{trimestral} = 3\bar{V}_{mensual} = 3(67,760,465.865) = 203,281,397.595m^3$$

Gráficamente el funcionamiento del vaso sería el siguiente

OBRAS HIDRÁULICAS



Se observa con claridad que el diseño adoptado y su interacción con las entradas y salidas del vaso, no generará derrames sobre el vertedor (E 1740 msnm), sin embargo al tener un año normal (1952) y dos años secos (1953 y 1954), el vaso no almacenará agua suficiente, por lo cual en 13 ocasiones llegará a la elevación de la capacidad muerta (E 1692.50 msnm). El análisis y conclusión de esta situación se presenta a continuación de la tabla 4.1.2.

AÑO	MES	FALLOS						
		DERRAMES m ³	DÉFICIT GENERACIÓN ENERGÍA ELÉCTRICA m ³	%	FALLO > 50%	DÉFICIT DE RIEGO m ³	%	FALLO > 50%
1951	agosto	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	septiembre	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	octubre	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	noviembre	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	diciembre	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
1952	enero	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	febrero	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	marzo	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	abril	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	mayo	-	-	0.00%	6,386,230.58	27.56%	-	-
	junio	-	-	0.00%	2,816,610.60	21.66%	-	-
	julio	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	agosto	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	septiembre	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	octubre	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	noviembre	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	diciembre	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
1953	enero	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	febrero	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	marzo	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	abril	-	-	0.00%	10,152,118.09	53.70%	1	-
	mayo	-	-	0.00%	21,832,254.43	94.22%	1	-
	junio	-	-	0.00%	9,991,559.40	76.83%	1	-
	julio	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	agosto	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	septiembre	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	octubre	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
	noviembre	-	-	0.00%	792,622.59	9.33%	-	-
	diciembre	-	-	0.00%	5,778,643.93	74.04%	1	-
1954	enero	-	-	0.00%	6,614,585.28	97.76%	1	-
	febrero	-	236,619.45	9.46%	7,843,000.00	100.00%	1	-
	marzo	-	-	0.00%	11,915,135.83	99.59%	1	-
	abril	-	-	0.00%	18,794,178.00	99.41%	1	-
	mayo	-	-	0.00%	19,837,212.63	85.61%	1	-
	junio	-	-	0.00%	4,795,890.25	36.88%	-	-
	julio	-	-	0.00%	-	0.00%	-	-
		0	1	0.26%	0	13	24.43%	9

Tabla E.4.1.2 Resumen de fallas en la entrega de agua

CONCLUSIÓN: Conforme a la simulación del funcionamiento del vaso, se puede ver que para la generación de energía eléctrica solo se tiene un fallo con una deficiencia del 9% del volumen demandado, en cambio para el riego se tienen 13 fallos, 5 de ellos con porcentaje mayor del 50% y un porcentaje promedio de 17% en los meses simulados. Destaca también que del volumen acumulado en la simulación, convertido a volumen medio trimestral, que el valor es menor que el volumen útil dado como dato, que conforme a lo señalado al final de la página 176, se puede concluir que la capacidad útil de la presa propuesta es aceptable. Sin embargo no debe de perderse de vista que para tener una base sólida para definir si la capacidad útil de la presa es la adecuada, se deberá de realizar la simulación con una mayor cantidad de años de registro.

4.5 GENERALIDADES DE PRESAS DERIVADORAS

Siendo constante la necesidad del agua para todos los seres vivos, el hombre ha buscado el modo de aprovecharla en beneficio propio y de todos los elementos que la requieren. En este tema se considera que se van a utilizar aguas superficiales, que se reúnen en la superficie de la tierra después de las precipitaciones pluviales o que emanan de los manantiales de un modo natural.

Esta agua escurre por arroyos y ríos, siguiendo la pendiente natural descendente de los terrenos. Si el escurrimiento es abundante y más o menos permanente o se conserva con gasto suficiente para las necesidades por satisfacer, es posible utilizarlo con solo interponer un obstáculo en el río que permita sobre-elevar el nivel de la superficie del agua para poder extraerla por uno o por ambos lados o márgenes del cauce. Este sistema se llama DERIVACIÓN.

Este tipo de presas se puede decir que no almacenan el agua, por lo que el potencial de la corriente deberá de ser suficiente para satisfacer el gasto máximo demandado que se pretende abastecer. La estructura está compuesta de una cortina, obra de toma y estructura de limpieza, como se puede ver en la Figura 4.15, las cuales deberán de diseñarse de acuerdo al gasto de proyecto a derivar, el gasto máximo que pasará por la cortina (en su totalidad o en parte de ella), la cantidad de sedimentos que transporta el cauce, topografía del sitio seleccionado para la construcción de la presa derivadora, características del terreno donde se desplantará la cortina, terreno a inundar, materiales de la región que se puedan utilizar para la construcción de la cortina y las indemnizaciones por daños al construir la presa. Para tener la seguridad de que el diseño de la presa derivadora se encuentra en el sitio adecuado se deberán de realizar una serie de alternativas de sitios probables y por medio de un análisis técnico-económico se deberá de seleccionar la mejor alternativa, es decir aquella que represente el mayor beneficio con el menor costo y que sus características técnicas sean de las mejores.

En el diseño hidráulico se deberán contemplar los siguientes aspectos:

La elevación de la cresta vertedora depende de la carga hidráulica que se requiera para operar la obra de toma y de la elevación del conducto al inicio de la conducción. El gasto del vertedor es el correspondiente a la avenida máxima de proyecto, de acuerdo con el estudio hidrológico. La obra de toma se ubicará en el tanque desarenador o estructura de limpieza, permitiendo el paso del agua

OBRAS HIDRÁULICAS

captada a una caja con sección mínima de 0.7×0.7 m, la cual conectará con la conducción y deberá de contemplar una o varias compuertas de seccionamiento. El orificio de conexión entre el tanque desarenador y la caja de la obra de toma se deberá de diseñar hidráulicamente utilizando la fórmula para orificios trabajando en forma ahogada, considerando tirantes pequeños para tener velocidades bajas y que no entren sedimentos a la caja y además permitir que la obra de toma quede lo más alta posible para evitar el bombeo del agua captada. El tanque desarenador está formado por dos paredes verticales y paralelas, una que divide la cortina del desarenador y la otra en la ladera, donde se localiza la toma y la línea de conducción, al final del tanque se deberá de instalar una compuerta, generalmente radial para su fácil operación y lo más próximo que se pueda a la obra de toma, ya que se deberá de producir un flujo rápido que pueda transportar el material sedimentado, es decir se debe de procurar que la velocidad de salida del desarenador se encuentre entre 2.5 y 4.0 m/s, aunque en presas pequeñas se puede aceptar 1.5 m/s.

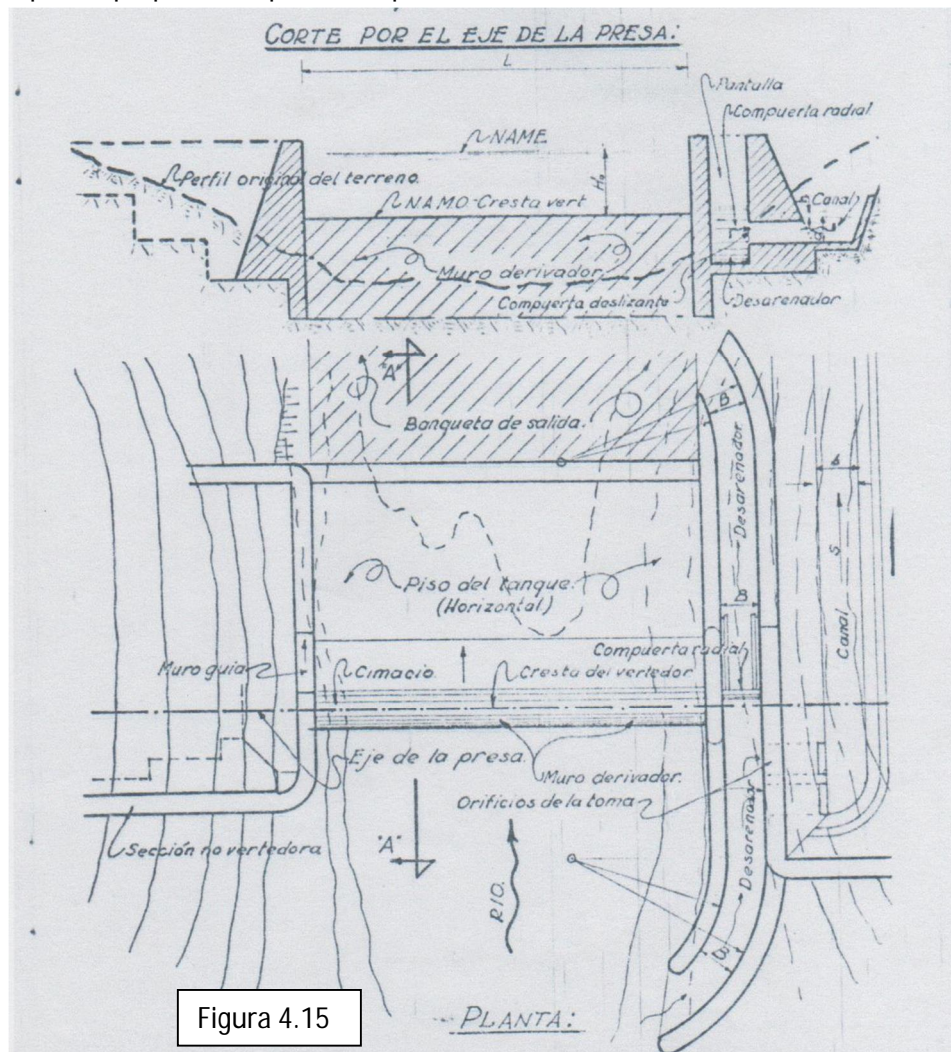


Figura 4.15

Según lo dicho antes, un proyecto de presa derivadora, contará con:

1. Un dique derivador, suficientemente impermeable que sobre-eleve el nivel del agua.

OBRAS HIDRÁULICAS

1.a). Una parte de ese dique debe prepararse para que sobre él pasen las avenidas del río en épocas de lluvias. Será la zona vertedora. Este vertedor será tan largo como se requiera, con su cresta vertedora horizontal y estará situada a una elevación adecuada para que el agua alcance antes de él, el nivel conveniente para la derivación.

1. b). El resto de la cortina será no vertedora.

2. Un canal desarenador suficiente y adecuado para mantener limpio un canal que permita llevar el agua del río a la toma.

3. Una toma que pueda utilizarse para extraer el agua que se requiera.

Cabe recordar que el río es la "Fuente" que se utiliza, que la presa derivadora es la "captación" y que generalmente el agua derivada será conducida al sitio de su utilización o aprovechamiento, por gravedad, mediante canales a presión atmosférica.

Debido a que no se tiene un vaso regulador, a la presa llegará todo el caudal que conduzca el río, casi sin modificar el gasto.

1°. Si el agua es mucha, pasará la mayor parte por sobre la presa, aunque al mismo tiempo puede hacerse la derivación.

2°. Si en un momento dado, el agua conducida por el río tiene el mismo gasto necesario o programado en la toma, se derivará todo el volumen. La capacidad de la toma debe ser tan amplia como se requiera, y la altura del vertedor la necesaria para lograr la derivación que se proyecta. Recordando que más alta, encarece la obra y más baja, no se deriva completo.

3°. Finalmente, si el volumen de agua es menor del necesario, se derivará todo por el canal y el nivel del vertedor no será alcanzado por el líquido.

Por eso se dimensiona la toma para el segunda caso.

En cuanto a la localización de la presa, se considera que debe situarse a modo de que su eje quede perpendicular a los filamentos de agua en el río. Un esviamiento notable puede producir erosiones en la cimentación y sólo encarece el costo de la presa.

Debe localizarse el eje de la obra de preferencia en un tramo recto del río y a modo de poder aprovechar el agua por medio del canal de llamada, localizado en una margen del río.

Es conveniente apuntar que una presa derivadora, puede ser una obra de "cabeza" de un aprovechamiento o "auxiliar" de un sistema.

a) Será de "cabeza", si se utiliza como obra de captación y distribución del agua para su aprovechamiento.

b) Auxiliar, puede ser en dos formas:

OBRAS HIDRÁULICAS

- b.1). Captando las aguas de una corriente y alimentando total o parcialmente un almacenamiento construido en algún río próximo o en un vaso lateral.
- b.2). Recibiendo las aguas de una presa de almacenamiento construida sobre el mismo río y aguas arriba de la derivadora, para distribuir las o conducir las al lugar de su utilización.

La derivación debe satisfacer determinados requisitos indispensables, como son:

1°. Se debe dominar por gravedad el "sitio" de utilización de las aguas, la presa debe estar localizada aguas arriba de ese "sitio" y tener una elevación adecuada para el fin perseguido.

2°. Que esté lo más próximo posible al "sitio". La presa será más alta a medida que el lecho vaya teniendo menor altura, por lo que será necesario estimar qué es más adecuado: canal de conducción corto y cortina muy alta o canal de conducción más largo y cortina de menos altura.

3°. Que la boquilla para la construcción de la presa tenga topografía adecuada para situar la obra y que geológicamente sea favorable para ello.

4.5.1 Obra de toma y canal de llamada-desarenador

El agua en los orificios debe alcanzar una velocidad poco mayor a la del desarenador y casi igual que la del canal de conducción, con el objeto de no levantar los azolves ya depositados, pero evitando que haya azolvamiento en los orificios.

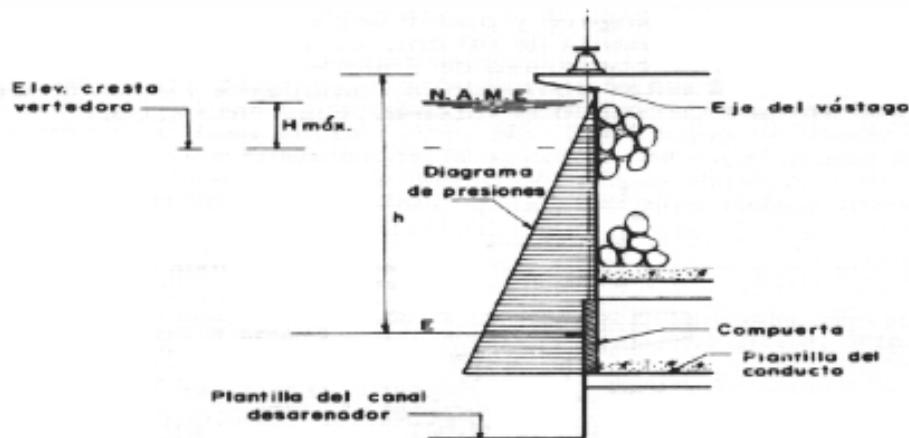


Figura 4.16 Escalón entre las plantillas del canal desarenador y conducto

Se considera adecuada una velocidad comprendida entre 0.70 y 0.90 m/s, con la finalidad de que no se propicie que los sedimentos del desarenador, se levanten y entren al canal de conducción, además de que una velocidad alta corresponde a compuertas reducidas, que origina que se requiera de una mayor carga hidráulica para que pase el gasto a derivar y se traduce en que la altura del vertedor o dique sea más alto y más cara la presa.

OBRAS HIDRÁULICAS

La carga con que trabajan los orificios, es el desnivel entre la elevación del agua en el canal para el gasto requerido, y la elevación del agua en el desarenador. La elevación de la cresta del vertedor, será igual a la del agua en el desarenador, para obligar que entre el gasto a derivar a la obra de toma. El muro lateral del desarenador que da al río, se pone a más de 0.50 m arriba de la cresta del vertedor, en cambio en el sitio del cimacio de la presa, los dos muros son tan altos como se requiere para que su corona domine la elevación de las aguas máximas en 0.50 m o más. En ellos se sitúan los mecanismos elevadores de la toma y los malacates que accionan la compuerta radial del desarenador como se ve en la Figura 4.17

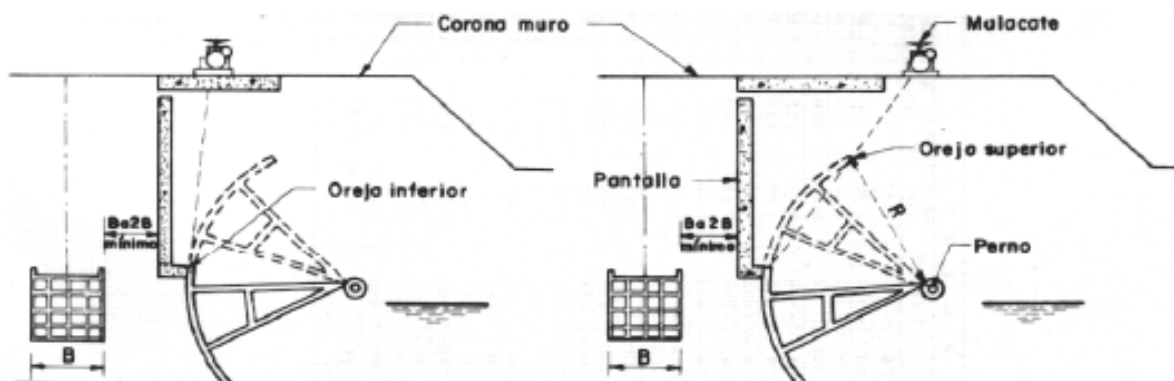


Figura 4.17 Vista lateral del canal desarenador con la compuerta deslizante de la obra de toma y la compuerta radial para operar la obra de limpieza

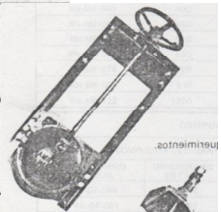
Para definir el número de orificios de la obra de toma (N_o), se deberá tomar en cuenta las dimensiones de las compuertas deslizantes que se pretendan colocar, lo cual se puede hacer utilizando la tabla 4.9, en función de ello se definirá el área de una compuerta y al dividir el área necesaria (gasto de diseño "Qd" entre una velocidad propuesta entre las recomendadas), se obtendrá el número de compuertas en número entero con fracción, el cual se deberá de redondearse a un valor entero, tanto hacia un valor superior como inferior, calculando la velocidad para cada uno de los valores enteros, seleccionando el número menor siempre y cuando quede su velocidad dentro de los valores recomendados de velocidad.

Es importante mencionar que es más común encontrar compuertas rectangulares o cuadradas, que circulares.

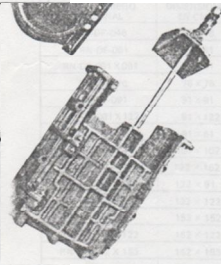
En la tabla 4.9, se debe considerar que en las compuertas rectangulares, la primera dimensión que se consigan en la segunda columna, es el ancho de la compuerta y la segunda dimensión es la altura y corresponden al tamaño del orificio, ya que la compuerta es ligeramente más grande para deslizarse en las guías de sujeción.

Tabla 4.9 Compuertas planas deslizantes

COMPUERTAS CIRCULARES TIPO MILLER CONSTRUIDAS EN FIERRO FUNDIDO						
TIPO POSTE CON VASTAGO DE LONGITUD VARIABLE DESDE 120 HASTA 450 CM EN MULTIPLIOS DE 30 CMS			TIPO CUÑA		TIPO MARCO	
MODELO RIEGO NACIONAL	Ø MM	PLANO S.A.R.H.	MODELO RIEGO NACIONAL	Ø MM	MODELO RIEGO NACIONAL	Ø MM
RN-MF-020	200	NO HAY	RN-MC-025	250	RN-MM-025	250
RN-MF-025	250	NO HAY	RN-MC-030	300	RN-MM-030	300
RN-MF-030	300	NO HAY	RN-MC-035	350	RN-MM-046	460
RN-MF-035	350	NO HAY	RN-MC-040	400		
RN-MF-040	400	NO HAY	RN-MC-046	460		
RN-MF-046	460	TMC-452	RN-MC-051	510		
RN-MF-051	510	NO HAY	RN-MC-062	620		
RN-MF-062	620	TMC-452	RN-MC-076	760		
RN-MF-076	760	TMC-452	RN-MC-091	910		
RN-MF-091	910	TMC-452	PLANO S.A.R.H. NO HAY			
RN-MF-122	1220	NO HAY	FAVOR DE SOLICITAR INFORMACION A LA FABRICA			



COMPUERTAS DESLIZANTES RECTANGULARES DE FIERRO FUNDIDO						
COMPUERTA DESLIZANTE			COMPUERTA DE PISO		CHECK TIPO CHARNELA	
MODELO RIEGO NACIONAL	DIMENSIONES EN CMS.	PLANO S.A.R.H.	MODELO RIEGO NACIONAL	Ø MM	MODELO RIEGO NACIONAL	Ø mm
RN-DF-046	46 × 46	NO HAY	RN-PF-025	250	RN-CF-046	460
RN-DF-061	61 × 61	TMC-98	RN-PF-030	300	RN-CF-062	620
RN-DF-061 X 091	61 × 91	TMC-101	RN-PF-046	460	RN-CF-076	760
RN-DF-076	76 × 76	TMC-102	RN-PF-051	051	RN-CF-091	910
RN-DF-091	91 × 91	TMC-103	RN-PF-062	062	RN-CF-122	1220
RN-DF-091 X 122	91 × 122	TMC-104	RN-PF-076	076		
RN-DF-091 x 061	91 × 61	TMC-105	RN-PF-091	091		
RN-DF-107	107 × 107	TMC-106	RN-PF-122	1220		
RN-DF-122 X 152	122 × 152	TMC-107				
RN-DF-122 X 091	122 × 91	TMC-108				
RN-DF-122	122 × 122	TMC-109				
RN-DF-152	152 × 152	TMC-110				
RN-DF-152 X 122	152 × 122	TMC-111				
RN-DF-152 X 183	152 × 183	TMC-112				
RN-DF-183	183 × 183	TMC-113				
RN-DF-200	200 × 200	TMC-249	FAVOR DE SOLICITAR INFORMACION A LA FABRICA			



Una vez determinado el número de orificios y con las dimensiones de éste, se calcula la carga hidráulica (**ho**) necesaria para que pase el gasto unitario o gasto en cada orificio ($Q_o = Q_d / N_o$), despejando "ho" de la ecuación para orificios:

$$Q_o = CA_o \sqrt{2gh_o} \tag{4.12}$$

En donde: Q_o = Gasto unitario por cada uno de los orificios, en m³/s.

C = Coeficiente de gasto que conforme al libro "WATER MEASUREMENT MANUAL" del BUREAU OF RECLAMATION DE USA, para orificios con descarga sumergida y controlados por compuertas (Págs. 98 Y 99), el coeficiente "C" es igual a 0.65

h_o = Carga hidráulica en el orificio, en m (para descarga sumergida es igual a la diferencia entre los niveles del agua, aguas arriba y aguas abajo del orificio).

La elevación definida por **ho**, corresponderá al nivel de la cresta vertedora de la cortina.

OBRAS HIDRÁULICAS

Los desarenadores son estructuras hidráulicas para remover la arena del agua captada para un sistema de aprovechamiento y los factores a tener en cuenta en el análisis y el diseño de un desarenador son la temperatura, la viscosidad del agua, el tamaño de las partículas de arena a remover, la velocidad de sedimentación de la partícula y la velocidad de arrastre.

Para el diseño deben tenerse en cuenta algunas consideraciones como son:

- Las partículas se toman como distribuidas uniformemente.
- El flujo alrededor de las partículas es laminar.
- Para un acueducto no debe pasar más del caudal máximo diario (QMD) por el desarenador
- El vertedero de excesos debe evacuar el caudal en exceso al QMD.

Los desarenadores normalmente están compuestos por cuatro zonas:

- Entrada o canal de llamada
- Zona de sedimentación
- Salida o canal de limpieza
- Cámara de depósito de sedimentos

Para definir las dimensiones del canal de llamada y desarenador se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$A_s = \frac{Qd}{\omega_c} \quad (4.13)$$

$$A_t = \frac{Qd}{w_a} \quad (4.14)$$

$$\omega_c = F1\sqrt{g\Delta Dp} \quad (4.15)$$

$$w_a = \sqrt{\frac{0.04g}{\omega_c^{0.2}(\Delta)Dp^{\frac{1}{33}}}} \quad (4.16)$$

$$F1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g\Delta Dp^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{g\Delta Dp^3}} \quad (4.17)$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (4.18)$$

En donde: A_s = Área superficial en el canal desarenador, en m^2 .

Qd = Gasto de diseño o gasto a derivar, en m^3/s .

ω_c = Velocidad de caída, que se puede calcular con la fórmula propuesta por Rubey (4.15)

w_a = Velocidad de arrastre, que se puede calcular con la fórmula 4.16

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

OBRAS HIDRÁULICAS

Δ = Relación entre los pesos específicos de la arena (γ_s) y el del agua (γ).

D_p = Diámetro de la arena, **en metros**.

V = Viscosidad cinemática, la cual depende de la temperatura del agua, en m^2/s .

Por medio de las ecuaciones anteriores se calculan A_s y A_t , partiendo de una propuesta de un ancho del canal (bc), el cual debe considerar que al final del canal de llamada-desarenador se tendrá el canal de limpieza, el cual se deberá de controlar por medio de una o varias compuertas radiales, lo cual limitará el ancho del canal de llamada-desarenador, por lo que deberá de tomarse el ancho de las compuertas comerciales (0.25, 0.50, 0.75, 1.0, 1.5, 1.75, 2.0, 2.3, 2.5, 2.75, 3.0 m, etc.) y el hecho de que se necesita construir una columna de 40 cm de ancho entre compuertas, así como se deberá de cuidar la recomendación del desnivel entre la plantilla del orificio y el fondo plano del canal de llamada-desarenador (cámara de depósito de sedimentos), para evitar que por acumulación se introduzcan las arenas, con lo cual se define el tirante de agua del canal (dc) y con la conjugación de A_s y A_t , se determina también la longitud del canal (L_c), al cual se le deberá de agregar un 20 % como factor de seguridad; esta longitud se debe medir al centro o eje del canal, desde la derivación del río, hasta la llegada al primer orificio de la obra de toma. Sabiendo de antemano el nivel del agua en la obra de toma (carga hidráulica en los orificios), se podrá definir la elevación de la plantilla horizontal del canal de llamada-desarenador.

Posterior a la compuerta o compuertas radiales, se deberá determinar la sección y pendiente del canal de limpieza (continuación del canal de llamada-desarenador), de tal forma que se tenga la velocidad recomendada para que al abrir las compuertas se arrastre el material sólido sedimentado en la cámara de depósito.

4.5.2 Dique o cortina

El dique o cortina que se construye para interponerse al paso del agua en el río deberá ser lo suficientemente resistente para soportar el empuje hidrodinámico de la corriente, al paso de la avenida de diseño asociada a un determinado periodo de retorno, que conforme a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas de la C.N.A. para presas derivadoras se muestran en la Tabla 4.10, por lo cual a veces será necesario hacer algunos cortes en las laderas para ampliar y acondicionar el cauce para mejorar la descarga.

Tabla 4.10 Periodos de retorno para definir el gasto de diseño en presas derivadoras

PRESA DERIVADORA EN:	Periodo de retorno
Zona de riego pequeña (menor de 1,000 Ha)	50 a 100 años
Zona de riego mediana (1,000 a 10,000 Ha)	100 a 500 años
Zona de riego grande (más de 10,000 Ha)	500 a 1000 años

El tipo de sección vertedora que se proyecte indicará el coeficiente de gasto que debe utilizarse, pero generalmente la que se recomienda es con perfil tipo Creager Figura 4.18

OBRAS HIDRÁULICAS

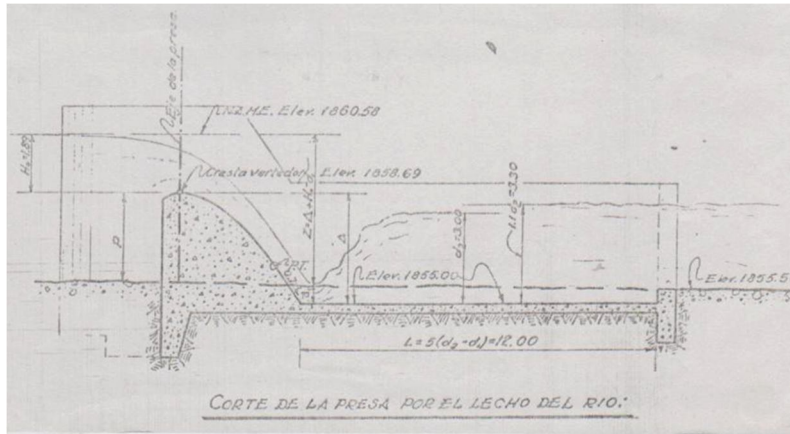


Figura 4.18

Para diseñar el vertedor o cimacio tipo Creager se utiliza la fórmula general para vertedores:

$$Q_v = C_d * L_v * H_v^{\frac{3}{2}} \quad (4.19)$$

En donde: Q_v = Gasto del río asociado a un periodo de retorno que deberá pasar sobre el vertedor, en m^3/s (ver tabla 4.10).

C_d = Coeficiente de gasto, el cual depende de la relación que se tenga entre la profundidad del vertedor aguas arriba y del talud del vertedor, tal como se puede ver en la Tabla 4.11 tomada del libro "Fundamentos de Hidráulica" de Silvestre Paschual.

Tabla 4.11 Coeficiente de gasto " C_d " para un vertedor tipo cimacio.

$\frac{p}{H_0}$	2. Inclinación del paramento aguas arriba			
	Vertical	1:1	1:3	2:3
0,1	1,850	-	-	-
0,2	1,940	2,000	1,957	1,991
0,3	2,000	2,050	2,016	2,044
0,4	2,050	2,090	2,064	2,090
0,5	2,070	2,098	2,082	2,103
0,6	2,090	2,107	2,098	2,117
0,7	2,100	2,109	2,108	2,123
0,8	2,110	2,112	2,110	2,130
0,9	2,115	2,115	2,120	2,132
1,0	2,120	2,115	2,124	2,136
1,5	2,140	2,130	2,142	2,142
2,0	2,150	2,139	2,152	2,152
2,5	2,153	2,141	2,155	2,155
3,0	2,156	2,142	2,158	2,158
> 3,0	2,156	2,142	2,158	2,158

L_v = Longitud del vertedor, en m.

H_v = Carga hidráulica sobre el vertedor, en m.

OBRAS HIDRÁULICAS

Para el diseño del cimacio se utilizará la Figura 4.19 y cuyos valores, para mayor detalle se presentan en la tabla 4.11, los cuales deben de ser multiplicados por " H_v ", para obtener el perfil de diseño.

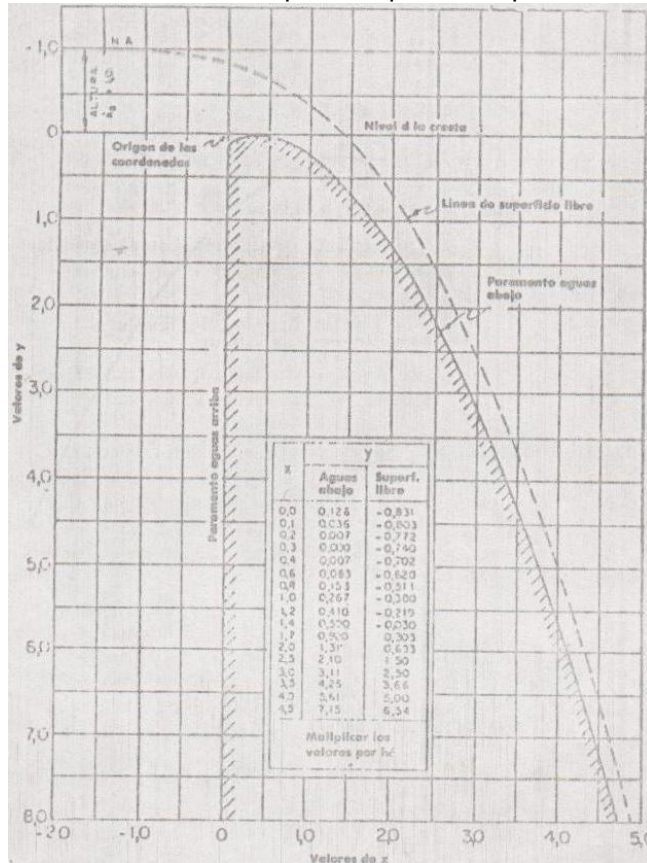


Figura 4.19

Tabla 4.11 Coordenadas de un cimacio tipo Creager para un tirante unitario

X	Y VERTEDOR	Y SUP. LIB.
0.00	0.126	-0.831
0.10	0.036	-0.803
0.20	0.007	-0.772
0.30	0.000	-0.740
0.40	0.007	-0.702
0.60	0.063	-0.620
0.80	0.153	-0.511
1.00	0.267	-0.380
1.20	0.410	-0.219
1.40	0.560	-0.030
1.70	0.920	0.305
2.00	1.310	0.635
2.50	2.100	1.500
3.00	3.110	2.500
3.50	4.250	3.650
4.00	5.610	5.000
4.50	7.150	6.540

* NOTA: para valores mayores se tiene un talud 0.7:1

OBRAS HIDRÁULICAS

Al final del cimacio se deberá verificar que se forme el salto hidráulico, por lo que para poder calcular el tirante conjugado menor al pie del vertedor, se apoya en la Figura 4.20 de la extinta SRH para "Espesores de láminas de agua en muros vertedores tipo cimacio", requiriendo calcular la velocidad teórica V_t en el conjugado menor por medio de la ecuación 4.20

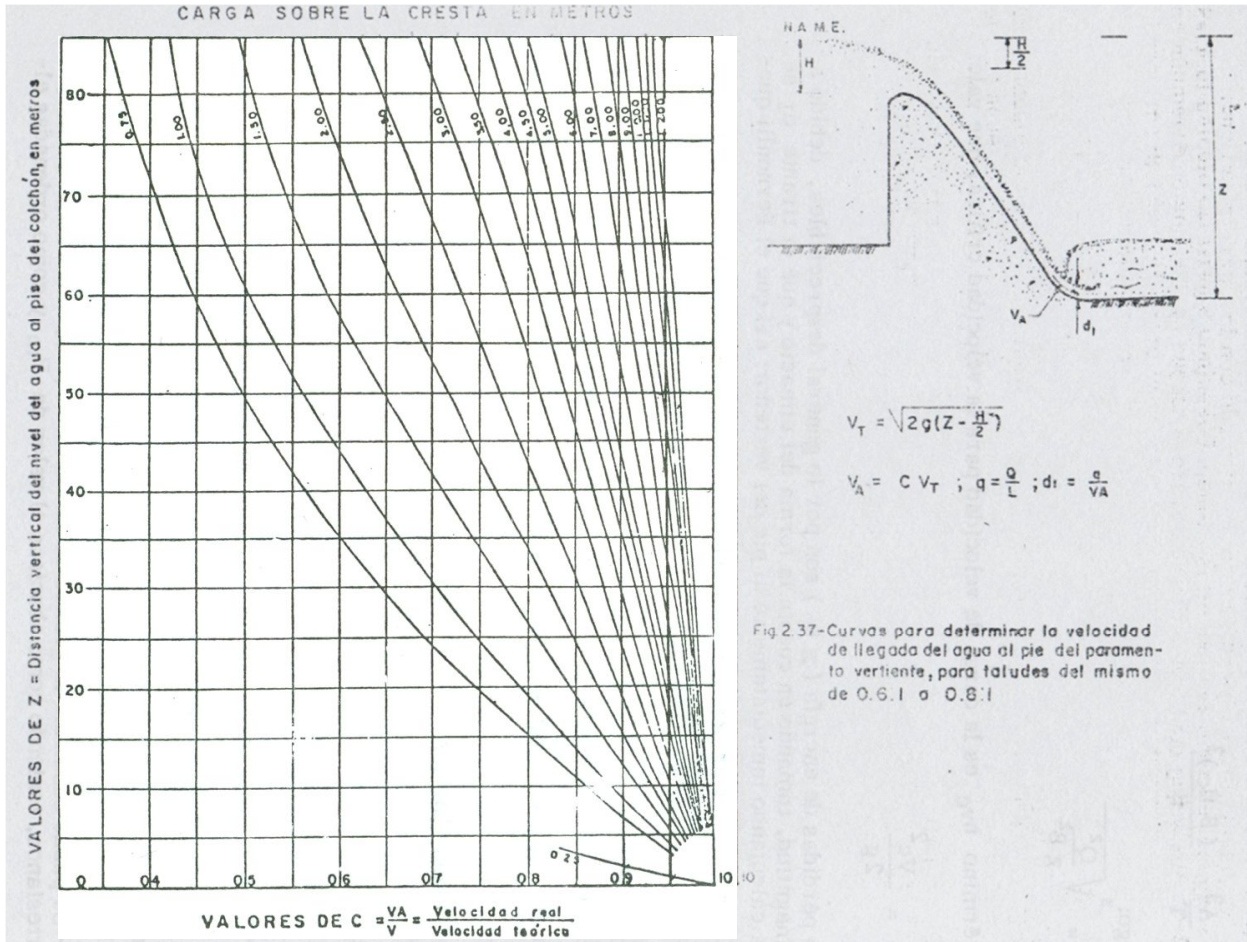


Figura 4.20

$$V_t = \sqrt{2g\left(Z - \frac{H_v}{2}\right)} \quad (4.20)$$

De la Figura 4.20 se puede apreciar como calcular el valor de Z , y de la misma se determina el coeficiente C , para posteriormente calcular la velocidad real V_a con la ecuación 4.21

$$V_a = C * V_t \quad (4.21)$$

Finalmente al dividir el gasto de diseño en el vertedor Q_v , entre la longitud del vertedor L_v , se obtiene el gasto unitario, que a su vez se divide entre la velocidad real y como tenemos sección rectangular dicha división nos da el tirante conjugado menor d_1 y a partir de él se encuentra el conjugado mayor d_2 y al comparar las energías de éste último y la del normal del río aguas abajo de la presa derivadora se define la condición del salto hidráulico, tal como se vio en el ejemplo 2.1, al final del tema 2.3

4.5.3 Obra de limpieza y protección

Como se comentó en el tema 4.5, al final del canal de llamada-desarenador se deberá de instalar una o varias compuerta, generalmente radial para su fácil operación y lo más próximo que se pueda a la obra de toma, ya que se deberá de producir un flujo rápido que pueda transportar el material sedimentado, es decir se debe de procurar que la velocidad de salida del desarenador se encuentre entre 2.5 y 4.0 m/s, aunque en presas pequeñas se puede aceptar 1.5 m/s. Para su diseño se deberá considerar que la obra de limpieza seguirá siendo un canal rectangular, generalmente con las mismas dimensiones que el canal de llamada y procurando terminar su piso a nivel de la obra de protección, la cual, de ser necesario, será un tanque amortiguador que evite que se barra el salto hidráulico o de lo contrario descargará en la obra de transición, que se deberá construir para regresar de sección rectangular a la sección trapecial del río y que por sus características es de concreto que resistirá la descarga del agua de la obra de limpieza.

La obra de protección se definirá su diseño y construcción, en función de sí se barre el salto hidráulico y para su diseño se puede seguir la metodología expuesta en el ejemplo 2.1, al final del tramo 4 del canal de conducción.

EJEMPLO RESUELTO

EJEMPLO 4.3 Proyectar una presa derivadora de tipo rígido de concreto que permita el paso de una avenida de $450 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 50 años, sabiendo por medio de un levantamiento topográfico que la longitud máxima que puede tener la cortina vertedora es de 80 m. La elevación en los hombros del río es 1860.26 msnm y en el lecho del río es de 1855.55 msnm y el fondo del cauce tiene un ancho de 66.957 m, pendiente de 0.00015, una rugosidad de 0.028 y taludes $k=2$

Las características del canal de derivación son las siguientes: $Q_{\text{derivar}} = 3.5 \text{ m}^3/\text{s}$, sección trapecial, simétrica revestida con taludes $k = 0.5$, ancho del fondo del canal 2.00 m, pendiente longitudinal del fondo del canal 0.0005, elevación de la rasante del canal en la derivación 1857.50 msnm

Datos:

$$Q_{\text{diseño}} = 450 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Tr = 50 \text{ años}$$

$$\text{Elevación río} = 1,855.55 \text{ msnm}$$

$$n_{\text{río}} = 0.028$$

Sección trapecial

$$S_{\text{canal}} = 0.0005$$

$$\text{Elevación canal} = 1,857.50$$

$$\gamma_s (\text{cuarzo}) = 2,650 \text{ kg/m}^3$$

$$L_V^{\text{máx}} = 80 \text{ m}$$

$$S_{\text{río}} = 0.00015$$

$$Q_{\text{derivar}} = 3.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$k = 0.50$$

$$b_{\text{canal}} = 2.00 \text{ m}$$

$$v(20^\circ\text{C}) = 1.007 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$D_p (\text{arena cuarzo}) = 1 \text{ mm}$$

Nota: Para definir el peso específico de los sedimentos a depositar en el desarenador, se considera que están conformados de cuarzo y el valor promedio es de 2650 kg/m^3 .

OBRAS HIDRÁULICAS

Incógnitas:

Canal de conducción: y_n ; Obra de toma: H_o , b_T y h_T ;

Canal de llamada-desarenador: d_c , b_c y L_c ; Cortina: L_v , H_v y Coordenadas del perfil Creager;

Definir tanque amortiguador; Elevaciones de toda la estructura.

Fórmulas:

Canal de conducción

$$Q = AV$$

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

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$P = b + 2d\sqrt{1+k^2}$$

$$A = bd + kd^2$$

Orificios de obra de toma

$$Q_d = C_d A_o \sqrt{2gH_o}$$

$$C_d = f(\text{forma y características de las compuertas})$$

$$A_o = f(\text{De las compuertas seleccionadas}) \dots \text{tabla 4.9}$$

Canal de llamada-desarenador

$$A_s = \frac{Q_d}{w}$$

$$w = F_1 \sqrt{g\Delta D}$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g\Delta D^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{g\Delta D^3}}$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

$$A_T = \frac{Q_d}{w_a}$$

$$w_a = \sqrt{\frac{0.04g}{\omega_c^{0.2} (\Delta) D_p^{\frac{1}{33}}}}$$

$$L_c = \frac{A_s}{b_c}$$

$$L_{1er\ tramo} = 1.20L_c$$

$$L_{2do\ tramo} = nb_T + 0.30(n-1)$$

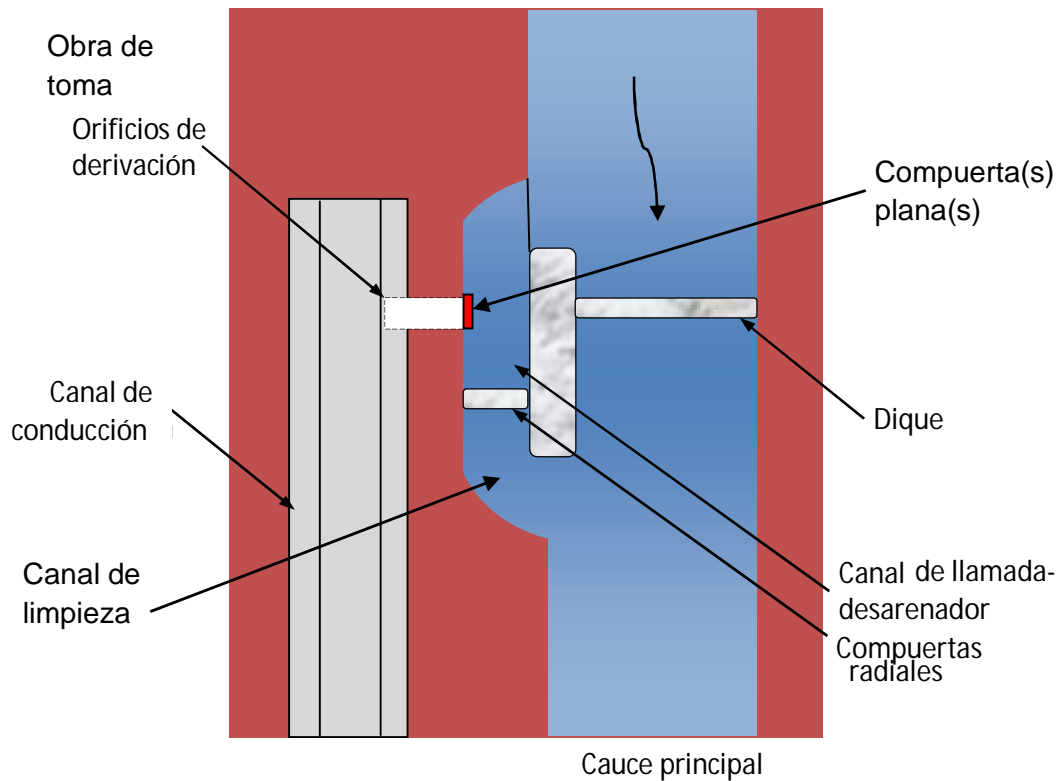
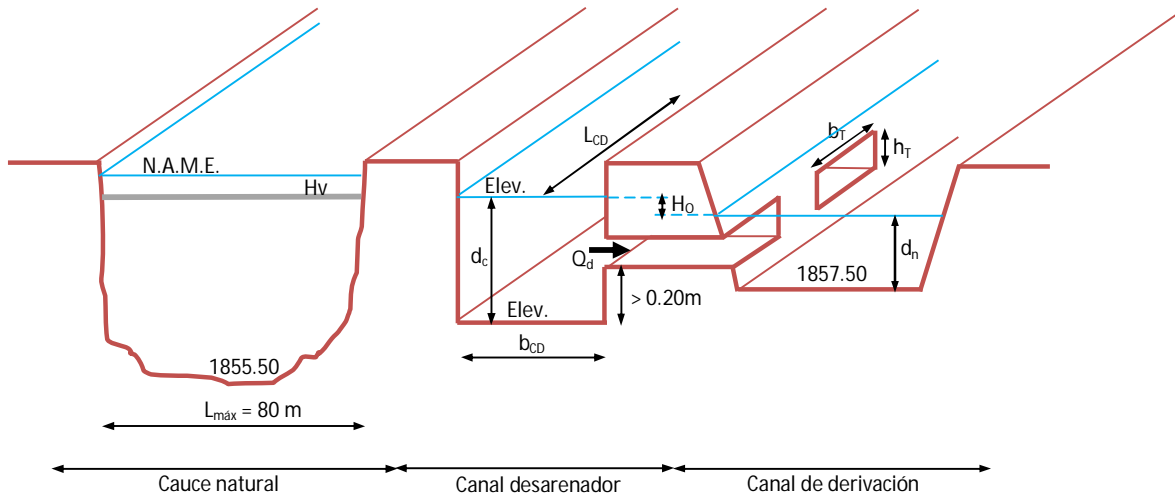
OBRAS HIDRÁULICAS

$n =$ número de compuertas

$L_{3er\ tramo} = 0.00 - 0.30m$ (entre dichos valores para tener un valor práctico)

Solución:

Se muestra a continuación un esquema del arreglo de la presa derivadora, así como las dimensiones a diseñar para que puedan cumplirse todas las condiciones del problema:



Para este diseño y problema en particular se tiene el siguiente orden en la solución de incógnitas:

OBRAS HIDRÁULICAS

- Tirante normal del canal de derivación que permita conducir el gasto a derivar (3.5 m³/s).
- Carga necesaria en el (los) orificio(s) que permita pasar el gasto a derivar.
- Dimensiones del orificio (ancho y alto), las cuales estarán en función de las compuertas comerciales disponibles.
- Elevación en el canal desarenador, el cual se fijara sumándole a la plantilla del canal de derivación el tirante normal y la carga sobre el (los) orificio (s).
- El ancho y tirante en el canal desarenador que permita conducir el gasto a derivar, con una velocidad baja para que permita sedimentación de partículas del agua. El ancho del canal estará condicionado por las dimensiones de la(s) compuerta(s) radiales a instalar.
- La longitud del canal desarenador será el necesario para la instalación y correcto funcionamiento de la(s) compuerta(s) y que permita la sedimentación en su interior antes de llegar a los orificios de derivación.
- La elevación del canal desarenador, será el nivel de la superficie libre del agua en el canal menos el tirante normal en su interior, verificando que existe cuando menos un diferencia en las plantillas de 20 cm.
- La altura del dique, se fijara en función de la altura de la superficie libre del agua en el canal desarenador.
- El Nivel de Aguas máximas Extraordinarias (N.A.M.E.) será la carga sobre el dique que permita escurrir el gasto de diseño (450 m³/s) con seguridad, si existe efecto de socavación al pie del dique se deberá proyectar un tanque amortiguador modificándose por tanto todas las dimensiones anteriores.

Diseño de la obra de toma (orificios de derivación)

La velocidad en estas estructuras está comprendida en un rango de 0.70 a 0.90 m/s, para este problema se propondrá una velocidad de 0.80 m/s para verificar cuantas compuertas se colocarán

Previo a proponer el tamaño de la compuerta y determinar la carga necesaria para que pase el gasto por cada compuerta, se debe calcular el tirante normal en el canal de conducción.

$$Q = \frac{A^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{P^{\frac{2}{3}} n}$$

$$3.5 = \frac{(2d_n + 0.5d_n^2)^{\frac{5}{3}} (0.0005)^{\frac{1}{2}}}{\left(2.00 + 2d_n \sqrt{1 + (0.5)^2}\right)^{\frac{2}{3}} (0.015)}$$

Solucionando la ecuación de continuidad y utilizando la ecuación de Manning para la velocidad, se tiene que el tirante normal en el canal de conducción es:

$$d_n = 1.190m$$

OBRAS HIDRÁULICAS

De acuerdo con el tirante que se presenta en flujo uniforme, se proponen de la tabla 4.9 (pág. 199) compuertas TMC – 106 (1.07 m de ancho y 1.07 m de altura) para cumplir con que la altura de la compuerta sea menor que el tirante normal ($d_n > h_T$) y garantizar que se tendrá una descarga ahogada, caso contrario se tendría que cambiar la propuesta de la compuerta.

$$b_T = 1.07m \quad h_T = 1.07m \quad A_T = 1.07(1.07) = 1.145m^2$$

El área requerida de orificios o de compuertas, conforme a la propuesta de velocidad de 0.8 m/s

$$A_{\text{orificios}} = \frac{3.5}{0.8} = 4.375m^2$$

Y el número de orificios es:

$$N_{\text{orificios}} = \frac{4.375}{1.145} = 3.821$$

Si se utilizan 4 compuertas TMC – 106 (1.07m de ancho por 1.07 m de alto) la velocidad de circulación en los orificios sería 0.764 m/s; mientras que si se utilizan 3 se tendría una velocidad de 1.019 m/s. Dado que la velocidad con tres compuertas está fuera del rango recomendado, se utilizaran cuatro compuertas para el resto del diseño y el gasto por cada orificio será:

$$q_o = \frac{3.5}{4} = 0.875 \frac{m^3}{s}$$

Se procede entonces a determinar la carga necesaria para que se descargue el q_o en cada compuerta

$$q_o = C_d A_o \sqrt{2gH_o} \Rightarrow H_o = \frac{\left(\frac{q_o}{C_d A_o}\right)^2}{2g}$$

El coeficiente de descarga conforme al libro "Water measurement manual" del Department of the Interior, Bureau of Reclamation de los Estados Unidos de Norteamérica, para orificios con descarga sumergida y controlados por compuertas toma un valor igual a:

$$C_d = 0.65$$

$$H_o = \frac{\left[\frac{0.875}{0.65(1.145)}\right]^2}{2(9.81)} = 0.070m$$

Conforme a lo anterior se muestra un esquema con las dimensiones (en m) y elevaciones (en msnm) {válido para todas las figuras que conforman el problema} del canal de derivación así como de los orificios para garantizar el gasto a derivar y el correcto comportamiento de las estructuras

OBRAS HIDRÁULICAS

Por ello se define primero un ancho aproximado a partir del área transversal y del tirante de agua antes mencionado y en función del ancho de las compuertas se define el ancho adecuado del canal de llamada-desarenador, verificando que se tenga un escalón mínimo recomendado de 20 cm entre el fondo del canal y la plantilla del orificio.

$$y_{C_{\min}} = 1858.761 - 1857.50 + 0.2 = 1.461m$$

$$b_c = \frac{A_t}{y_{c_{\min}}} = \frac{5.124}{1.461} = 3.508m$$

De acuerdo con los anchos comerciales de las compuertas radiales (ver página 201 de éstos apuntes, v.gr. 0.25, 0.50, 0.75, 1.0, 1.5, etc., en metros) se proponen dos compuertas de 1.50 m y considerando que entre ellas existe una pila de 0.40 m de espesor

$$b_c = 2(1.50) + (2 - 1)(0.40) = 3.400m$$

$$y_c = \frac{A_t}{b_c} = \frac{5.124}{3.400} = 1.507m$$

$$ELEV_{canal-llamada} = 1858.761 - 1.507 = 1857.254msnm$$

Entonces el escalón entre el piso del canal de llamada-desarenador y la plantilla del canal de conducción será:

$$\Delta z = ELEV_{canal-conducción} - ELEV_{canal-llamada} = 1857.500 - 1857.254 = 0.246m$$

Que al ser mayor al valor recomendado de 0.20 m, cumple con dicha recomendación. Como parte final del diseño del canal de llamada-desarenador se calcula su longitud de la forma siguiente:

$$L_c = \frac{35.709}{3.40} = 10.503m$$

Como se recomienda por seguridad dar un 20% adicional, se tendrá, para el primer tramo del canal, desde el río hasta antes de la obra de toma:

$$L_{c1^{\circ}tramo} = 1.2(10.503) = 12.603m$$

Para el tramo en la zona de la obra de toma:

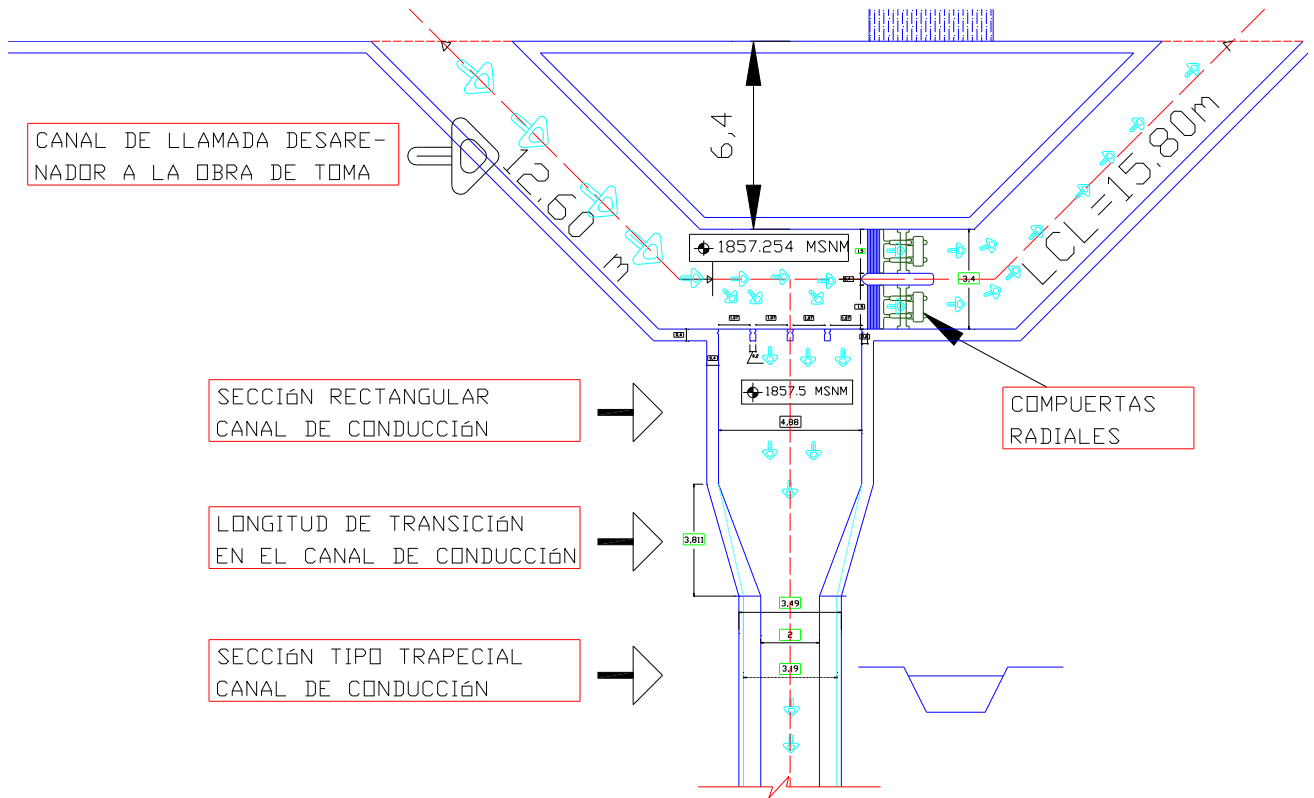
$$L_{c2^{\circ}tramo} = 4(1.07) + (4 - 1)(0.20) = 4.880m$$

El tercer tramo, es decir entre la última compuerta de la obra de toma y las compuertas radiales, se puede asignar entre 0 y 30 cm, para que de una longitud cerrada al decímetro, al sumar las tres longitudes; por lo que se propone:

OBRAS HIDRÁULICAS

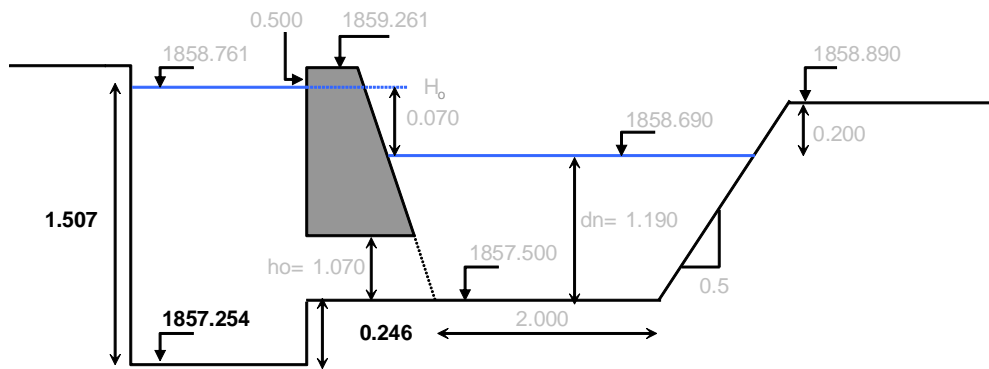
$$L_{3^{\circ}\text{tramo}} = 0.217m$$

$$L = 12.603 + 4.880 + 0.217 = 17.70m$$



PLANTA

(Nota: la planta es considerando como si el canal de conducción fuera perpendicular al río)

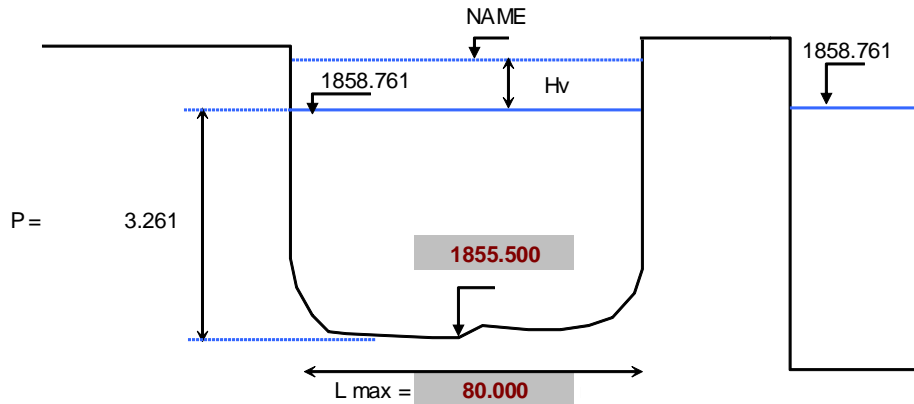


PERFIL

(Nota: el perfil es considerando como si el canal de conducción fuera paralelo al río)

Diseño de la cortina (Dique vertedor)

Una vez diseñados el canal de derivación y el canal de llamada se tienen como valores para comenzar el diseño del dique la elevación de superficie libre del agua, así como la profundidad que tendrá la estructura, se muestra a continuación la determinación de los valores de diseño restantes.



Para el cálculo del tirante sobre el vertedor se utilizará la longitud máxima entre hombros del río y de la tabla 4.11 (página 202), para un talud vertical aguas arriba y de una P respecto a H_v (ésta última es la variable que no se conoce) propuesto de 0.7 el coeficiente de descarga tiene un valor de 2.10, a partir de este valor se inicia un proceso iterativo hasta determinar el valor correcto del tirante sobre el vertedor.

Primer proceso

$$\frac{P}{H_v} = 0.70$$

$$P = 1858.761 - 1855.5 = 3.261m$$

$$C_d = 2.10$$

Segundo proceso

$$Q = C_d L H_v^{\frac{3}{2}} \Leftrightarrow H_v = \left(\frac{Q}{C_d L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_v = \left(\frac{450}{2.10(80)} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.929m$$

$$\frac{P}{H_v} = \frac{3.261}{1.929} = 1.691$$

OBRAS HIDRÁULICAS

De nueva cuenta de la Tabla 4.11 se determina el nuevo valor de C_d y se repite el proceso, se puede obtener mediante una interpolación lineal de valores o bien, para efectos de sistematizar la hoja de cálculo se puede realizar una regresión de los datos, obteniendo una ecuación en función de P/H_v para el rango de información dada en la literatura, para resolver este problema se usó la segunda opción con un valor de $R^2 = 0.999$

$$C_d = 2.148$$

Tercer proceso

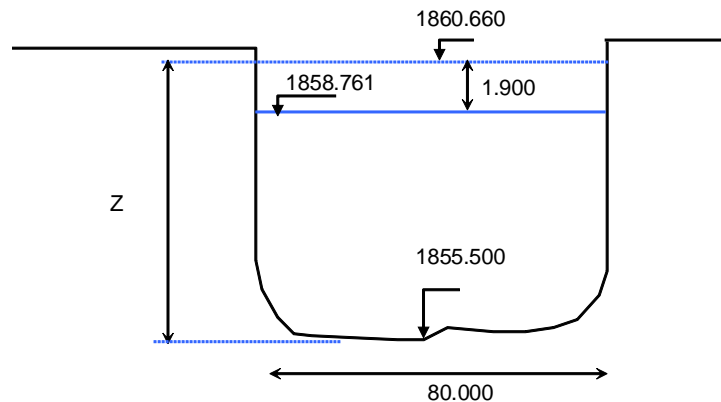
$$H_v = \left[\frac{450}{2.148(80)} \right]^{\frac{2}{3}} = 1.900m$$

$$\frac{P}{H_v} = \frac{3.261}{1.9} = 1.716$$

$$C_d = 2.148$$

Se observa que el valor del coeficiente de descarga es el mismo y al despejar de nueva cuenta se obtiene $H_v = 1.900$ m por lo que termina el proceso iterativo y se ha encontrado el valor correcto.

$$NAME = 1858.761 + 1.900 = 1860.660msnm$$

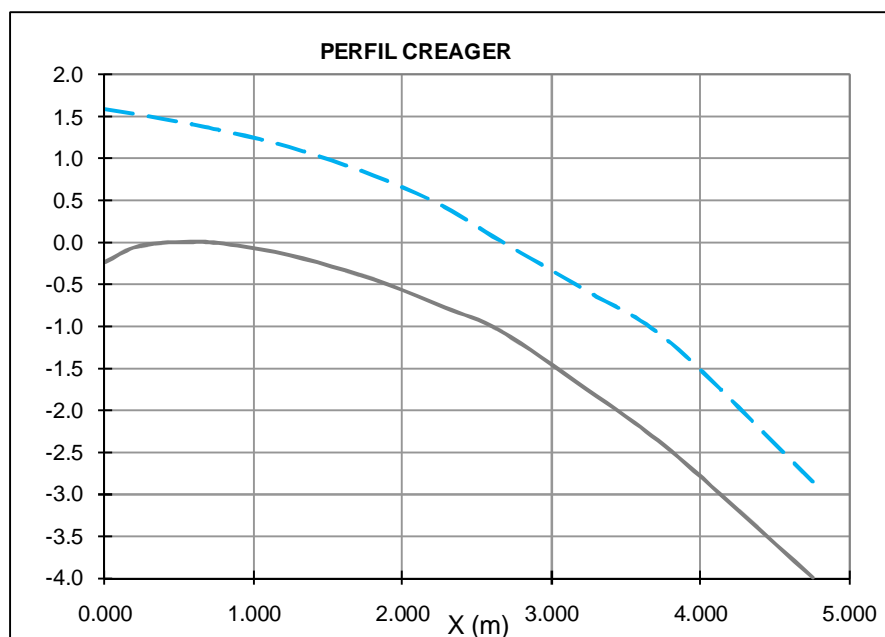


Una vez determinada la elevación del Nivel de Aguas Máximo Extraordinario se debe revisar que el remanso aguas arriba del vertedor no provoque desbordamientos, de ser así se pueden construir bordos a lo largo de la zona de afectación o bien rectificar el cauce en la zona del dique para darle mayor longitud de vertido y con esto disminuir H_v , lo que resulte técnica y económicamente más factible. Con la finalidad de concluir el diseño se supondrá que no ocurren desbordamientos.

Para construir el vertedor de cimacio tipo Creager se multiplican las coordenadas de un cimacio con carga unitaria (ver tabla 4.12 pág. 203), por la carga de diseño del vertedor (H_v) determinándose así el perfil para el gasto de diseño. Se muestra a continuación esta operación y la sección transversal del vertedor.

OBRAS HIDRÁULICAS

VALORES PARA $H_v = 1$ m			Coordenadas de diseño		
X	Y _{vertedor}	Y _{sup. libre}	X _{vertedor}	Y _{vertedor}	Y _{sup. libre}
0	0.126	-0.831	0.000	0.239	-1.579
0.100	0.036	-0.803	0.190	0.068	-1.525
0.200	0.007	-0.772	0.380	0.013	-1.466
0.300	0.000	-0.740	0.570	0.000	-1.406
0.400	0.007	-0.702	0.760	0.013	-1.334
0.600	0.063	-0.620	1.140	0.120	-1.178
0.800	0.153	-0.511	1.520	0.291	-0.971
1.000	0.267	-0.380	1.900	0.507	-0.722
1.200	0.410	-0.219	2.280	0.779	-0.416
1.400	0.560	-0.003	2.659	1.064	-0.006
1.700	0.920	0.305	3.229	1.748	0.579
2.000	1.310	0.635	3.799	2.488	1.206
2.500	2.100	1.500	4.749	3.989	2.849



Como se puede apreciar la "Y_{vertedor}" calculada en la tabla anterior, excede la altura de la cortina (3.32 m), pero no conviene hacer el ajuste del último punto del cimacio, ya que no sabemos si se requerirá de un tanque amortiguador para la disipación de la energía por medio de un salto hidráulico bien formado.

Definición de la necesidad de tanque amortiguador o Diseño de la obra de protección.

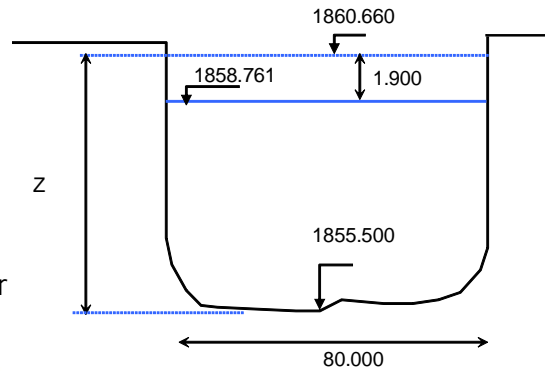
A continuación se verifica si se presentara un salto hidráulico al pie del vertedor o si es necesario diseñar un tanque amortiguador. Para hacer lo mencionado, primero se deberá calcular el

OBRAS HIDRÁULICAS

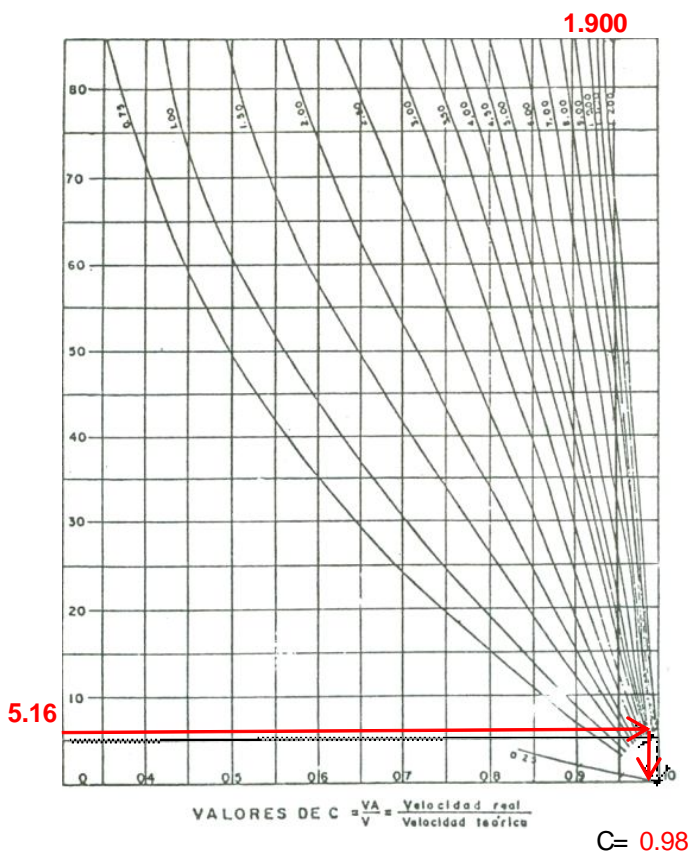
conjugado menor al pie del cimacio, procediendo a utilizar la Figura 4.20 (pág. 204), por lo que primero se deberán calcular los siguientes parámetros:

$$Z = NAME - ELEV_{fondo-cauce} = 1860.66 - 1855.5 = 5.16m$$

$$V_T = \sqrt{2(9.81) \left(5.16 - \frac{1.9}{2} \right)} = 9.089m/s$$



De la Figura 4.23, con $Z=5.16m$ y $H_v=1.9m$, se puede leer



Entonces: $V_R = CV_T = 0.98(9.089) = 8.907m/s$

$$q = \frac{450}{80} = 5.625 \frac{m^3}{s} m$$

Conjugado menor

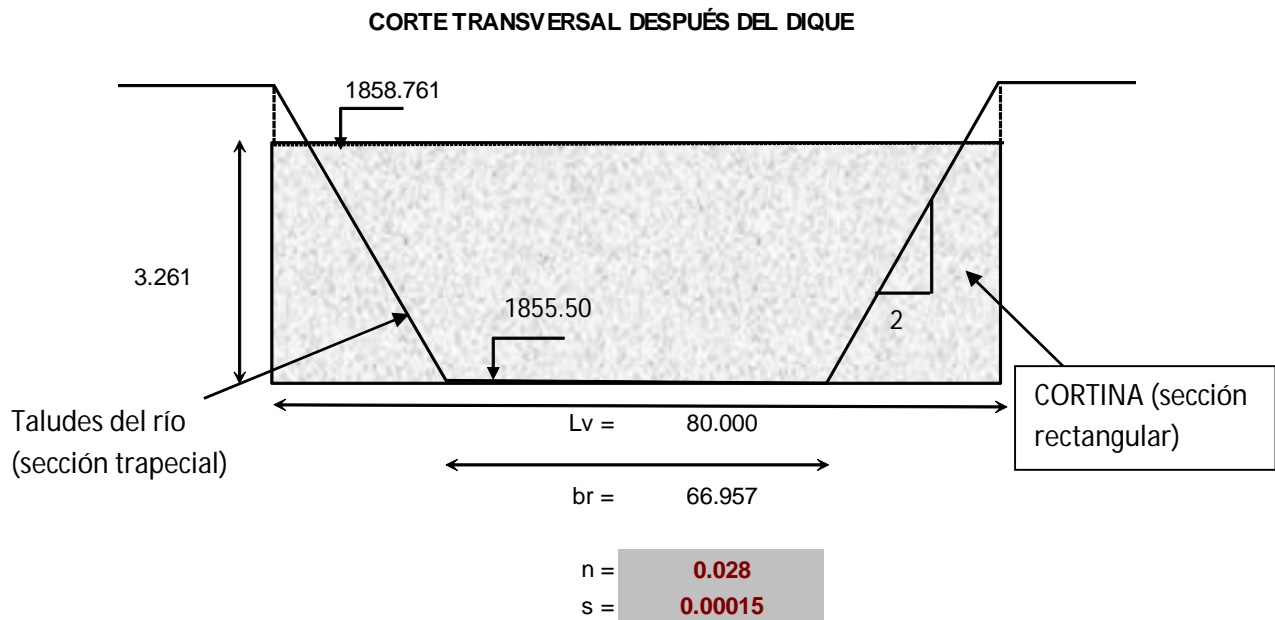
OBRAS HIDRÁULICAS

$$d_1 = \frac{q}{V_R} = \frac{5.625}{8.0907} = 0.632m$$

Conjugado mayor (recordar que se da en una sección rectangular)

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \frac{1}{2} \left[\frac{2V_R^2}{g} + \frac{d_1^2}{4} \right]^{\frac{1}{2}} = -\frac{0.632}{2} + \frac{1}{2} \left[\frac{2(8.907)^2(0.632)}{9.81} + \frac{(0.632)^2}{4} \right]^{\frac{1}{2}} = 2.896m$$

$$L_s = 5(d_2 - d_1) = 5(2.896 - 0.632) = 11.322m$$



Aguas abajo del dique se debe calcular el tirante normal en el río al paso de la avenida de diseño y posteriormente calcular su energía para poder comparar con la del conjugado mayor y definir si se tiene necesidad o no, de un tanque amortiguador.

$$450 = \frac{(66.706d_n + 2d_n^2)^{\frac{5}{3}} (0.00015)^{\frac{1}{2}}}{(66.796 + 2d_n \sqrt{1 + (2)^2})^{\frac{2}{3}} (0.028)}$$

$$d_n = 5.029m$$

Se verifica si la estructura ocupará tanque amortiguador, para ello se comparan las energías de los tirantes conjugado mayor del salto hidráulico y normal en el cauce.

OBRAS HIDRÁULICAS

$$E_n = 5.029 + \frac{\left(\frac{450}{66.957(5.039) + 2(5.029)^2}\right)^2}{19.62} = 5.120mca$$

$$E_2 = 2.896 + \frac{\left(\frac{450}{80(2.896)}\right)^2}{19.62} = 3.088mca$$

Debido a que $E_n > E_2$ se presentara un salto ahogado, por ello no se requiere de tanque amortiguador para disipar energía, y por lo tanto es necesario regresar a ajustar las coordenadas del cimacio calculado en su último punto, conforme a la altura de la cortina de 3.261 m

X	Y vertedor	Y sup. libre
3.799	2.488	1.206
4.288	3.261	2.052
4.749	3.989	2.849

Cabe resaltar que al usar la función "interpolate" del programa Excel, se puede tener valores diferentes, como es el caso de la "X" del cimacio, que tendría un valor de 4.316 m.

Diseño de la obra de limpieza (continuación del canal de llamada-desarenador)

Como el objetivo de la obra de limpieza es regresar los sedimentos depositados en el canal de llamada y desarenador, se debe de procurar que dicha obra, que es un canal rectangular, con dimensiones similares al canal de llamada y desarenador, se conecte con la zona donde se forme el salto hidráulico, es decir buscar que descargue a un tramo revestido y evitar que se presente socavación en el cauce natural, al momento de poner a funcionar la obra de limpieza, ya que como se mencionó en la teoría, se requiere que se presente una velocidad mayor a 3 m/s, para lograr que sean arrastrados todos los sedimentos.

Conforme a lo anterior, se puede proceder de diferentes formas, que a continuación se describen:

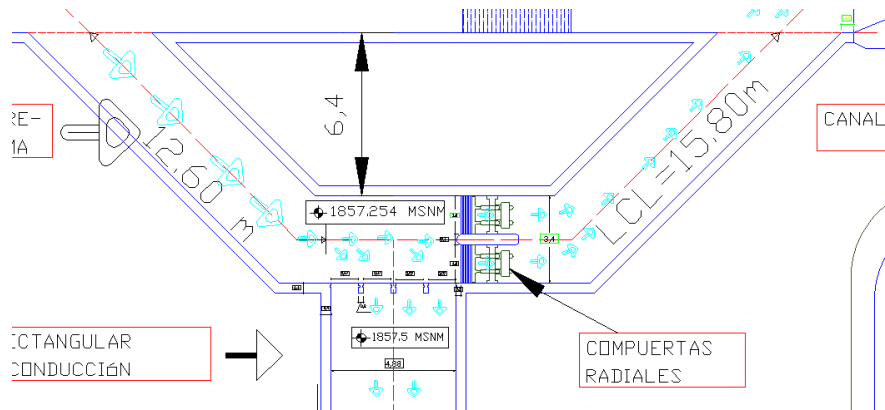
- 1) Conforme a la topografía del sitio donde se proyecta la presa derivadora, se define la longitud física que se tendrá desde las compuertas radiales, hasta el río, considerando que el tramo final del canal debe tener un ángulo de 45° con respecto al eje del río. Con dicha longitud, el desnivel entre el piso del canal de llamada-desarenador y el fondo del río, las características hidráulicas de dicho canal y con la rugosidad del material con que se pretenda construir la obra, se puede determinar la velocidad que se tendrá al inicio del canal de la obra de limpieza, utilizando la ecuación de Robert Manning.
- 2) Cuando la velocidad es excesiva al calcularse como se describe en el párrafo anterior, se puede diseñar una serie de escalones, en lugar de una rápida, teniendo especial cuidado en determinar la longitud de ellos, ya que se corre el riesgo de que el chorro de la caída no impacte en el escalón siguiente y no se logre disipar la energía del agua.

OBRAS HIDRÁULICAS

- 3) Cuando se quiere mantener una velocidad que no sea erosiva para el concreto simple (máximo 5 m/s), se deberá de calcular la longitud necesaria de la rápida, despejando de la fórmula de la pendiente y utilizando la ecuación de Robert Manning, teniendo cuidado de diseñar una estructura disipadora de energía al final de la rápida, para evitar problemas de socavación en el cauce.
- 4) Otra forma de evitar velocidades erosivas en la obra de limpieza, es combinando una rápida y uno o varios escalones, donde la rápida será definida su pendiente conforme a la velocidad máxima no erosiva para el concreto simple y el o los escalones para absorber las diferencias de desnivel.

SOLUCIÓN:

Conforme al primer criterio, se tiene que la longitud máxima del canal de la obra de limpieza, conforme a la topografía es de 15.8 m, como se puede observar en el siguiente dibujo:



El desnivel entre el inicio del canal y el fondo del cauce es

$$\Delta Z = ELEV_{canal} - ELEV_{fondo-cauce} = 1857.254 - 1855.5 = 1.754m$$

Con lo que se tiene una pendiente del tramo de

$$S_{obra-lim\ pieza} = \frac{1.754}{15.8} = 0.111$$

De conformidad con la sección hidráulica del canal de llamad-desarenador, donde el ancho del canal es de 3.4 m y el tirante de agua de 1.437 m (1.507 m – 0.070 m), es decir sin considerar la carga necesaria para pasar el gasto a derivar por los orificios, ya que en el momento de poner a funcionar la obra de limpieza, se encontrará cerrada la obra de toma, se tienen los siguientes valores para las características hidráulicas

$$A = 3.4(1.437) = 4.885m^2 \quad Pm = 3.4 + 2(1.437) = 6.273m \quad Rh = \frac{4.885}{6.273} = 0.779m$$

1ª Opción. Proponiendo concreto simple, con $n=0.015$ y aplicando la ecuación de Robert Manning, se tiene una velocidad de

OBRAS HIDRÁULICAS

$$V = \frac{1}{0.015} (0.779)^{\left(\frac{2}{3}\right)} \sqrt{0.111} = 18.798 \text{ m/s}$$

Conforme a lo anterior, se tendría problemas de erosión en el concreto simple, por lo que se puede solucionar colocando concreto de alta resistencia, que de conformidad con la tabla 2.12, se tendría que colocarse concreto con resistencia $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$.

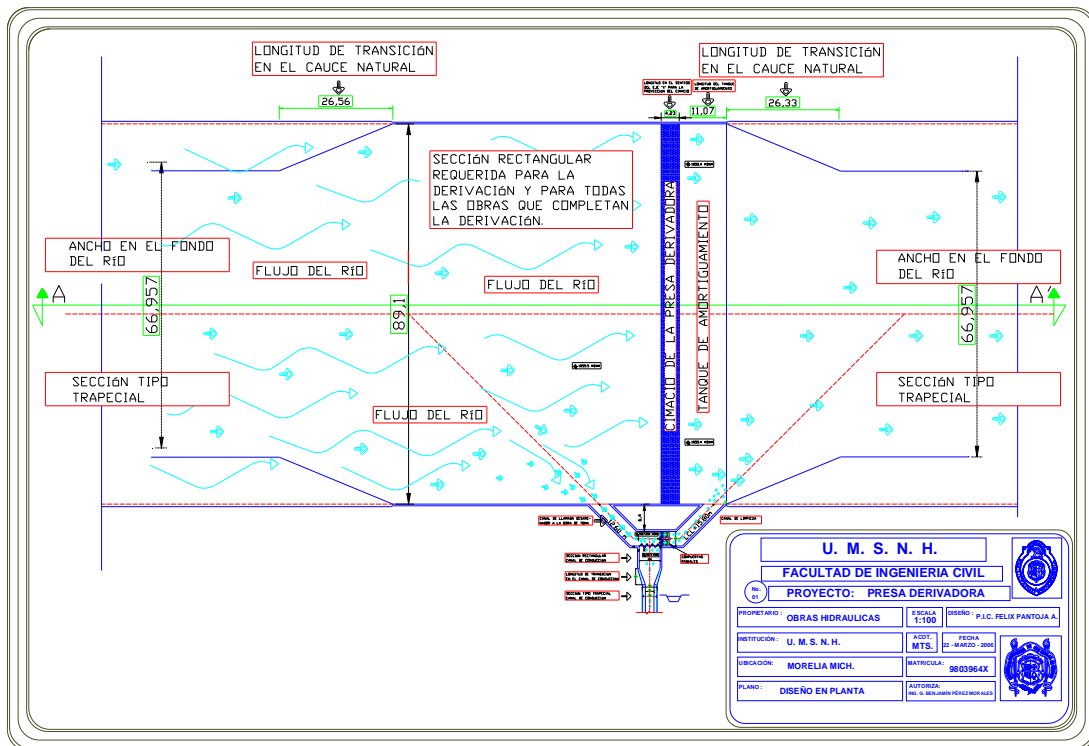
2ª Opción. Proponiendo concreto ciclópeo ($V_{\text{máx.}} = 10 \text{ m/s}$), con $n=0.038$, de la ecuación de Manning se obtiene una velocidad de 7.42 m/s .

3ª Opción. Proponiendo concreto simple, con $n=0.015$ y velocidad máxima de 5 m/s , se tiene que la longitud necesaria sería:

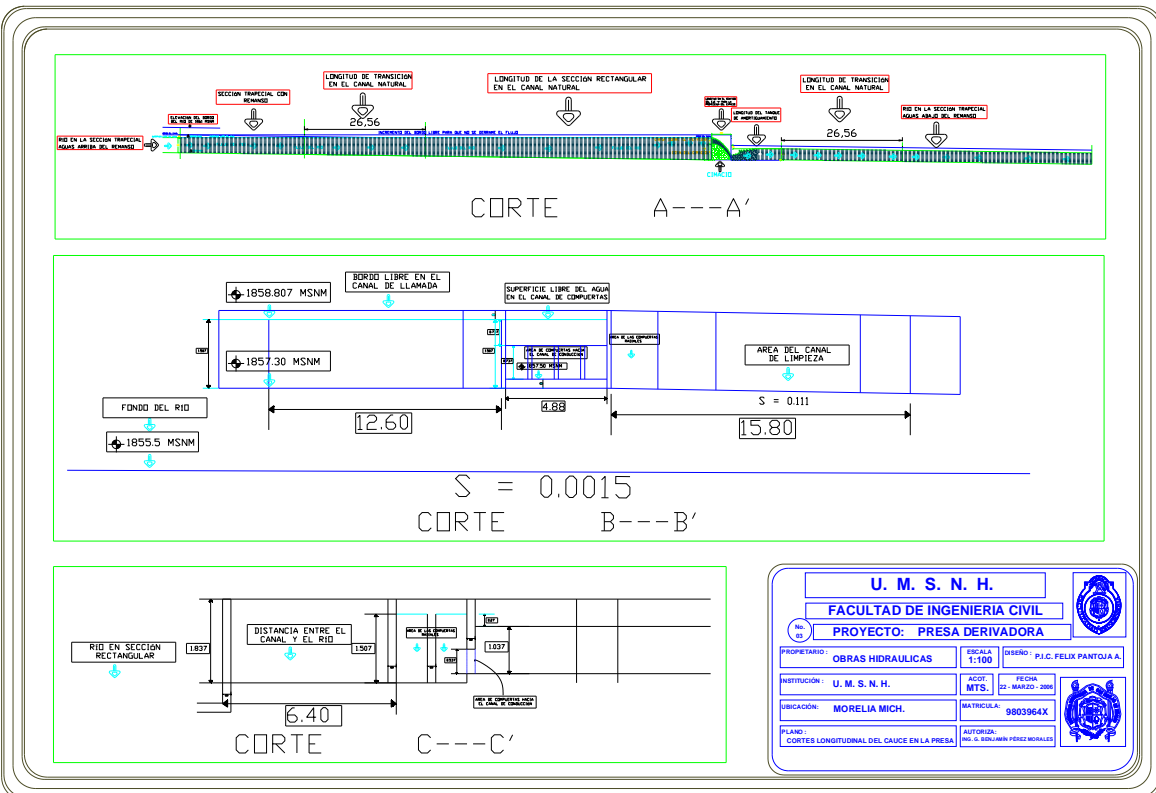
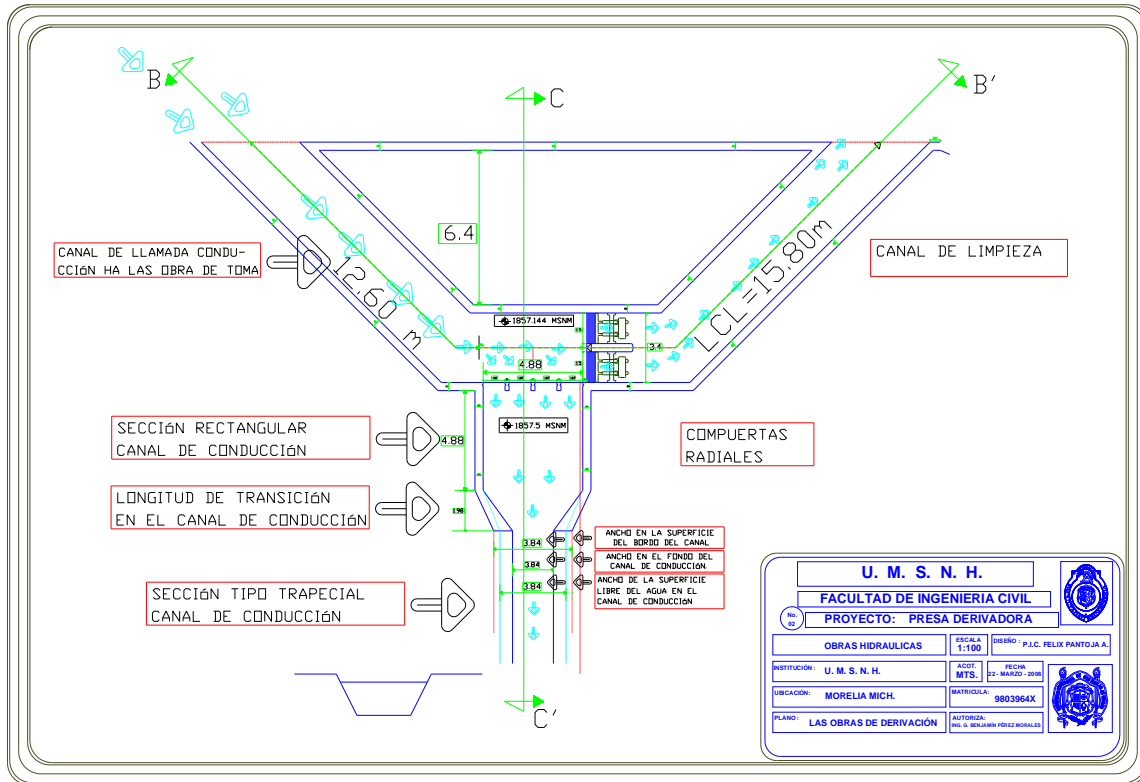
$$S = \left[\frac{V(n)}{Rh^{\frac{2}{3}}} \right]^2 = \left[\frac{5(0.015)}{0.779^{\frac{2}{3}}} \right]^2 = 0.00785$$

$$L_{\text{canal-lim pieza}} = \frac{\text{Desnivel}}{S} = \frac{1.754}{0.00785} = 223.329 \text{ m}$$

De las tres opciones analizadas se puede apreciar, a priori, que la más económica es la segunda y se entiende fácilmente que las alternativas de diseñar escalones, siempre será más caro que la primer o segunda opción. Conforme a lo anterior se concluye que la obra de limpieza será conformada con concreto ciclópeo y con éste cálculo se concluye el diseño de la presa derivadora, faltando solamente hacer los planos de proyecto, que de forma esquemática a continuación se muestran unos planos de una tarea realizada por un alumno.



OBRAS HIDRÁULICAS



4.6 GENERALIDADES DE PRESAS ROMPE PICOS

Aspecto fundamental en las redes de drenaje es el control de inundaciones, causadas por varios factores. A continuación se describen sus características más relevantes.

- Se llama control de inundaciones a todas aquellas obras y acciones que tienen por objeto evitar las inundaciones en una zona determinada.
- Las inundaciones y los encharcamientos pueden ser causados por: lluvia directa; desbordamiento de corrientes; y por la presencia de obstáculos en las corrientes.
- Para prevenir las inundaciones causadas por lluvia directa, en una ciudad, se emplean las redes de alcantarillado pluvial.
- En el caso de inundaciones provocadas por desbordamiento de ríos y arroyos se pueden utilizar las obras siguientes:
 - 1) Bordos perimetrales. Consisten en bordos construidos alrededor de una zona particular y se utilizan para proteger áreas pequeñas.
 - 2) Bordos longitudinales. Son bordos construidos a lo largo de una o ambas márgenes de un río que permiten proteger grandes áreas.
 - 3) Desvíos permanentes. Se le llama así al encauzamiento permanente de un río, ya sea hacia un cauce artificial construido para ello o hacia otro natural.
 - 4) Rectificaciones. Consisten en aumentar la capacidad de un cauce mediante el dragado o el corte de meandros; el dragado consiste en una excavación que permite ampliar la sección transversal de un río; el corte de meandros se refiere a la construcción de un cauce recto entre los tramos curvos de un río para disminuir el tiempo y la distancia de recorrido del agua por el cauce.
 - 5) Presas de almacenamiento. El objetivo de las presas de almacenamiento es regular los volúmenes producidos por avenidas en época de lluvias. Dicho proceso consiste en controlar el gasto de descarga, evitando así inundaciones aguas abajo.
 - 6) Presas rompepicos. Son presas de dimensiones reducidas que no poseen gran capacidad de almacenamiento. Su propósito es reducir el gasto pico de una avenida, ya que son diseñadas para retener cierta cantidad de agua durante la avenida y luego permitir su descarga más lenta hacia aguas abajo.
 - 7) Limpia de cauces o dragados. Al paso del tiempo, los cauces pueden acumular piedras, sedimentos, basura y vegetación, reduciendo la capacidad del cauce. Por ello, resulta conveniente limpiar o dragar los cauces antes de la época de lluvias.

OBRAS HIDRÁULICAS

En el caso de las presas rompe-picos este tipo de estructura pretende disminuir el gasto extremo del hidrograma de escurrimiento, regularizando el caudal que llega a la estructura por medio de una cortina que generalmente es menor de 7 m de altura, que cuenta con una obra de descarga o desagüe al pie de la cortina, como las que se muestran en la Figura 4.21, que no cuenta con ningún tipo de control, ya que la presa no es almacenadora y en la parte superior tiene un vertedor que permite descargar el caudal ya regularizado en el vaso de la presa. Cuando con una presa rompepico no se logra abatir lo suficiente el pico de la avenida se recomienda la construcción de otra u otras presas rompepico aguas abajo, hasta que el caudal que descargue sea conducido por el cauce aguas abajo sin presentar problemas de desbordamiento, utilizando la técnica de transito de avenidas en vasos.

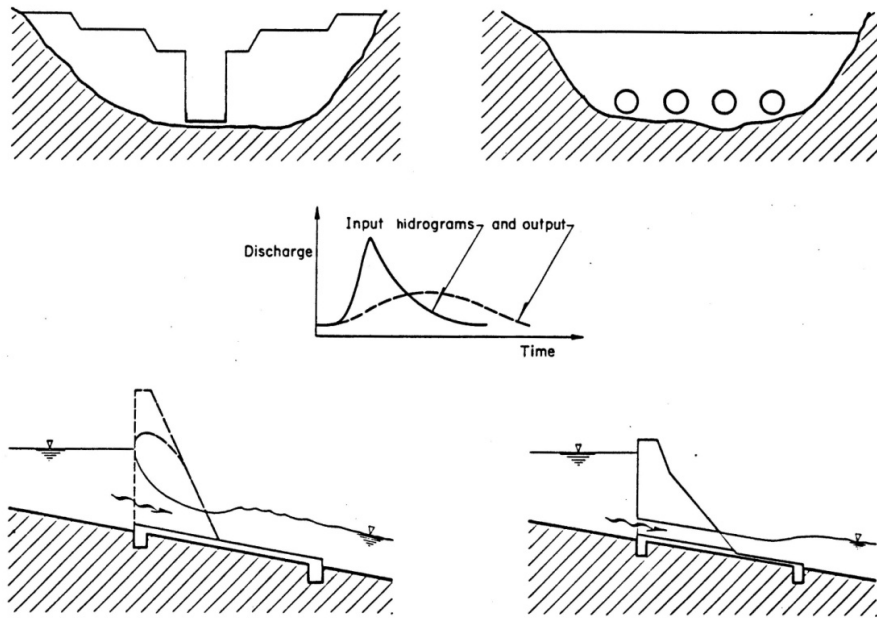
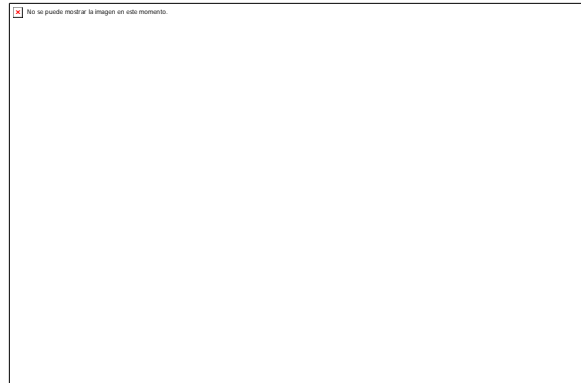
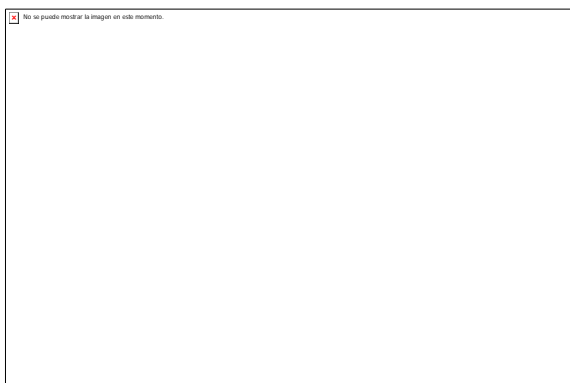
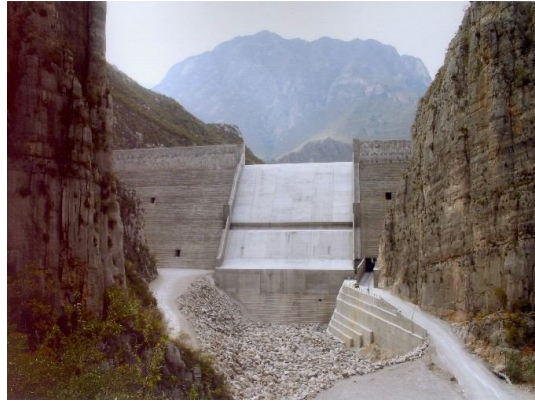
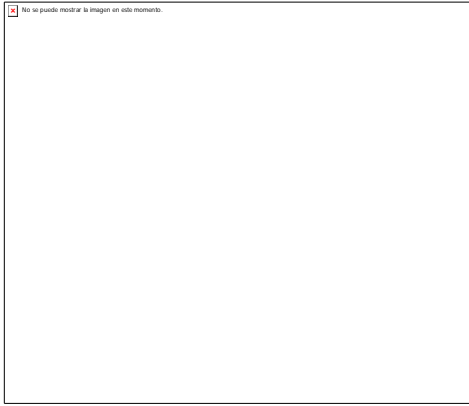
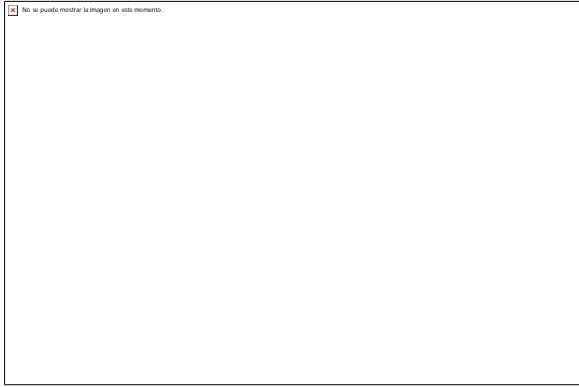


FIGURA 4.21 Presas Rompe-Pico

Estas presas se pueden construir por medio de gaviones, tal como se muestra en las siguientes fotografías y en la Figura 4.22:



OBRAS HIDRÁULICAS



OBRAS HIDRÁULICAS

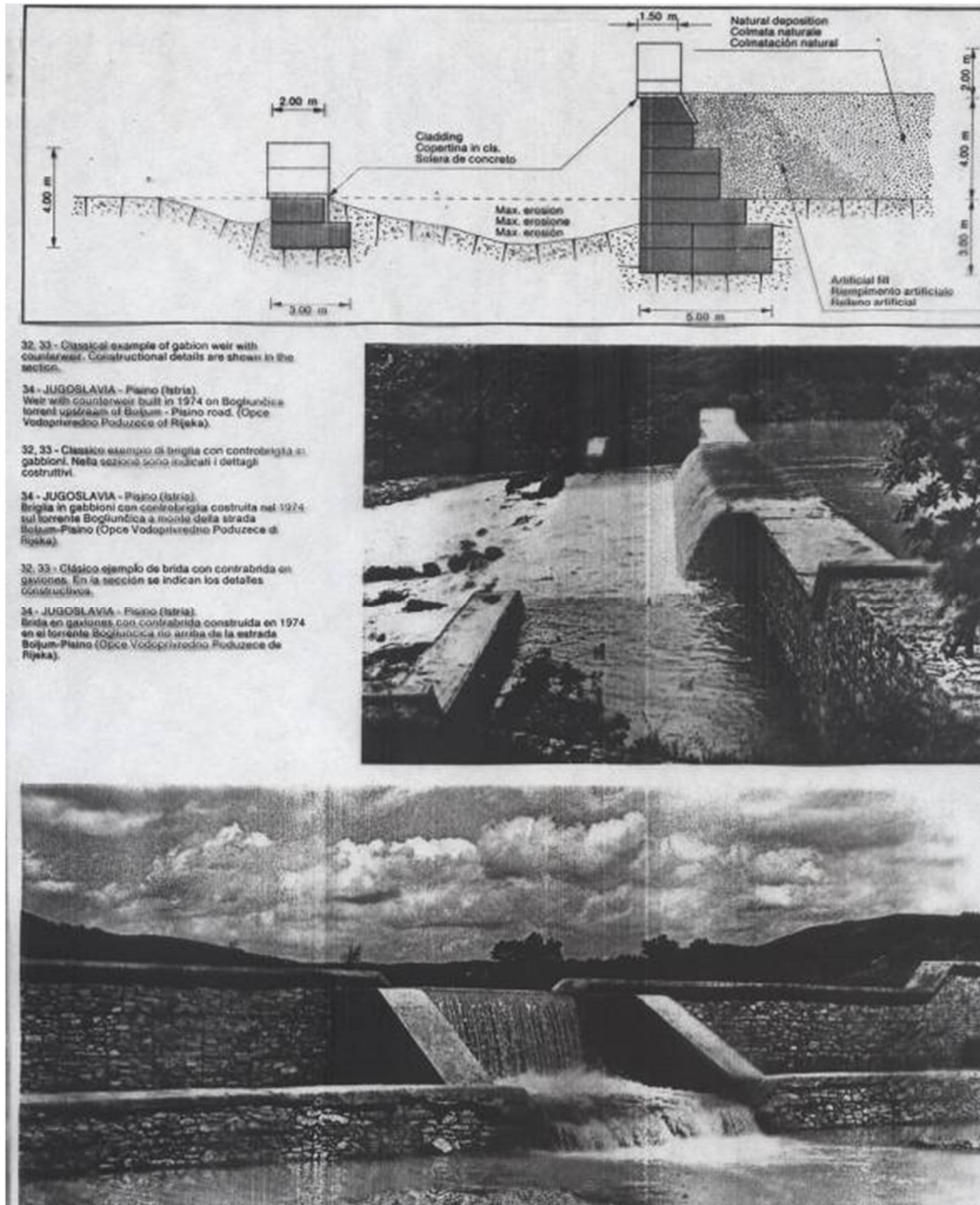


Figura 4.22 Presa Rompe-Pico de Gaviones

UN EJEMPLO DEMOSTRATIVO DEL DISEÑO DE UNA PRESA ROMPEPICOS SE PRESENTA EN EL CAPÍTULO 8, UNA VEZ QUE SE VEA LA TÉCNICA DE TRANSITO DE AVENIDAS.

Capítulo 5

Obras de desvío

Para construir la cortina de la presa, es preciso desviar el río para trabajar en seco. Hay dos formas de dejar en seco la zona de obra:

- a. Desviando el río totalmente por un cauce artificial.
- b. Dejando en seco sólo una parte del cauce y concentrando el paso de la corriente por el resto, ejecutando así de forma sucesiva la obra.

El problema fundamental es el caudal tope que vamos a desviar; la determinación del mismo ha de hacerse sobre los siguientes cuestionamientos:

- Si quedamos cortos, las avenidas superiores a la capacidad del desvío verterán por la obra de derivación y pasarán por el antiguo cauce natural, inundando la obra que estamos haciendo.
- Si, para evitar esto, hacemos un desvío muy amplio, su costo puede ser excesivo.

El criterio suele dar al desvío una capacidad suficiente para que pasen por él las avenidas normales durante el período más delicado de la obra, a sabiendas que, si durante ese plazo se presenta una mayor, la inundará. Es un riesgo que hay que correr. Podemos conocer la probabilidad de cada crecida, pero es difícil saber los daños que puede producir en la obra; evidentemente, no son iguales los daños que tendrían al inundarse unos bloques de hormigón, que el terraplén de una presa de materiales sueltos.

De todas formas se aconseja hacer el desvío más bien amplio, pues las perturbaciones que sufre la obra compensan, en general, un mayor costo del desvío.

Lo difícil suele ser estimar la crecida máxima a prever para el aliviadero; en cambio, las crecidas que se presentan con frecuencia anuales son perfectamente conocidas e incluso las de frecuencia de 2 a 5 años.

El problema de la fijación del caudal máximo suele influir más en los desvíos totales que en los parciales.

Todos estos matices hay que tenerlos en cuenta al fijar el caudal a desviar. Con el objeto de fijar ideas, se dan a continuación algunas reglas prácticas.

1. Si la obra es de hormigón, puede ponerse la avenida probable durante su período de construcción con un margen del 20%, o bien hacer el desvío para un caudal del orden de 5 a 10 veces el medio del río, según lo largo que sea el período de construcción.

OBRAS HIDRÁULICAS

2. Si se trata de una presa de materiales sueltos, el caudal probable durante el período de construcción se aumentará en un 50% y hasta un 100%, dependiendo de la importancia de los daños posibles.

5.1 DESVÍO TOTAL.

Consiste en la ejecución de un cauce artificial, para lo cual hay que hacer una presa provisional que produzca el remanso suficiente para que el agua entre por el nuevo cauce, que es una conducción que transporta el agua desviada hasta un punto agua abajo de la obra.

La presa provisional de desvío se llama ataguía. A veces es necesario hacer otra aguas abajo de la obra a proteger, para evitar que las aguas desviadas puedan inundar aquella por retroceso. Esta segunda presa se llama contraataguía o ataguía de aguas abajo.

En cauces de bastante pendiente, ésta puede hacer innecesaria la contraataguía, pero cuando la pendiente es suave es inevitable.

La conducción de desvío se hace a presión o sin presión.

La ataguía es una presa derivadora de corta altura que debe estar prevista para verter los caudales que no quepan por la conducción. El caudal previsible de vertido ha de ser, obviamente, bastante mayor que el del desvío. En los casos en que la ataguía es fácil de reparar o reconstruir y entonces se puede:

- a. **DESVÍO TOTAL EN PRESIÓN.** Si el túnel va en presión siempre, ha de salir al río en un punto D por debajo de él, para lo cual, después de la toma habrá un tramo de fuerte pendiente, seguido de otro normal y terminando en otro en contra pendiente. Así queda asegurado el régimen en presión para todos los caudales, evitando el cambio de presión a lámina libre. A cambio, la obra resulta un poco más complicada, al estar el túnel más bajo que el río y, además, el túnel puede llenarse de acarreo, prácticamente imposibles de limpiar.

La sección del túnel viene determinada por la velocidad elegida para el caudal máximo. Esta velocidad puede ser elevada, pues como la obra es provisional no importa su deterioro, mientras dure el plazo requerido.

La máxima economía de un desvío es función a la vez del coste de la ataguía y de la conducción. Esta es tanto más económica cuanto mayor sea la velocidad máxima; una velocidad pequeña permitirá una ataguía baja, pero la conducción será más cara, ocurriendo a la inversa con una velocidad grande.

OBRAS HIDRÁULICAS

Además de la altura necesaria para la carga de velocidad $\frac{v^2}{2g}$, es necesario prever un suplemento del 30-50%, y no menos de 0,5-1,0 m, para las pérdidas de carga en la entrada que suelen ser fuertes en estas obras, pues por ser provisionales, se hacen más burdamente. En cualquier caso se recomienda huir del optimismo en la determinación de rugosidades y pérdidas, y dimensionar la ataguía con un margen de prudencia para asegurar el paso del agua en las condiciones habituales de este tipo de obras.

- b. **DESVÍO EN FLUJO A GRAVEDAD.** Para evitar los defectos antes señalados, se puede hacer el desvío con régimen a superficie libre. Es indiferente que la conducción sea en túnel o exterior, pues el funcionamiento hidráulico sólo depende de que la superficie libre esté en contacto con la atmósfera.

En la ataguía se produce la altura necesaria para $\frac{v^2}{2g}$. Para pasar de la velocidad pequeña en el remanso producido por la ataguía a la importante en la conducción, puede hacerse un tramo corto inicial con fuerte pendiente o dejar que ese tránsito se produzca naturalmente por medio de la pendiente superficial.

Este último procedimiento tiene el inconveniente de desconocer el sitio donde se formará el régimen crítico y, por lo tanto, el perfil de la superficie libre del agua.

Aquí, las advertencias sobre la altura de la ataguía para lograr la velocidad supuesta y lo razonado de la variación del costo con la velocidad, son iguales que en el supuesto anterior.

El desvío en flujo a gravedad tiene como ventajas sobre el que va en presión, una mayor facilidad de construcción, menor peligro de azolvamiento y menor dificultad para su limpieza y extracción; además, de tener mayor elasticidad de desagüe frente a crecidas mayores a la supuesta, pues una sobre elevación pequeña de nivel influye muy poco en el desagüe de una conducción en presión y bastante en una en flujo a gravedad. La mayor parte de los desvíos se proyectan a flujo a gravedad.

5.2 DESVÍOS PARCIALES

Cuando el cauce es ancho y los caudales elevados costaría mucho construir un cauce artificial; por otra parte, la amplitud del cauce permite estrecharlo parcialmente durante el período de obra.

Se empieza construyendo un recinto, a cuyo resguardo se hace la primera zona de la presa hasta alcanzar una altura suficiente. Después o al tiempo, se hace la zona opuesta (la otra orilla), haciendo la segunda zona de la presa. Conseguidas ya dos zonas firmes, se apoya en ellas el tercer recinto haciéndose la zona central de la presa.

OBRAS HIDRÁULICAS

Es obvio que este sistema ha de aplicarse a presas de concreto, que permitan el paso del agua sobre la cortina.

Los recintos pueden ser de cualquier forma en planta, con alineaciones rectas o curvas; esta última es muy usada cuando se utilizan tablestacas, pues la forma circular ayuda a la resistencia contra el empuje del agua. En cuanto a número, los recintos pueden ser 2, 3 o más según los casos.

Exige una planificación completa y detallada, para organizar sin fallos las distintas fases de la operación.

ATAGUÍAS. Son elementos que permiten obstruir el paso del agua y que en casos especiales pueden funcionar como vertederos, pero son estructuras provisionales y destinadas a dar servicio sólo por un corto período (1-4 años).

Pueden ser totalmente de fábrica o estar formadas por una sola zona de vertedero en hormigón y el resto con un dique de material suelto. En este caso, este dique ha de tener sólo la consolidación que exija su misión provisional. La impermeabilización del dique se puede lograr atravesándolo posteriormente con tablestacas. La zona de vertedero se hace con un perfil Creager. No es necesario siempre cimentarlos en roca, bastando que aguanten los vertidos sin arruinarse. La única observación importante respecto a ese punto es pensar bien que influencia puede tener la estructura en la seguridad del personal.

Los recintos se pueden hacer también con terraplén impermeabilizado con tablestacas o con pilotes o inyecciones.

Las contraataguías presentan normalmente muchos menos problemas que las ataguías, ya que tienen los siguientes atenuantes funcionales:

Su altura ha de ser la estricta para contener la lámina de agua que pueda llegar a formarse agua abajo, a la salida del túnel de desvío.

Al ser de una altura menor, se simplifica no sólo su construcción, sino su función de vertido.

La contraataguía puede no ser necesaria cuando la pendiente del cauce sea suficiente para que el agua siga por el cauce con una cota máxima de lámina inferior al nivel del cauce en el lugar de trabajo. También puede ocurrir esto con pendiente suave, cuando el túnel de desvío reintegra el agua al cauce en un punto muy alejado del lugar de la obra.

Tanto la ataguía como la eventual contraataguía han de calcularse teniendo en cuenta la excavación a realizar, pues es obvio que ésta puede influir de forma decisiva en su estabilidad.

TÚNELES DE DESVÍO. Si el túnel está suficientemente alto sobre el río, puede perforarse sin cuidado especial. Únicamente habrá que estar atento a posibles crecidas de cierto periodo de retorno que, al elevar el nivel de agua, pudieran inundar las obras. Según los casos, la frecuencia de tal posibilidad o los daños previsibles, se adoptarán unas u otras medidas de precaución.

OBRAS HIDRÁULICAS

Si el túnel se proyecta en presión, su trazado irá casi totalmente por debajo del nivel del río. Para perforarlo habrá que utilizar galerías de ataque inclinadas por ambas bocas. Estas galerías pueden ser en algunos casos los mismos tramos de entrada y salida, aunque entonces será preciso proceder a un retoque posterior. Como esos retoques son difíciles de hacer o incluso, imposible utilizar como ataques la entrada y salida definitivas, es muy frecuente utilizar galerías de ataque auxiliares independientes de la entrada y salida definitivas. Son túneles inclinados cuya traza se sitúa en la forma más apta para lograr la mínima longitud compatible con la pendiente y un buen lugar de emboquillamiento, y suficientemente alto y con buen acceso.

A veces hay que acudir también a estas galerías de ataque auxiliares en túneles de desvío sin presión, aunque entonces son más cortas, dado el mayor nivel del túnel.

Los túneles de desvío sólo se revisten en los casos en que resulta necesario en función a la resistencia a la erosión del agua. Cuando el revestimiento es necesario, hay que hacer ataguías de protección, normalmente con sacos en forma semicircular, y que como son de poca duración, no tienen grandes exigencias.

Las bocas, particularmente la de salida cuando está por bajo del río, son obras de un alto grado de dificultad en su construcción y, como su objeto se ciñe a la duración del desvío, tampoco hay que hacerlas perfectamente. La voladura final de una de estas bocas se hace de golpe.

5.3 OPERACIÓN DE DESVÍO DEL RÍO

Es una operación delicada y difícil, por lo que hay que desechar toda idea de perfección; eso sí, debe preverse todo cuidadosamente y después ejecutarlo con orden y sobre todo, con rapidez en sus últimas fases. La evolución normal suele ser así:

- Se perfora y reviste (si es necesario) el túnel de desvío y sus bocas, si el nivel de éstas respecto al río lo permite.
- Si las bocas están bajas, se hacen posteriormente, previa protección con ataguías ligeras eventuales o por medio de voladuras.
- Si la boca de entrada está baja, al hacer su voladura, el agua del río penetra en el túnel, y si también está perforada la boca de salida, el río quedará desviado, al menos parcialmente. Si la boca de entrada está alta, no pasará el río por ella hasta que la ataguía del cauce haya llegado a un nivel suficiente.

La ataguía de la presa, salvo que esté reducida a su mínima expresión, no es una obra fácil de ejecutar mientras el río pase por el cauce. Por ello, se suele hacer parcialmente, según lo permita el río, hasta que la última parte resulte imposible sin desviarlo.

Una vez hecho el desvío del río, puede procederse al cierre final de la ataguía. Consiste, en general, en echar al río lo más rápidamente posible, elementos prefabricados de concreto, gaviones o piedras para obstruir su paso por el portillo que quede en la ataguía. La operación ha de estar

OBRAS HIDRÁULICAS

preparada y debe ser rápida, pues sino, el río acabará arrastrando las piedras y materiales echados y habrá fallado la operación. Hay que intentar echar elementos grandes para dificultar su arrastre. También se pueden hincar previamente perfiles metálicos en los acarreos para que ayuden a sujetar las piedras que echamos después; o incluso mallas metálicas. Esta operación será tanto más fácil cuanto más bajo esté el umbral de entrada del túnel.

Una vez conseguido el cierre provisional, se procede a su afianzamiento, para lo que pueden echarse elementos de tamaño decreciente con objeto de que vayan penetrando en los huecos del tapón. Hay que contar con la necesidad de disponer de bombas de achique aguas abajo de la ataguía, es decir en la zona donde se construirá la cortina.

Desviado el río y reducidas las filtraciones, se puede terminar la ataguía, si aún falta recrecer su altura o reforzar las inyecciones de consolidación.

Para mayor facilidad de las operaciones más delicadas, se planea hacerlas en el período de secas, porque en el resto del año resultarían más costosas o incluso imposibles.

5.4 CIERRE DEL DESVÍO

Gracias a tener desviado el río se pueden realizar las cimentaciones de la presa y avanzar en su ejecución. Pero en cuanto ésta llega a una cierta altura, el desvío puede no ser ya necesario. Y lo más tarde, cuando la presa está ya terminada, hay que cerrar el desvío.

Esta operación tiene también cierta dificultad, por ello es forzoso prever la operación desde el principio y proyectar las obras de desvío de manera que el cierre sea más fácil.

Para cerrar el desvío debe contarse previamente con unos desagües en la presa. Elemento fundamental para ello es el desagüe de fondo. Éste desagüe permite hacer pasar el agua por él mientras que se cierra el desvío. También facilita el cierre definitivo de la presa, pues basta operar la válvula o compuerta correspondiente. En la operación de cierre hay que distinguir tres casos:

1. Hay túnel de desvío:
 - a. Con el desagüe de fondo en la presa.
 - b. Con el desagüe de fondo en el mismo desvío.
2. El desvío se hace por recintos y el desagüe de fondo está en la presa.
3. El desagüe de fondo es independiente de la presa y del desvío.

En el caso de la Presa El Cajón, Nayarit la obra de desvío consiste en dos túneles: uno de 706 m y otro de 786 m de longitud en la margen izquierda, cada túnel tiene una sección portal de 14 m de ancho y 14 m de altura. La excavación lleva un revestimiento de concreto lanzado y anclaje, salvo en los sitios de condiciones geológicas adversas en donde se incluyeron marcos metálicos. El revestimiento final consiste en muros de 50 cm de espesor y se completa en forma continua en la

OBRAS HIDRÁULICAS

bóveda en donde la geología fue adversa y en los lugares donde trabajará a presión. La obra de desvío se complementa con 2 ataguías de materiales graduados, con núcleo impermeable, cuyo volumen suma cerca de 600 000 m³. El conjunto de obras de desvío puede desalojar una avenida de 6 481 m³/s. Desde junio de 2004 ambos túneles están operando.



Figura 5.1 Obra de desvío de la presa El Cajón, Nayarit.



Figura 5.2 Portal de la Obra de desvío, presa El Cajón.

EJEMPLO 5.1 Para la construcción de una presa de almacenamiento es necesario diseñar el desvío total del agua del río que se pretende utilizar como fuente de abastecimiento, para lo cual se realizó un estudio hidrológico, determinando que el gasto más factible a presentarse es el asociado a un periodo de retorno de 20 años, con un valor pico de 57.5 m³/s y de conformidad con el levantamiento topohidráulico se tiene que el fondo del río en el sitio más conveniente para el desvío tiene la cota 1824 msnm, si se pretendiera construir un conducto a través de la cortina, se tendría

OBRAS HIDRÁULICAS

una longitud de 42.63 m con un desnivel de 0.554 m y si se pretendiera construir un túnel en una de las laderas de la boquilla, se tendría una longitud de 91.98 m, con un desnivel entre los puntos de entrada y salida de 2.22 m

Incógnitas:

Características hidráulicas de las dos alternativas de una obra de desvío (sección, pendiente, tirante y obra de protección a la descarga)

DATOS:		INCÓGNITAS:		FÓRMULAS	
Q DESV. =	57.500 m ³ /s	Dim. Cond. =		$dc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$	
Tr =	20 años	Long. Cond. =		$V = \frac{1}{n} Rh^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$	
FONDO =	1,824.00 msnm	Material =		$Q = V * A$	
NAMIN =	1,834.50 msnm			$\phi = 1.1 \sqrt{Q}$	
g =	9.81 m/s ²			$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * D}}$	
SOLUCIÓN:		1er. ALTERNATIVA Conducto de mampostería, con paredes forradas de concreto armado			
PROPONIENDO UNA SECCIÓN RECTANGULAR QUE CUMPLA CON QUE a/b = 2.5, se tiene:					
a =	5.000 m ; Y b =	2.000 m , SE TIENE QUE EL TIRANTE CRÍTICO ES:			
dc =	4.384 m , es decir que se tendría un bordo libre de	0.616 m . Para concreto de las paredes n =	0.016		
Ac =	8.768 m ² ; Pmc =	10.768 m ; Rhc =	0.814 m ; Vc =	6.558 m/s	
Y la pendiente crítica sería: Sc = 0.01448 Por lo que se propone una pendiente en el conducto de desvío = 0.013					
Considerando que el conducto tendrá una longitud de 42.630 m , el desnivel será de 0.554 m , que es menor al desnivel topográfico entre la entrada y salida del conducto, por lo que a la salida se construirá un dissipador de energía.					
DISEÑO DE TANQUE AMORTIGUADOR "SECCIÓN 6" DEL LIBRO DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS DEL U. S. B. R. ; Ed. C.E.C.S.A.					
Tirante de agua que entra al estanque y es la raíz cuadrada del área de la corriente, es decir D = 2.961 m , y el número de Froude es					
Fr =	1.217 , de la figura anexa, se tiene que W/D =	3.25 por lo tanto W= 9.623 m			
Conforme a lo anterior se tiene que las dimensiones del tanque, conforme a la figura anexa serían:					
H =	7.218 m	L =	12.831 m	a =	4.812 m
d =	1.604 m	e =	0.802 m	f =	0.802 m
Enrocamiento de diámetro = 0.481 m					
2ª ALTERNATIVA		Túnel en la margen derecha, con revestimiento de concreto lanzado			
PROPONIENDO QUE EL TUNEL TRABAJE A PRESIÓN, CON UNA CARGA A LA ENTRADA DEL TUNEL DE 1.000 m					
ϕ =	263.771 pulgadas =	6.700 m , POR LO QUE PROPONIENDO UN DIÁMETRO ϕ =		5.000 m	
n =	0.032 entonces K =	1.972E-06 Conforme a la topografía se tendrá una longitud de		91.980 m	
y la pérdida de energía sería: 0.600 m ; la velocidad del flujo en el túnel sería 2.928 m/s por lo que a la salida se construirá un dissipador de energía.					
DISEÑO DE TANQUE AMORTIGUADOR "SECCIÓN 6" DEL LIBRO DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS DEL U. S. B. R. ; Ed. C.E.C.S.A.					
Tirante de agua que entra al estanque y es la raíz cuadrada del área de la corriente, es decir D = 4.431 m , y el número de Froude es					
Fr =	0.622 , de la figura anexa, se tiene que W/D =	2.7 por lo tanto W= 11.964 m			
Conforme a lo anterior se tiene que las dimensiones del tanque, conforme a la figura anexa serían:					
H =	8.973 m	L =	15.952 m	a =	5.982 m
d =	1.994 m	e =	0.997 m	f =	0.997 m
Enrocamiento de diámetro = 0.598 m					

Capítulo 6

Presas de Tierra y enrocamiento

Las presas de materiales sueltos son presas que están formadas por rocas o tierras sueltas sin cementar. Para conseguir la impermeabilidad de la presa se construyen pantallas impermeables de arcilla, asfalto o algún material sintético. Se usan preferentemente cuando el sitio donde se apoya la presa no resiste las cargas que una presa de gravedad o arco podrían aplicarle. Se suelen utilizar para aprovechar los materiales disponibles en el sitio.

Las presas de materiales sueltos pueden construirse casi con cualquier material con equipo de construcción rudimentario. Las presas de tierra se han construido con éxito utilizando grava, arena, limo, polvo de roca y arcilla. Si se dispone de gran cantidad de material permeable como arena y grava y hay que importar material arcilloso, la cortina tendría un corazón o núcleo pequeño de arcilla impermeable y el material local constituiría el grueso de la cortina.

Se ha utilizado concreto como corazón impermeable, pero no ofrece la flexibilidad de los materiales de arcilla. Si no hay material permeable, la cortina puede construirse con materiales arcillosos con drenes inferiores de arena y grava importada debajo de la línea de base de aguas abajo, para recolectar las filtraciones y reducir las presiones de poro.

6.1 ELEMENTOS A DISEÑAR

- a. **CIMENTACIÓN.** En el caso de la cimentación los aspectos a diseñar son; la capacidad de soporte, estabilidad general, asentamientos y filtraciones, con el objeto de definir el material que se debe remover, y poder garantizar la capacidad de soporte y la estabilidad de la presa, con la presencia de asentamientos aceptables, lo cual en algunas ocasiones obliga a mejorar la calidad del suelo de cimentación.
- b. **ANCHO DE LA CORONA.** Depende directamente del uso que se le pretenda dar, ya sea como vialidad o solo para mantenimiento. La recomendación del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de E. U. es que no sea menor de 7.5 m para lograr una compactación adecuada del material que conforma la cortina.
- c. **ZONIFICACIÓN DE MATERIALES.** Se debe de buscar que el alineamiento del eje de la presa sea recto en presas largas, para evitar que se presente concentración de esfuerzos en los diferentes tipos de material que conforman la cortina, que repercutirían en agrietamientos (Ing. Jaime Suárez Díaz). El terraplén debe zonificarse para utilizar la mayor cantidad de materiales posibles de las excavaciones en la obra y de la explotación de canteras cercanas al sitio. Es común el diseño de un núcleo el cual está rodeado de filtros y de materiales más gruesos y resistentes. El respaldo en el talud de aguas abajo (o paramento seco) sirve de drenaje y da estabilidad a los taludes. Igualmente el respaldo de aguas arriba (paramento

OBRAS HIDRÁULICAS

mojado), además de proteger contra el oleaje que se genera en el vaso, también sirve para dar estabilidad al talud.

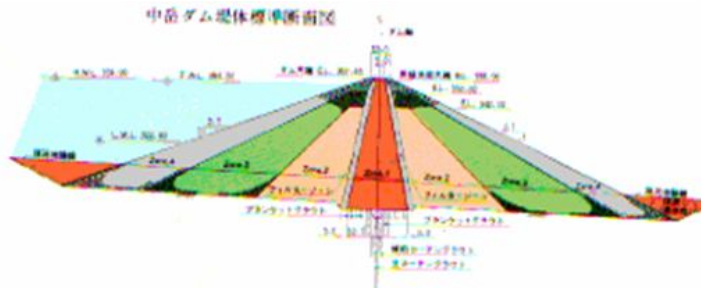


Figura 6.1 Zonificación de una presa de tierra y enrocamiento

- d. **DISEÑO DE LAS CAPAS DE MATERIALES.** El espesor mínimo del núcleo, filtros o zonas de transición debe ser de 3.0 metros y en todas las transiciones de materiales finos a gruesos se debe construir un filtro de 1.0 a 3.0 metros de espesor, para pasar de forma gradual del material fino al grueso.

Los materiales del filtro deben cumplir los criterios de filtración que se indican en la tabla 6.1

Tabla 6.1 Criterios de filtración para materiales de filtro

Suelo a proteger	Criterio para filtros
Más del 85% de finos	$D_{15} \leq 9D_{85}$
40 a 85% de finos	$D_{15} \leq 0.7mm$
15 a 39% de finos	$D_{15} \leq \frac{40 - A}{40 - 15} [(4D_{85}) - 0.7mm] + 0.7mm$
Menos del 15% de finos	$D_{15} \leq 4D_{85} \text{ Ó } 5D_{85}$

Nota: **A** = % de pasantes del tamiz 200

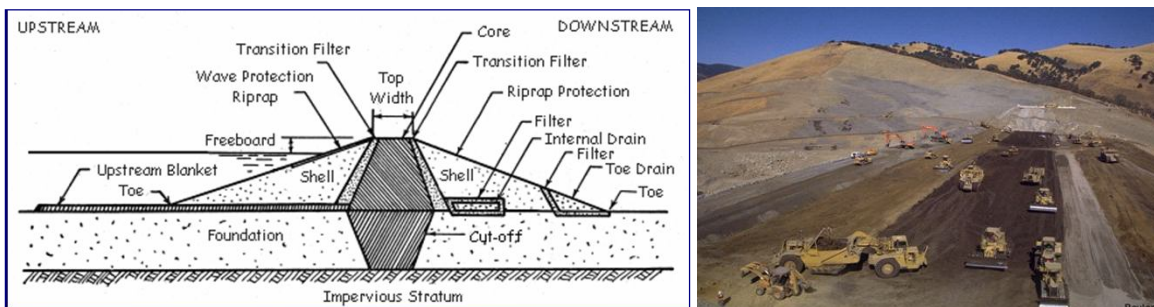


Figura 6.2 Colocación del núcleo impermeable

El Cuerpo de la Armada de Ingenieros de los E. U. recomienda que no se utilicen filtros de Geotextil en presas de tierra, sin embargo se pueden utilizar geosintéticos para complemento de los filtros de materiales sueltos, como el que se ve en la Figura 6.3

OBRAS HIDRÁULICAS



Figura 6.3 Materiales geosintéticos

El espesor del núcleo debe establecerse teniendo en cuenta las consideraciones de filtración de agua y erosión interna, pero en general se acepta que el espesor del núcleo debe ser igual o mayor al 25% de la altura de agua en cada nivel de embalse, con respecto al espesor del núcleo en la corona debe ser de 3.0 m como mínimo, para lograr tener una compactación adecuada.

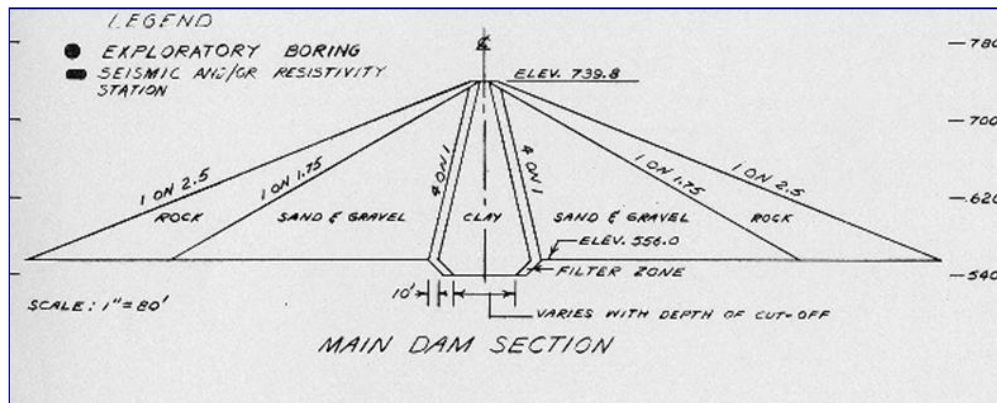


Figura 6.4 Detalle del espesor mínimo del núcleo, en función de la altura de la cortina

El espesor del núcleo debe de incrementarse entre un 20% y 35% en los estribos o apoyos, tal como se ve en la Figura 6.5



Figura 6.5 Espesor del núcleo en el apoyo de la cortina en las laderas de la boquilla

OBRAS HIDRÁULICAS

- e. **DISEÑO DE LOS TALUDES.** Para presas homogéneas se puede utilizar las siguientes recomendaciones:

Tabla 6.2 Taludes recomendados en materia homogénea

Altura (m)	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo
5	2.00 H: 1V	1.50 H: 1V
5 a 10	2.50 H: 1V	2.00 H: 1V
12 a 15	2.75 H: 1V	2.50 H: 1V
20 a 30	3.00 H: 1V	2.50 H: 1V

Para enrocados se hará en función de la altura de la cortina, siendo los valores recomendados los de la tabla 6.3

Tabla 6.3 Taludes recomendados para enrocamiento

Altura (m)	Talud
15	0.50 H: 1V
15 a 30	0.75 H: 1V
30 a 45	1.00 H: 1V
45	1.30 H: 1V

El cálculo de la estabilidad del talud es fundamental para el diseño de las presas de tierra y enrocamiento, existiendo un gran número de métodos de análisis, como se muestra en la tabla 6.4

Tabla 6.4 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Ordinario de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	De Fuerzas	Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	De momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbú simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Al igual que Bishop asume que no hay fuerzas de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo Janbú utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los Factores de seguridad son bajos.

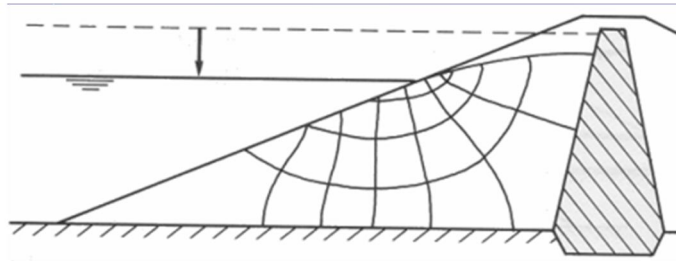
OBRAS HIDRÁULICAS

Tabla 6.4 Métodos de análisis de estabilidad de taludes (continuación)			
Sueco Modificado (U.S. Army Corps of Engineers 1970)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de superficie de falla	De fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinadas a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de la superficie de falla	Momentos y fuerza	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático suponiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de la superficie de falla	Momentos y fuerza	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método de Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de la superficie de falla	Momentos y fuerza	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales.
Elementos finitos	Cualquier forma de la superficie de falla	Analiza esfuerzos y deformaciones	Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad.
Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Momentos y fuerzas	Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio.

Por la complejidad que representa el cálculo de la estabilidad de taludes, se han creado programas de cálculo como son "Stable", "Slope" (Figura 6.5), "Talren" (Figura 6.6) y "Geo 5" (Figura 6.7), donde se hace el análisis para las tres condiciones críticas que son:

- a) Llenado
- b) Operación
- c) Vaciado rápido

OBRAS HIDRÁULICAS



http://www.geostru.com/Espanol/Software/Slope.htm

GeoStru Software **Software para Ingeniería Geotécnica** Spanish

Inicio | Área usuario registrado | Productos | Pocket PC | ¿Quiénes somos? | Email

SLOPE

Programa para el análisis de la estabilidad de taludes en suelos con y sin cohesión a través de métodos tradicionales para la geotecnia (Equilibrio límite) y a través del método de los Elementos Discretos. Con este método es posible conocer los movimientos del suelo, evaluar la rotura progresiva, aplicar varios modelos de relación esfuerzo/deformación.

INPUT DATOS

- Inserción de puntos en el gráfico con el ratón;
- Inserción de números en las tablas;
- Lectura de datos de Excel;
- Lectura de ficheros DXF;
- Lectura del perfil topográfico desde TriSpace;
- **Importación de imágenes raster;**
- Lectura de ficheros ASCII.

FUNCIONES GRÁFICAS

- Funciones Anular - Rehacer en multi niveles;
- Zoom dinámico; Zoom ventana; Zoom todo; Zoom %; Movimientos en tiempos reales;
- Malla, Snap, Espejo, Escalar, Trasladar.

Layer	1	2	3	4
z	20	20	20	19
Fr.1	1.05	1.05	1.05	1.05
c	10	0	0	12
Pc	1.5	1.5	1.5	1.5
φ	35	30	40	20
Fr.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Int	1.5	0	0	0

Figura 6.6 Página electrónica del software Slope

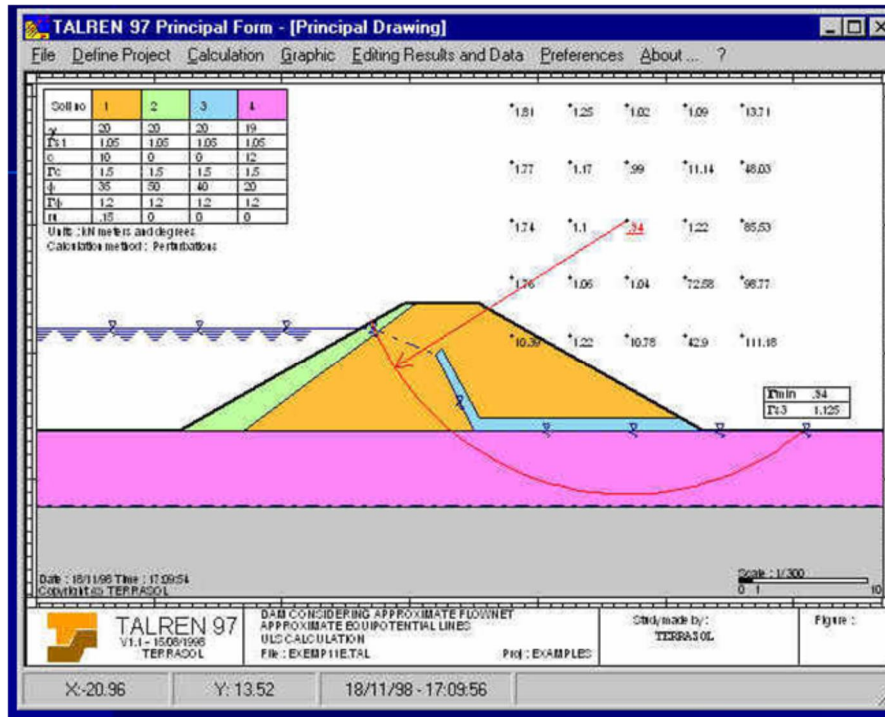


Figura 6.7 Aplicación del software Talren 97

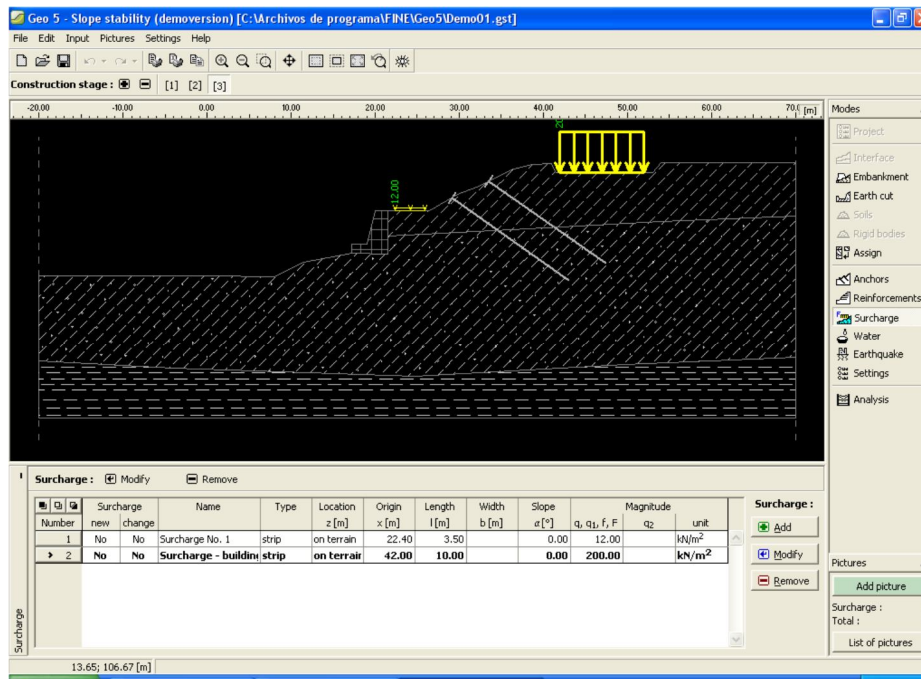


Figura 6.8 Aplicación del software Geo 5

La protección de los taludes se puede realizar por medio de pantallas de concreto, con enrocamiento, suelo-cemento o con pasto, éste último solo para el paramento seco. En el primer caso (Figura 6.9) el espesor de la pantalla de concreto está en función de la altura de la presa y se calcula con la siguiente ecuación:

$$t = 1 + 0.00735H \quad (6.1)$$

Donde:

t = Espesor de la pantalla en pies.

H = Altura de la cortina en pies.

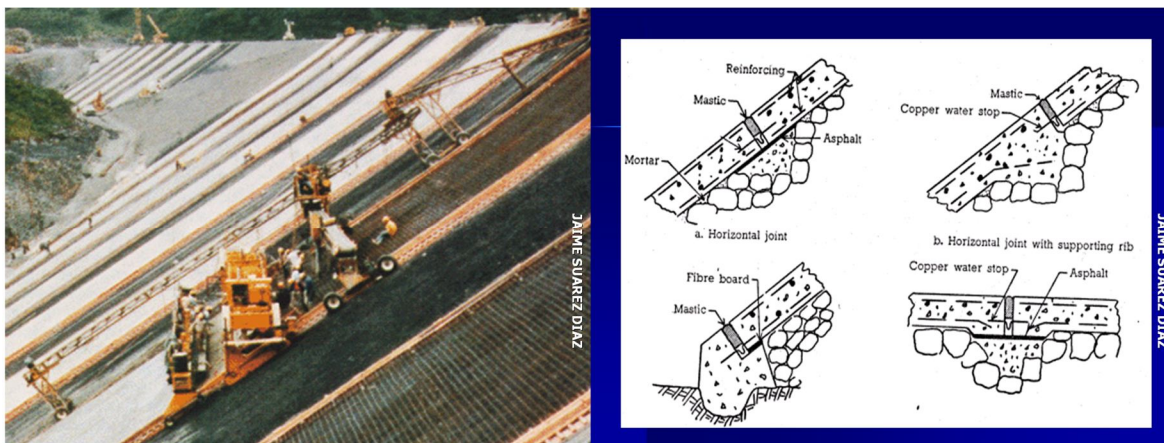


Figura 6.9 Protección de taludes con pantallas de concreto.

OBRAS HIDRÁULICAS

Para la protección utilizando enrocamiento (Figura 6.10) se debe de considerar que la colocación puede ser a volteo o mano, siendo necesario que el material que se utilizará para la protección sea roca sana, no se recomienda usar lutitas arcillosas.



Figura 6.10 Protección de taludes utilizando enrocamiento.

El suelo-cemento es también muy común que se use para la protección de los taludes, sobre todo del paramento mojado (Figura 6.11) y para el paramento seco utilizar pasto (Figura 6.12)

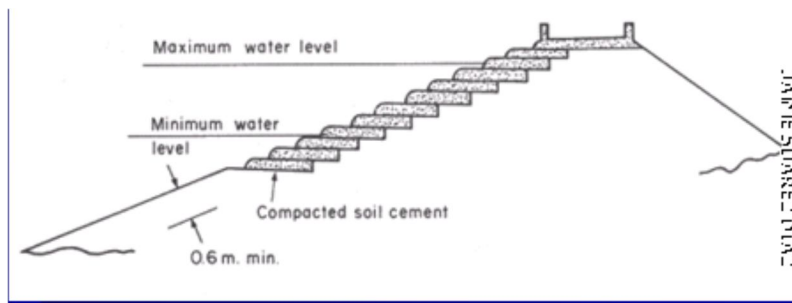


Figura 6.11 Protección de taludes utilizando suelo-cemento en el paramento mojado



Figura 6.12 Protección de taludes utilizando pasto en el paramento seco

OBRAS HIDRÁULICAS

- f. **CONTROL DE FILTRACIONES.** Todas las presas de tierra y enrocamiento sufren filtraciones de agua a través del terraplén, por la base y por los estribos (Figura 6.13), por lo que deben diseñarse elementos para prevenir las supresiones excesivas, la inestabilidad del talud aguas abajo, el sifoneo y la erosión interna.

Los métodos para el control y manejo de las filtraciones a través del terraplén son:

- Zonificación gradual del terraplén de finos a grueso (Figura 6.14)
- Chimeneas verticales o inclinadas (Figura 6.15) y/o colchones horizontales de subdrenaje.
- Tuberías colectoras de agua abajo del pie de la cortina (no debe haber tuberías dentro del terraplén)

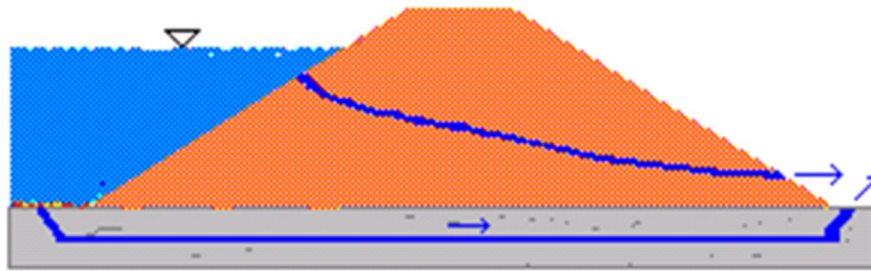


Figura 6.13 Filtraciones de agua a través del terraplén

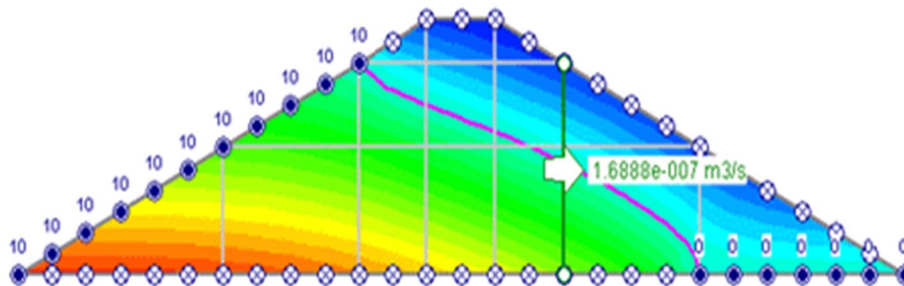
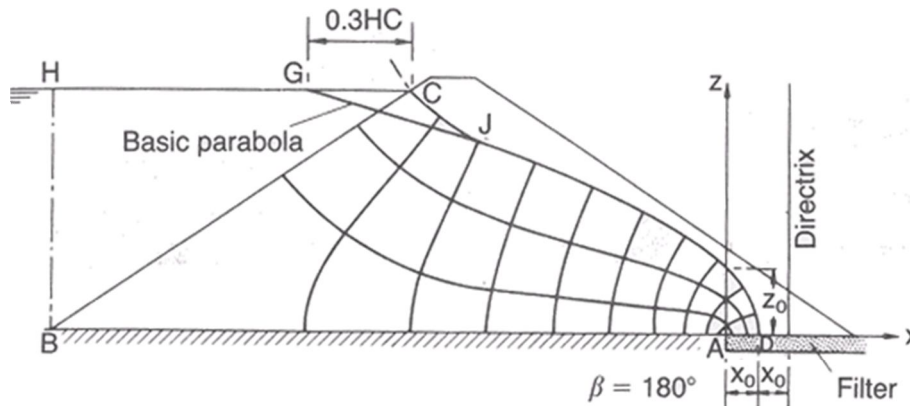


Figura 6.14 Zonificación de material gradual en el terraplén

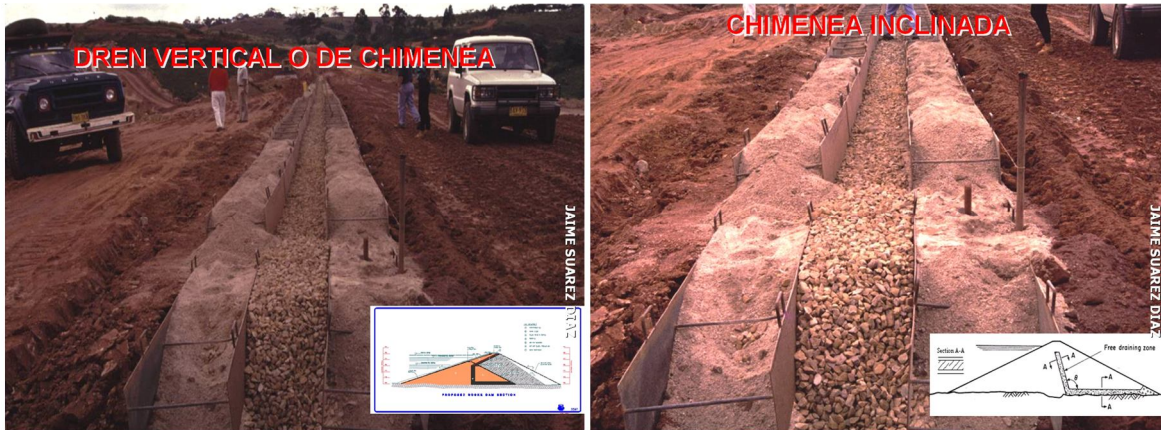


Figura 6.15 chimeneas en la sección transversal

El control de las filtraciones por la base del terraplén debe analizarse los diversos métodos utilizando redes de flujo o por métodos aproximados, cuidando los factores de seguridad contra supresión (Figura 6.16)

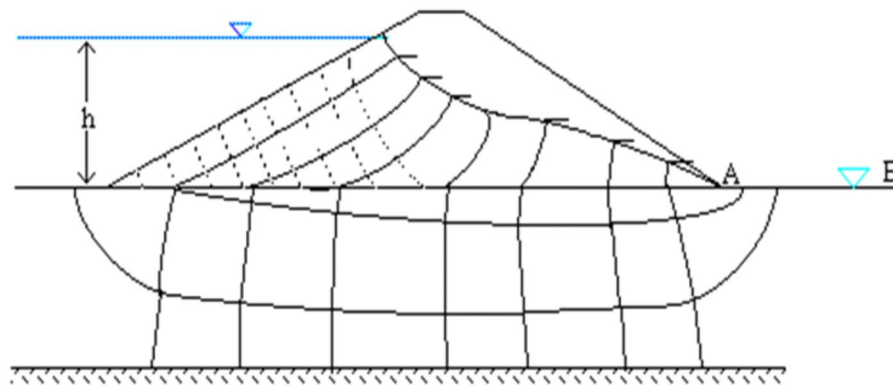


Figura 6.16 Filtraciones por la base del terraplén

Los colchones de drenaje pueden utilizarse para el control de las filtraciones, como el de la Figura 6.17. El método de los colchones controla tanto las filtraciones por el talud, como por la base y previenen las supresiones al pie de la cortina, pero se debe de tomar en cuenta que se incrementa el caudal de filtración por la base del terraplén.

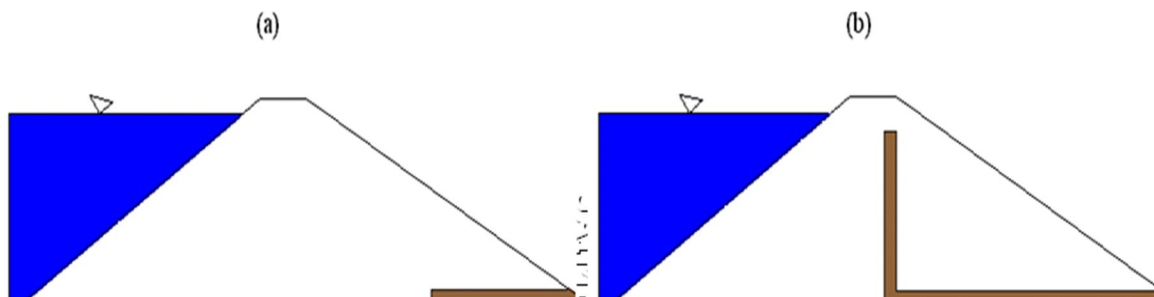


Figura 6.17 Colchones de drenaje para control de filtraciones

OBRAS HIDRÁULICAS

Otro método de control es la construcción de una zanja o pantalla impermeabilizante, que puede ser de material impermeable compactado, relleno fluido (slurry) o concreto (figura 6.18)

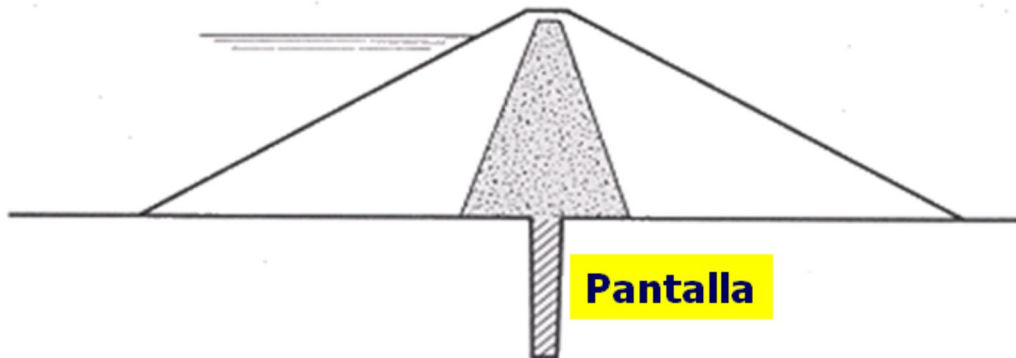


Figura 6.18 Pantalla impermeabilizante

La zanja o pantalla impermeabilizante tiene las siguientes ventajas: permitir ver el suelo donde se desplantará la cortina y es más eficiente al penetrar dentro de la zona permeable de la base (Figura 6.19). Para su diseño se debe tomar en cuenta que el ancho de la pantalla debe ser mayor al 20% de la altura del agua de la presa, pero nunca menor de 6.0 m y debe incluir filtros para evitar erosión interna. En el caso de las pantallas de concreto se tiene el inconveniente que se puede romper en caso de sismos de gran magnitud (Figura 6.20)



Figura 6.19 Material de desplante de una pantalla impermeabilizante



Figura 6.20 Pantalla impermeabilizante de concreto

Otro método para controlar las filtraciones por la base de la cortina es construyendo colchones impermeables aguas arriba (Figura 6.21), los cuales adicionalmente ayuda a disminuir la supresión, pero tienen el inconveniente de que resultan inadecuadas para cortinas con altura mayor a 30 m o en los casos de que la base sea muy permeable.

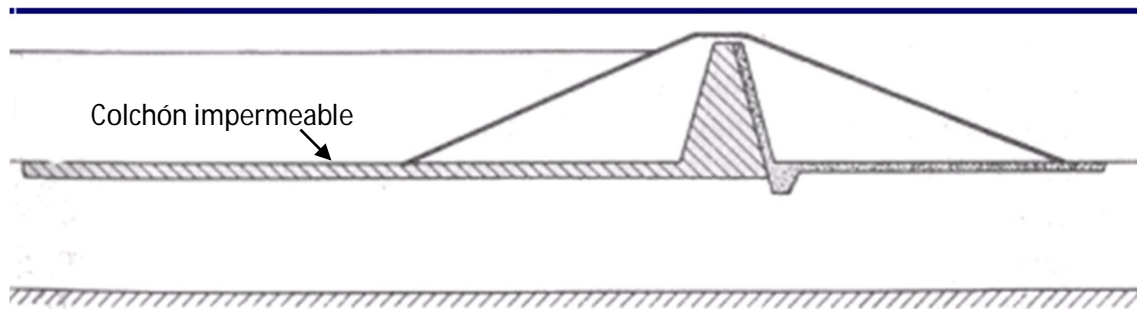


Figura 6.21 Colchón impermeable aguas arriba

Un método que también se puede utilizar es el de inyección de material impermeabilizante, el cual resulta de mucha efectividad para rellenar juntas o cavernas en rocas (Figura 6.22)

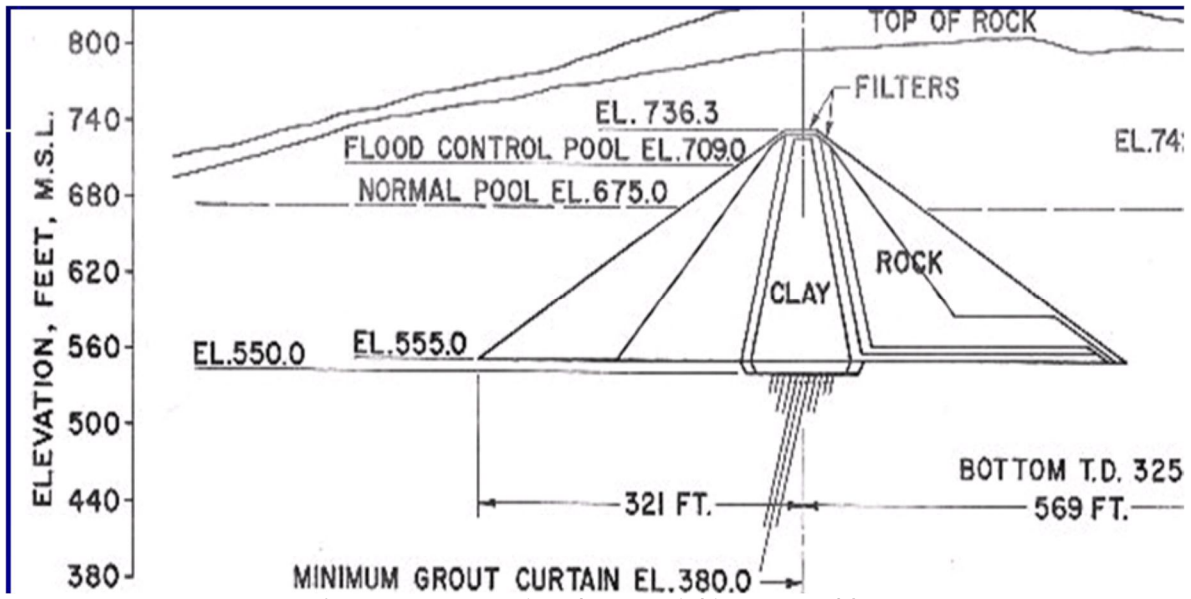


Figura 6.22 Inyección de material impermeable

Para el control de las filtraciones en los estribos (Figura 6.23), los métodos a emplear son los mismos antes descritos para la base.



Figura 6.23 Falla de una presa por filtración en un estribo

OBRAS HIDRÁULICAS

En el caso de las filtraciones a lo largo de los ductos, se puede utilizar el método de colocar un collar para bloquear el paso del agua y compactar perfectamente alrededor de éste (Figura 6.24)



Figura 6.24 Prevención de filtraciones en un ducto

- g. **PROTECCIÓN CONTRA LA EROSIÓN.** La protección contra la erosión en los taludes se comentó en párrafos anteriores, como protección de los taludes y que obviamente son elementos que también permiten controlar las infiltraciones, pero si es importante resaltar la importancia de evitar el crecimiento de árboles en la cortina de una presa de tierra y enrocamiento, ya que el crecimiento de las raíces del árbol disminuyen la compacidad del material que conforma el terraplén de la presa.
- h. **OBRAS COMPLEMENTARIAS.** Todas las presas ya sean de tierra y enrocamiento o de cualquier otro tipo, siempre requieren de obras complementarias, como son los caminos de acceso, medidas de remediación para mitigar los impactos negativos que representa la construcción de una presa, casas para los operadores y vigilantes de la presa, tendido de líneas telefónicas y de energía eléctrica, etc.

6.2 DISEÑO SÍSMICO

El diseño sísmico de las presas se realiza por medio de programas de computadora, que permiten simular diversos casos de magnitud de sismo y comportamiento de las capas que conforman la cortina, permitiendo definir las necesidades de incrementar alguna de ellas.

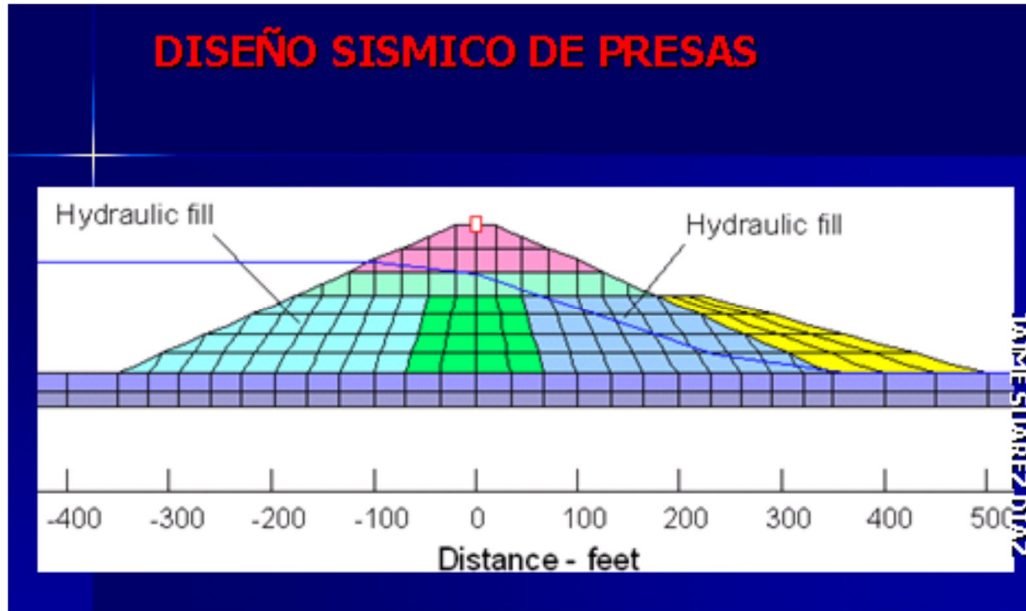


Figura 6.25 Aplicación de software para diseño sísmico

En tiempos recientes se ha logrado un progreso notable en el entendimiento del comportamiento de las presas de tierra y enrocamiento sometidas a la acción sísmica. Se tienen disponibles métodos analíticos para calcular la respuesta dinámica de éste tipo de estructuras, realizando ensayos estáticos y dinámicos para determinar las propiedades del suelo bajo cargas estáticas y dinámicas y se disponen de métodos de diseño para evaluar la estabilidad sísmica y el potencial de deformación de éstas (Seed et al, 1978, Seed, 1979).

Cualquier presa bien construida puede soportar sismos moderados, con aceleraciones máximas de 0.2 gals, sin daños. Las presas de material arcilloso con cimentación arcillosa o rocosa pueden soportar sismos fuertes con magnitudes Richter de 8.25 y aceleraciones máximas de 0.35 a 0.8 gals, sin daños aparentes. Las presas de enrocado con pantalla de concreto se mantienen secas y son capaces de soportar sismos extremadamente fuertes, con pequeñas deformaciones. El esfuerzo de diseño debe concentrarse en las presas que pueden presentar daño por sismo severo o están constituidas por materiales granulares saturados, que pueden perder su resistencia o sufrir aumento de presión de poros. En este caso se requiere un análisis dinámico, que proporcione una base de diseño más confiable.

De los métodos para el análisis se pueden mencionar los siguientes:

OBRAS HIDRÁULICAS

- a. **MÉTODO PSEUDO-ESTÁTICO** programa de cómputo SLOPE/W de Geoslope Internacional (1998) para estabilidad de taludes.
- b. **MÉTODO DE DEFORMACIÓN PERMANENTE**
- c. **ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DINÁMICO** programas como el FEADAM 84 (Duncan et al, 1984), QUAD4M (Hudson et al, 1994), Figura 6.26 o el GEOSOFT (Parra, 1996)

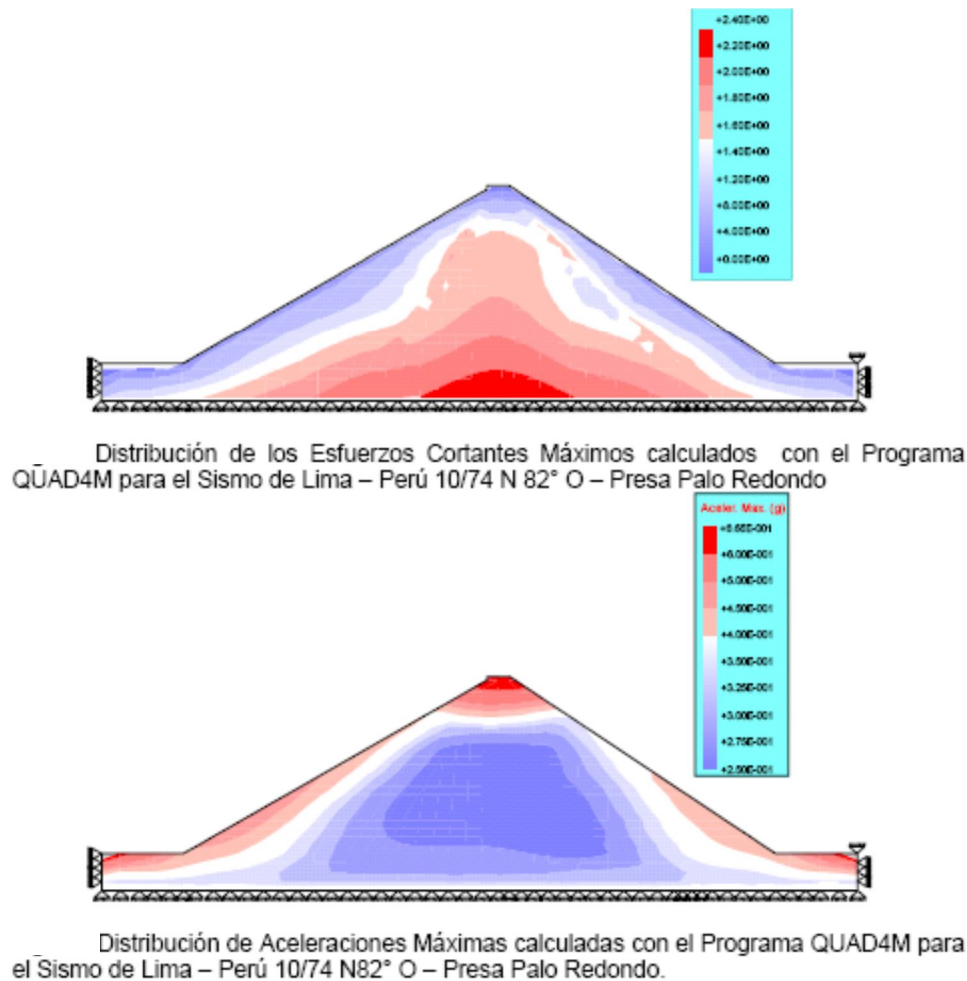


Figura 6.26 Aplicación del software QUAD4M

EJEMPLO DEMOSTRATIVO

EJEMPLO 6.1 Dimensionar la cortina de una presa de tierra y enrocamiento, a construir en un sitio de un río que presenta un ancho en la base de 575 m, talud en la margen izquierda de 1.5 y en la margen derecha de 1.4, por las características geológicas se deberá desplantar la cortina 1.5 m bajo el lecho actual y la capa impermeable se encuentra hasta 6.2 m abajo de dicho lecho. La cortina tendrá una altura de 60 m sobre el lecho original y se debe considerar que sobre la cortina circularán vehículos en dos carriles. Dibujar el esquema de la cortina de diseño.

OBRAS HIDRÁULICAS

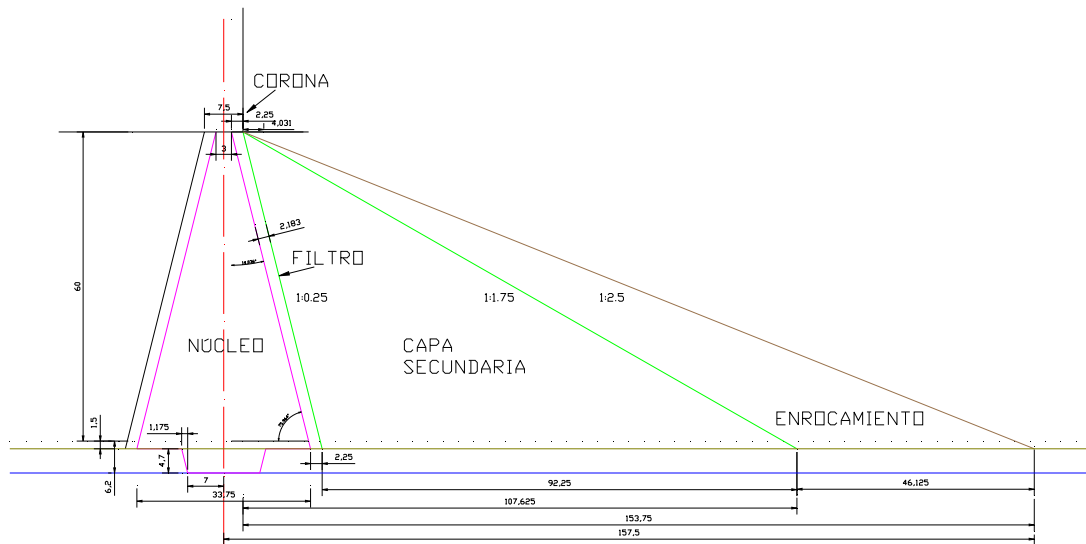
Incógnitas:

- Cimentación
- Ancho de la corona
- Zonificación de materiales
- Diseño de las capas de materiales
- Diseño de taludes
- Control de Filtraciones
- Protección contra la erosión

Solución:

1. CORTINA	H máx =	61.50 m								
A) CIMENTACIÓN										
De conformidad con el encabezado del problema, se deberá eliminar los primeros 1.5 m del material que conforma el lecho del cauce, para poder cimentar la cortina, la cual tendrá un ancho $b = b_{original} - k_i \cdot desp - k_d \cdot desp$ Conforme al desplante se tiene que $b = 570.65$ m										
B) ANCHO DE LA CORONA										
Considerando que servirá para el paso de vehículos, en carretera de 2 carriles $B = 7.50$ m										
C) ZONIFICACIÓN DE MATERIALES										
Se construirá con un núcleo impermeable de arcilla, una capa de grava-arena y respaldo de roca, colocando filtros entre cada una de las capas.										
D) DISEÑO DE LAS CAPAS DE MATERIALES										
Núcleo:	Espesor en la corona $B_n =$	3.00 m	Talud 1:	0.25	en la base $B_b =$	33.75 m	$B_b / 2$	$B_b / 2 - B_n / 2$	k_n	$1/k_n$
	Formado con material arcilloso con tamaño =	< 0,002 mm					16.875	15.375	0.25	4
Filtro entre núcleo y capa secundaria = $(7.5 - 3) / 2 = 2.25$ m ; Espesor E_f 2.183 m										
	Formado con material de granulometría entre	0.06 mm a 2 mm,	con la condición de que el $D_{15} \leq 9 \cdot D_{85} = D_{85}$							
		Si $D_{15} = 0.06$ mm	Entonces	$D_{85} \text{ mín.} = 0.54$ mm						
Capa secundaria:	Talud 1:	1.75	Ancho en la base =	107.625 m	del núcleo hacia aguas arriba.					
	Formado con material de granulometría entre	0,06-2 mm	hasta	2 mm-6 cm						
Enrocamiento:	Talud 1:	2.5	Ancho en la base =	157.50 m	del eje de la cortina hacia aguas arriba					
	Formado con material de roca sana con diámetro	>25 cm								
F) CONTROL DE FILTRACIONES										
De conformidad a la información geológica, se propone construir una pantalla de arcilla, a una profundidad de 4.70 m , con $k_n = 1.175$										
Con un ancho mayor al 20% de la altura = 12.300 m ;por lo que se considera una prop.= 14.000 m en la parte inferior										
G) PROTECCIÓN CONTRA LA EROSIÓN.										
Se deberá proteger la corona con la carpeta asfáltica de la carretera y los taludes con el enrocamiento es suficiente.										

El esquema de la cortina se presenta, para mayor detalle, sólo en su núcleo y la mitad hacia aguas arriba, la cual será idéntica a la de aguas abajo.



Capítulo 7 Presas de Gravedad

7.1 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

7.1.1 Tipos de Presa de gravedad

Básicamente, las presas de gravedad son las estructuras sólidas que mantienen su estabilidad contra las cargas de diseño por medio de la forma geométrica y el peso del material que conforma su cortina. Generalmente, se construyen en un eje recto, pero puede encorvarse ligeramente o dar ángulos de tal forma que se ajuste a las condiciones del sitio específico. La presa de gravedad típicamente consiste de una(s) sección(es) vertedora(s) y una(s) sección(es) no vertedora(as), Figuras 7.1 y 7.2 respectivamente

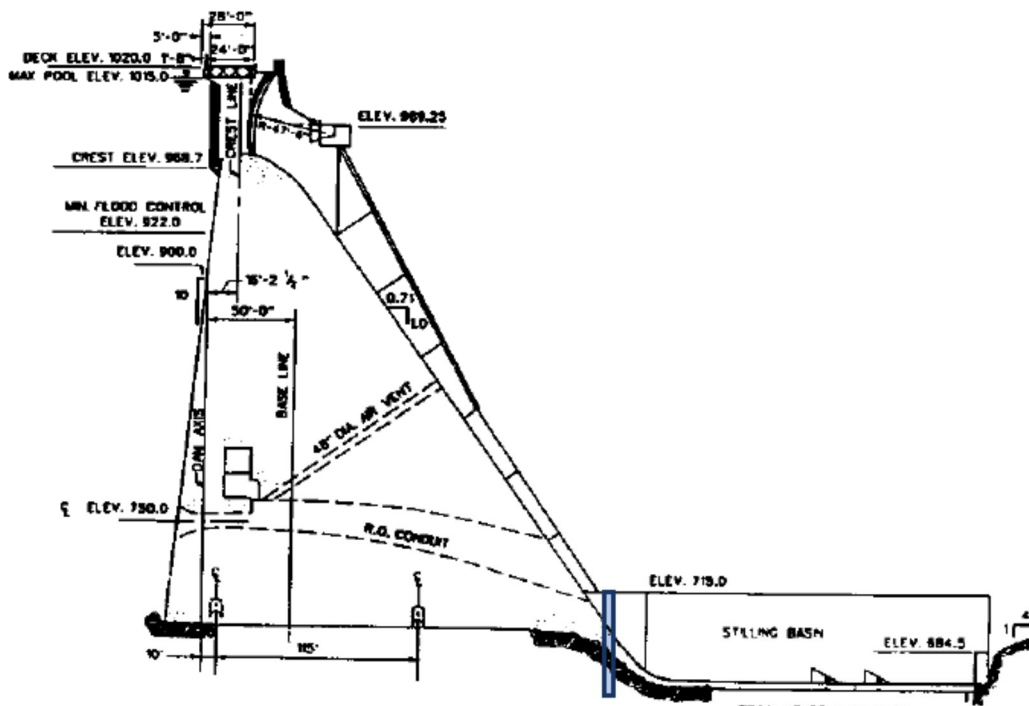


Figura 7.1 Sección Vertedora

OBRAS HIDRÁULICAS

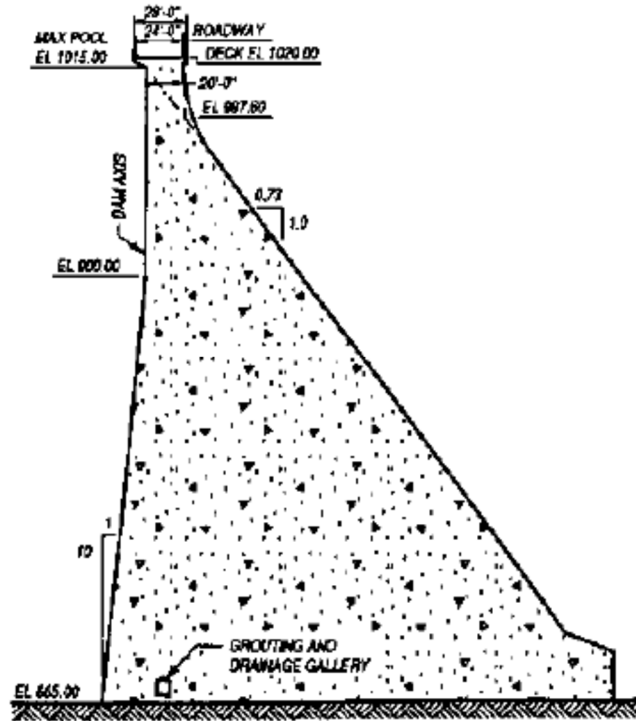


Figura 7.2 Sección no vertedora

- PRESAS DE CONCRETO CONVENCIONAL.** Convencionalmente las presa de concreto son caracterizadas por su construcción usando materiales y técnicas empleadas en la proporción de los agregados, mezclado, vaciado, curado y control de temperaturas del fraguado del concreto [Instituto Americano del Concreto (ACI) 207.1 R-87]. Secciones típicas vertedoras y no vertedoras se muestran en las figuras anteriores.
- PRESA DE GRAVEDAD CON CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO (RCC).** El diseño de presa de gravedad RCC es similar al convencional. Las diferencias quedan en los métodos de construcción, diseño de la mezcla del concreto, y detalles de las estructuras accesorias. La construcción de una presa de RCC es un concepto relativamente nuevo y barato. Las ventajas económicas se logran con colocación rápida que se usa en la construcción, técnicas que son similar a aquéllas empleadas para las presas de terraplén.
- PRESAS DE MAMPOSTERÍA.** Este tipo de presa de gravedad fue utilizada de forma muy generalizada en épocas pasadas, debido a la economía en la mano de obra y la facilidad de obtener piedras de buena calidad, sin embargo han caído en desuso debido a su costo, por lo que en los párrafos siguientes se hará mención exclusivamente a las presas de concreto, sin perder de vista que el diseño de las presas de mampostería es similar a las presas de concreto.

OBRAS HIDRÁULICAS

7.1.2 Coordinación interdisciplinaria

Un equipo totalmente coordinado de ingenieros especializados en estructuras, mecánica de materiales, geólogos, geofísicos, hidrólogos e hidráulicos debe asegurar que toda la ingeniería y las consideraciones de diseño se integren propiamente en el proyecto global. Algunos de los aspectos críticos del análisis y proceso del diseño que requieren especial cuidado y la coordinación son:

- a. Datos preliminares de geología.
- b. Estudio y selección de bancos de materiales para los agregados.
- c. Evaluación de la viabilidad técnica y económica de diferentes secciones constructivas, materiales a emplear, técnicas de construcción y equipo a emplear, tiempos de construcción y el análisis de eventos extraordinarios en la etapa de construcción que sean necesarios a prever, para evitar poner en peligro la obra construida.
- d. El tamaño y tipo de la obra de toma y del vertedor de demasías se debe definir durante las fases tempranas de diseño, conjuntando todas las disciplinas involucradas. Estos proyectos impactarán significativamente en adelante, en la configuración de la cortina y en la seguridad en la construcción y su funcionamiento. Las características hidráulicas especiales como cantidad y calidad del agua, determinan las estructuras de control y deben ser analizadas en forma conjunta entre hidrólogos, hidráulicos y electromecánicos.
- e. Modificaciones en la configuración de la estructura durante la construcción debido a las variaciones inesperadas en la base o fundación donde se construirá la cortina. Las modificaciones durante la construcción son costosas y debe evitarse si es posible por medio de una razonable holgura en el tiempo del programa de exploración durante la fase del diseño. Sin embargo, cualquiera cambia en la capacidad de carga de la fundación o en la estructura de la piedra en que el diseño se basó debe ser totalmente evaluado por el ingeniero estructural.

7.1.3 Selección del sitio

- a. **GENERALIDADES.** Durante los estudios de viabilidad, la selección del sitio preliminar dependerá de los propósitos del proyecto, ya que las demandas de agua fijarán, en primera instancia la necesidad del tamaño del embalse, dando origen a la necesidad de buscar un lugar con la característica de poder almacenar un gran volumen de agua con el mínimo tamaño de cortina, tanto en su altura, como en su longitud

b. FACTORES DE LA SELECCIÓN.

1. Una cortina de concreto requiere una fundación del lecho de roca sana. Es importante que el lecho de roca tenga la resistencia adecuada, la fuerza y la capacidad de carga que permita garantizar la estabilidad necesaria. Cuando la cortina cruza una falla geológica o una zona de fracturas, los aspectos del diseño deben ser especiales, previendo el movimiento de forma anticipada y las obras especiales para su tratamiento. En el caso especial de posibles derrumbamientos de los taludes al interior del vaso en caso de la presencia de terremotos, estos deberán de ser tratados de forma especial, de tal forma que se incluyan en el proyecto y se cuantifiquen para determinar la factibilidad de la selección del sitio.
2. La topografía es un factor importante en el la selección y situación de una cortina de concreto y sus estructuras complementarias. El sitio ideal sería un estrecho cañón, con el lecho de roca sana cercana a la superficie, ya que esta situación minimizaría la cantidad de concreto y los costos asociados.
3. La localización del vertedor de demasías, la obra de toma, la casa de máquinas, y las obras complementarias del proyecto jugarán un papel importante en la selección del sitio. La relación y la adaptabilidad de estos rasgos a la forma del proyecto necesitan la evaluación junto con los costos asociados.
4. Los factores adicionales de importancia menor que deben ser incluidos para la selección final son: el menor impacto ambiental negativo, vías de comunicación y poblaciones o asentamientos humanos que quedan dentro del vaso y el camino de acceso a la cortina. Deben evitarse las reubicaciones costosas.
5. El método o esquema de la obra de desvío durante la construcción es un factor importante ya que impacta en la economía del cortina, por lo que se debe buscar que la obra de desvío pueda ser utilizada posteriormente como obra de toma u obra de excedencias.

7.1.4 Determinación de las características de la Fundación

- a. **GENERALIDADES.** Las características de la fundación (zona de desplante y paredes de la boquilla) son requeridos para el análisis de estabilidad de la sección de una cortina de gravedad. La determinación de los parámetros requeridos se evaluarán en un laboratorio apropiado, ya que si es cierto que el análisis es caro, normalmente es justificado ya que en adelante las adaptaciones resultan ser muchísimo más costosas en grandes proyectos, derivados de los problemas de la fundación.

OBRAS HIDRÁULICAS

- b. **INVESTIGACIÓN DEL CAMPO.** La investigación de campo deberá ser el arranque del proceso inicial, lo cual realiza de forma preliminar el geólogo, procediendo a la revisión de las condiciones de geología superficial y progresando a detalle con la exploración por medio de un programa de perforación con taladro y un programa de recuperación de muestra, y concluyendo al final con el análisis de laboratorio. El alcance de la investigación debe ser basado en una valoración de la homogeneidad o complejidad de la estructura geológica, la presencia de fallas y/o fracturas. El método apropiado para la determinación de las características de la fundación es una combinación de ciencia y arte; se han estandarizado muchos procedimientos, pero se acostumbra a menudo la modificación y adaptación de técnicas por los procedimientos específicos de campo como se puede consultar en el "ENGINEER MANUAL" US Army Corps of Engineers, EM 1110-2-1804 (<http://www.usace.army.mil/publications/eng-manuals>).
- c. **COMPROBACIÓN DE LA RESISTENCIA.** La variación en las propiedades de las piedras de la fundación, evitan un método universal estandarizado para la comprobación de su resistencia. Las decisiones deben constituirse en la necesidad de la comprobación in situ. Antes de que cualquier piedra sea probada, el ingeniero geotécnico, el geólogo y el diseñador responsable, formularán el programa de pruebas, definiendo claramente el propósito de cada prueba y dirigida a la comprobación de que parámetro. Es indispensable usar todos los datos disponibles, como los resultados, de los estudios geológicos y geofísicos, así como seleccionar las muestras representativas por probar. Las pruebas del laboratorio deben intentar reproducir la carga anticipada real y las reacciones tan exactas como sea posible.

7.2 VARIABLES DE DISEÑO

7.2.1 Propiedades del concreto

- a. **GENERALIDADES.** Las propiedades del concreto a determinar son: peso específico, compresibilidad, tensión, resistencia al corte, módulo de elasticidad, revenimiento, la proporción de Poisson, coeficiente térmico a la expansión, conductibilidad térmica, calor específico, y expansión. Estas mismas propiedades también son importantes en el diseño de presa de RCC. Las investigaciones generalmente han indicado que las presas de RCC presentarán las mismas propiedades del concreto convencional. Los valores de las propiedades anteriores serán usados por el diseñador en el reconocimiento y las fases de diseño de la viabilidad del proyecto.
- b. **RESISTENCIA.**
1. La Resistencia del concreto varía con la edad, el tipo del cemento, agregados, y otros elementos usados, y las proporciones en la mezcla. El factor que más afecta a la

OBRAS HIDRÁULICAS

resistencia del concreto es la proporción de agua-cemento. Bajando la proporción mejora la resistencia y la calidad global.

2. La resistencia a la compresión deberá ser revisada por medio de las pruebas de cilindros, conforme a los métodos estandarizados.
 3. La fuerza al corte a lo largo de las juntas de construcción o en la interfaz con la fundación de la piedra puede determinarse por la relación lineal $T = C + \delta \tan \phi$ donde: C es la unidad la fuerza cohesiva, δ es la tensión normal, y $\tan \phi$ representa el coeficiente de fricción interno.
 4. La prueba de tensión al corte (ASTM C 496) o la prueba del módulo de ruptura (ASTM C 78) puede usarse para determinar la fuerza de concreto intacto.
- c. **PROPIEDADES ELÁSTICAS.** El módulo de elasticidad y la proporción de Poisson se determinan por el ASTM C 469 y la respuesta a la deformación de un cortina de concreto sujetado a la tensión sostenida puede ser dividido en dos partes. La primera, la deformación elástica, es la tensión medida inmediatamente después de cargar y se expresa como el módulo de elasticidad instantáneo. El otro, un rendimiento gradual después de un período largo, es la deformación en el concreto. Los valores aproximados para la deformación generalmente se basan en los valores reducidos del módulo de elasticidad instantáneo. Cuando el diseño requiere los valores más exactos, la deformación debe ser basada en la prueba normal para deformación del concreto (ASTM C 512).
- d. **PROPIEDADES TÉRMICAS.** Se requieren los estudios térmicos para las presa de gravedad para evaluar los efectos de tensiones inducidos por los cambios de temperatura en el concreto y para determinar el control necesario por temperatura para evitar fracturas indeseables. Las propiedades térmicas requirieren del estudio de la conductibilidad térmica, la difusión térmica específica y el coeficiente de expansión térmico.

7.2.2 Propiedades de la fundación

El módulo de la deformación de una masa de piedra de fundación debe determinarse, para conocer la cantidad de asentamientos esperado. La determinación del módulo de la deformación requiere la coordinación de geólogos, geofísicos y de los ingenieros estructuristas. El módulo de la deformación puede determinarse por varios métodos diferentes o aproximaciones, pero el efecto de falta de homogeneidad de la piedra, en la conducta de la fundación debe considerarse desde el principio para la elaboración del proyecto. Así, la determinación de compresibilidad de la fundación debe considerar elástico e inelástico (plástico) las deformaciones y a partir de ello determinar el "módulo de deformación" en el laboratorio, por medio de la prueba, ASTM C 3148; y prueba de

OBRAS HIDRÁULICAS

velocidad de deformación, ASTM C 2848. El módulo de deformación de la fundación es mejor evaluarlo "in situ", que permite definir con precisión la respuesta de las discontinuidades de las piedras naturales. Si la fundación contiene más de un tipo de piedra, los valores de los módulos diferentes, deben ser usados y la fundación se evaluará como un compuesto de dos o más capas.

7.2.3 Cargas

La función principal de una presa es elevar el nivel del agua; por tanto, la fuerza externa principal que deben resistir las presas es la presión del agua embalsada. Sin embargo, también actúan otras fuerzas en la estructura, tal como se puede ver en la fig. 7.3 y son:

- 1). La presión interna y externa del agua
- 2). Presión de los azolves
- 3). Presión del hielo
- 4). Fuerzas sísmicas

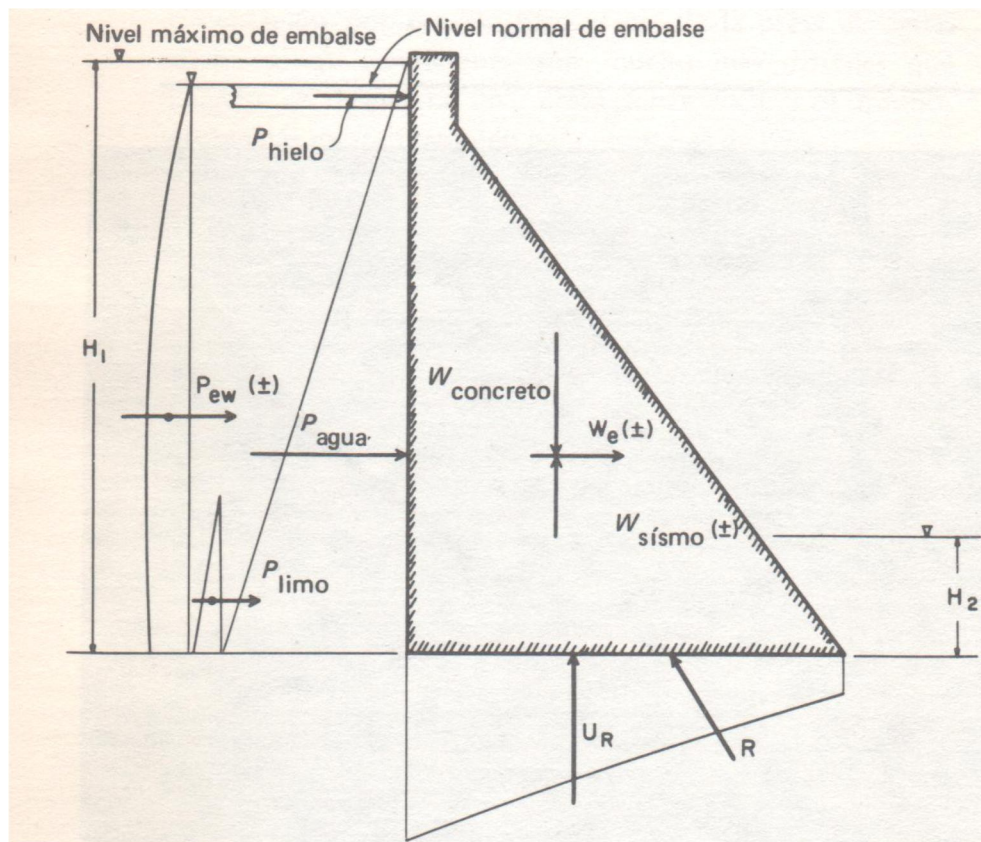


Figura 7.3 Cargas a considerar en una presa a gravedad

En la presa de gravedad, su peso es la fuerza principal que resiste la presión del agua. En las presas de contra-fuerzas con paramento mojado inclinado, parte de la carga del agua estabiliza la estructura. En las presas de arco, la carga del agua se transmite por el efecto de arco a la cimentación; disminuye la importancia del peso como componente que influye en la estabilidad. Las

OBRAS HIDRÁULICAS

fuerzas principales tienen ciertos valores que deben considerarse en cualquier proyecto. Con el tipo de proyecto se modifica la transmisión de las fuerzas y los factores de seguridad.

Las presas deben ser lo suficientemente estables para que no se vuelquen, deslicen, ni tengan que soportar esfuerzos excesivos y cualquier erosión secundaria que pueda producir el deslizamiento de la cimentación. El proyectista deberá considerar cuidadosamente las fuerzas que intervienen en el proyecto para determinar el tipo de presa que se necesita y las fuerzas que se aplicarán a la estructura.

1. **PRESIÓN INTERNA Y EXTERNA DEL AGUA.** La presión unitaria del agua aumenta en proporción a su profundidad. La presión del agua, que es normal a la superficie de la presa, está representada por una distribución de carga triangular. La resultante de la distribución de la carga está a una distancia igual a dos tercios de la que hay de la superficie del agua a la base de la sección que se considera. La ecuación de la presión unitaria del agua es:

$$p = \gamma h \quad (7.1)$$

Donde:

γ = peso específico del agua, en kg/m^3

h = distancia de la superficie del agua al punto de interés, en m.

La presión resultante del agua está dada por la siguiente ecuación:

$$P_\gamma = \frac{\gamma h^2}{2} \quad (7.2)$$

En las presas de gravedad pequeñas el paramento mojado es casi siempre vertical; por tanto, la presión del agua se calcula con esta ecuación. Al aumentar la altura generalmente se usa una cara vertical ligeramente inclinada. La carga vertical del agua en esas secciones está representada por el peso del volumen de agua que está verticalmente arriba de esa sección. La resultante de la carga vertical del agua pasa por el centroide de esa área. En las presas pequeñas no se toma en cuenta esta carga estabilizadora.

En el proyecto de las presas de contrafuertes la carga del agua estabiliza el paramento que está inclinado varios grados de la vertical. En este caso, la carga del agua se transmite a la superficie plana y los incrementos de la carga que resultan deben calcularse para los varios incrementos de profundidad. Ocurren fuerzas internas o de subpresión en los poros, grietas y hendeduras, tanto en la presa como en su cimentación. Los espacios huecos dentro del concreto y del material de cimentación están llenos de agua que ejerce presión en todas direcciones. La intensidad de la subpresión depende de las cargas hidráulicas, es decir, de la

profundidad del vaso y de la distancia del paramento mojado al punto en cuestión. La subpresión ocurre en el concreto y en las cimentaciones de roca, así como en las cimentaciones blandas y permeables. El total de subpresión que se usa en el proyecto es en gran parte cuestión de criterio basado en el carácter de la cimentación, las medidas que se tomen para evitar la filtración, la probable deficiencia de los drenes de la cimentación, y de los métodos de construcción.

En las presas huecas y de contrafuertes, los espacios entre los mismos disminuyen las subpresiones. Sin embargo, cuando estas presas se colocan sobre cimentaciones blandas permeables, debe tenerse cuidado en evitar la tubificación del material de la cimentación a través de los drenes.

Las subpresiones debajo de las presas de concreto sobre cimentaciones blandas están relacionadas a las filtraciones a través de los materiales permeables. El agua que pasa a través de materiales permeables lo hace lentamente debido a la resistencia del rozamiento. La cantidad e intensidad de este flujo por debajo de la presa debe tomarse en consideración cuando las presas se construyan sobre cimentaciones permeables. La subpresión es importante en todas las presas que están sobre cimentaciones permeables.

En todos los tipos de cimentaciones se aplican los mismos métodos para reducir la subpresión. Entre estos métodos se incluyen el colado de un muro interior casi impermeable cerca del paramento mojado de la presa, colocando drenes cerca del paramento mojado de la presa para proporcionar una vía libre al agua, varios dentellones, o combinaciones de medidas de seguridad.

La presencia de hendiduras, fisuras en las cimentaciones de roca, y el paso del agua debajo de la presa en cimentaciones permeables requieren que se hagan ciertas suposiciones para la subpresión. En una cimentación de roca, es seguro suponer que las presiones varían linealmente de la presión del embalse a la presión de la descarga como medida de la subpresión. Esta presión se aplicará a toda la superficie de la presa. Cualquier otra variación que se suponga deberá comprobarse utilizando métodos en los que se emplee la analogía eléctrica o haciendo análisis comparativos con estructuras semejantes ya construidas. Los detalles de la subpresión para presas que descansan en cimentaciones permeables deben determinarse con un análisis de redes de flujo que incluya el empleo de zampeados, dentellones, drenaje; bien dispuestos, y de otros dispositivos para controlar la intensidad de la subpresión.

La subpresión en cualquier punto A, se calcula con la ecuación de Westergaard, cuyos términos se definen con referencia a la Figura 7.4

$$P_u = H_2 + \frac{kx}{L}(H_1 - H_2) \quad 7.3$$

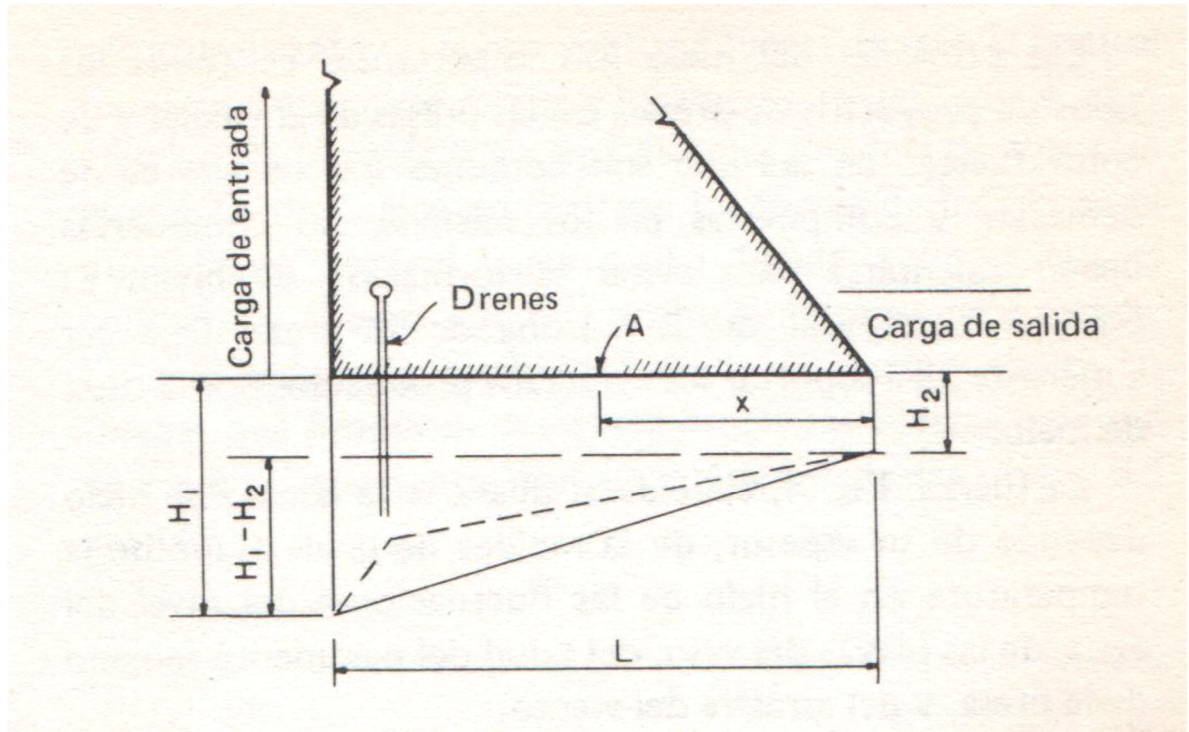


Figura 7.4 Relaciones de la subpresión

En dicha ecuación P_u se da en metros de agua y se convierte a presión unitaria multiplicando por el término γ . El coeficiente de subpresión k , se refiere a la posición del sistema de drenaje y a su eficacia para reducir la subpresión. Los drenes que se colocan cerca del paramento mojado, detrás de alguna cortina de concreto permiten una reducción de k de 1.0 (sin sistema de drenaje) a 0.5. La presión reducida varía dentro del total de la superficie y se supone que la reducción es lineal como se muestra en la línea de rayas punteadas de la Figura 7.4

El drenaje de las cimentaciones en presas pequeñas rara vez es factible, económicamente, pues en el proyecto se supone que obra el total de la subpresión. Sin embargo, en las presas de altura moderada, el proyectista debe considerar el empleo de una galería de inspección con los drenes adecuados de alivio en el concreto y en la cimentación. Los pozos de alivio en la galería de drenaje de la presa se colocan verticalmente a distancias aproximadas de 3 m de centro a centro. En la cimentación se perforan de la galería a una profundidad de cuatro a seis décimos de la carga hidrostática, o a dos tercios de la profundidad del dentellón o cortina de concreto.

2. **PRESIÓN DE LOS AZOLVES.** Casi todas las corrientes llevan limo cuando su gasto es normal en las avenidas. Algo del limo se deposita en el vaso creado por la presa. Si se permite que se acumule en el paramento mojado de la presa produce cargas mayores que la presión hidrostática. En las presas pequeñas es más seguro suponer

que la carga del limo tiene una presión unitaria equivalente a la de un líquido que tenga un peso específico de 1362 kg/m^3 y un peso de 1922 kg/m^3 . Algunas veces el limo suspendido en el agua se lleva a través de la presa por conductos especiales, evitando así que se deposite en el paramento mojado de la presa.

Conforme se vaya aumentando el control del gasto del río, la carga de limo será menos importante. En general, las cargas del limo se desarrollan lentamente sobre el paramento de la presa. Esto da por resultado que los depósitos de limo tienden a consolidarse y a soportarse parcialmente en el vaso. En la mayor parte de las presas pequeñas de gravedad y de arco, la carga del limo no es importante. Sin embargo, en las presas de contrafuertes de paramento inclinado, esta acumulación puede aumentar mucho las presiones.

3. **PRESIÓN DEL HIELO.** Las presiones que produce el hielo se deben a la dilatación térmica de una capa de hielo y al arrastre que en el mismo produce el viento. Cuando el hielo se calienta, éste se dilata y ejerce un empuje contra el paramento mojado de una presa. Según sea la rapidez de los cambios de temperatura, del espesor del hielo, y de otras condiciones ambientales, ordinariamente se supone una presión del hielo para proyecto de 12 a 30 toneladas por metro lineal.

Las presiones del hielo son importantes en todos los tipos de proyectos de presas. En las presas de gravedad y de contrafuertes en las que son comunes los vertedores de demasías y compuertas en los mismos, las compuertas deben calentarse para evitar la formación de hielo. El espesor estructural de la corona de la presa debe ser suficiente para soportar los esfuerzos producidos por la capa de hielo.

La fuerza ejercida al dilatarse la lámina de hielo depende de su espesor, de la rapidez de la elevación de la temperatura en el hielo de las fluctuaciones del nivel del agua, de las playas del vaso, del talud del paramento mojado de la presa, y del arrastre del viento, lo cual puede calcularse por medio de la Figura 7.5

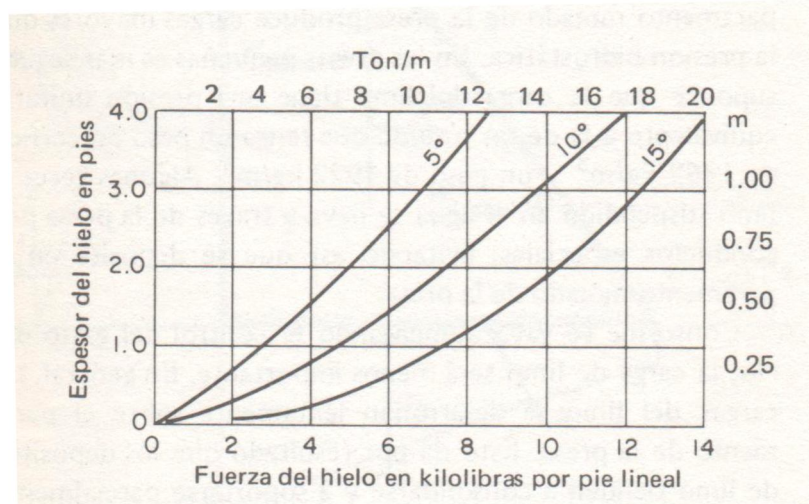


Figura 7.5 Fuerza del hielo sin confinamiento lateral e incluyendo la energía solar.

La rapidez de la elevación de la temperatura en el hielo es función de la rapidez de elevación de la temperatura en el aire y de la cubierta que forme la nieve sobre el hielo. El confinamiento lateral de la lámina de hielo depende del carácter de las playas del vaso y del talud del paramento mojado de la presa. Las presas con taludes ligeramente inclinados tienden a resistir mejor la presión del hielo que las de paramentos verticales. Las playas tendidas tienden a sujetar la lámina de hielo para que no se mueva, lo que puede disminuir el empuje sobre la presa. En las presas pequeñas el problema del hielo es importante para proyectar las estructuras de control, vertedores de demasías, y dispositivos con compuertas.

4. **FUERZAS SÍSMICAS.** Los terremotos imparten aceleraciones a la presa. Estas aceleraciones producen tanto cargas horizontales como verticales. Para determinar las fuerzas totales debidas a un sismo, deberá fijarse la intensidad o aceleración debida al movimiento sísmico. Las aceleraciones se expresan como porcentajes de las fuerzas de la gravedad. En las regiones que no están sujetas a sismos extremadamente fuertes, por lo general se usa una aceleración horizontal de 0.1 de la gravedad y una aceleración vertical de 0.05 g para el proyecto. La fuerza para acelerar la masa M, de una presa se encuentra con la ecuación:

$$Pec = Ma = \frac{W}{g} \alpha(g) = \alpha(W) \quad 7.4$$

Donde:

Pec = fuerza sísmica horizontal, en kg

a = aceleración del sismo, en m/s^2

g = aceleración de la gravedad, en m/s^2

W = peso de la presa o bloque, en kg.

α = relación de $\frac{a}{g}$.

OBRAS HIDRÁULICAS

La fuerza P_{ec} obra en el centro de gravedad de la sección en estudio.

La fuerza de la inercia P_{ew} en kg por metro cuadrado del agua se encuentra con:

$$P_{ew} = C(\alpha)\gamma(h) \quad 7.5$$

Donde:

C = coeficiente sin dimensión para la distribución y magnitud de las presiones

α = relación de $\frac{a}{g}$

h = profundidad total del agua en el vaso, en m

y = distancia vertical de la superficie del embalse a la elevación que se estudia, en m

El coeficiente adimensional está definido en función del talud del paramento y de su valor máximo C_m :

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right) + \sqrt{\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right)} \right] \quad 7.6$$

Los valores de C_m se obtienen de la Figura 7.6. La fuerza horizontal total V_e , arriba de cualquier elevación y , (y = distancia medida hacia abajo de la superficie del embalse), y el momento de vuelco, Me , arriba de esa elevación se dan como:

$$V_e = 0.726(P_{ew})(y)(Me) = 0.229(P_{ew})y^2 \quad 7.7$$

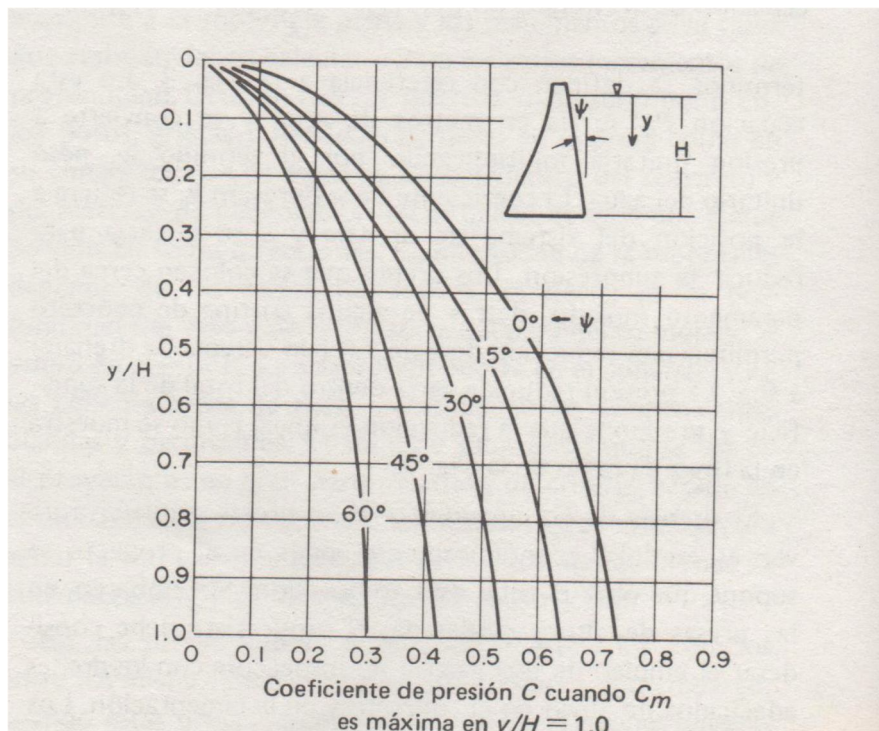


Figura 7.6 Coeficiente C_m , para el cálculo de la fuerza sísmica horizontal.

OBRAS HIDRÁULICAS

No es probable que ocurra vibración o resonancia por los sismos en las presas de poca altura a altura moderada. Por tanto, este elemento por lo general no es un problema para el proyecto de presas pequeñas, pero deberá de contemplarse en el proyecto de presas grandes.

El efecto de la inercia en el concreto debe aplicarse en el centro de gravedad de la masa, cualquiera que sea la forma de la sección transversal. Puede ocurrir también movimiento vertical durante un sismo con una fuerza de inercia vertical resultante que obre momentáneamente reduciendo el peso efectivo de la presa. La carga de agua tiende a producir un momento de vuelco en la presa. La fuerza de inercia en el movimiento vertical hacia arriba tiende a hacer que el concreto y el agua que está arriba de la presa pese menos. Lo que reduce la estabilidad de la estructura contra las fuerzas que producen deslizamiento. Otras fuerzas que pueden tener importancia son las presiones de las olas y del viento.

El proyectista de cualquier presa debe hacer suposiciones básicas con respecto a las condiciones de su emplazamiento y sus efectos en la estructura que se proponga. Las investigaciones en el emplazamiento proporcionan al ingeniero mucha información para evaluar estas suposiciones, que son las bases para hacer un proyecto seguro de la presa.

Algunas suposiciones importantes para el proyecto de presas pequeñas incluyen la subpresión, las medidas para controlar las filtraciones, la degradación del canal y la erosión del pie de la presa del lado de aguas abajo, las condiciones de la cimentación y la calidad de la construcción. Se hacen suposiciones adicionales sobre las cargas producidas por el azolve, la presión del hielo, las aceleraciones sísmicas, y las fuerzas de las olas. El grado en que afectan estos factores el proyecto, depende principalmente del tipo de presa, de las presiones máximas del agua, y del carácter del material de cimentación. El proyectista debe evaluar estos factores para cualquier presa tomando en cuenta amplios factores de seguridad.

7.3 COEFICIENTES DE DISEÑO

Los coeficientes de diseño o de seguridad deben considerarse a la luz de las condiciones económicas. Los coeficientes de seguridad amplios dan por resultado una estructura más costosa; sin embargo, si se usan coeficientes de seguridad pequeños pueden producirse fallas, lo que a su vez puede dar por resultado costos elevados. Sólo podrán obtenerse los factores de seguridad adecuados haciendo una buena determinación de las fuerzas de deslizamiento, vuelco y de las que produzcan esfuerzos excesivos dentro de la presa.

- a. **VUELCO.** En general los coeficientes de seguridad contra el vuelco oscilan entre 2 y 3. En las presas pequeñas es a menudo mayor. Si éste es inferior a 2, la sección de la presa deberá modificarse para aumentar el margen de seguridad. Una presa de gravedad rara

OBRAS HIDRÁULICAS

vez falla por vuelco, ya que cualquier tendencia al volcamiento da una mayor oportunidad a la presa para que falle por deslizamiento. El coeficiente de seguridad contra vuelco es la relación del momento que tiende a enderezar la presa al momento, que tiende a volcarla alrededor del pie de la presa. Esta relación puede expresarse así:

$$FSO = \frac{Wc(L_1) + Ww(L_2)}{Pagua(L_3) + U_R(L_4)} \quad 7.8$$

Todas las fuerzas (excepto la fuerza resultante de la cimentación) deben considerarse al calcular el coeficiente de seguridad. Otras fuerzas podrían ser las de las olas, el hielo, sismos, y la presión del azolve.

Otro método para evaluar el coeficiente de seguridad contra volcamiento está relacionado con los esfuerzos internos. Si el esfuerzo vertical en el borde de aguas arriba de cualquier sección horizontal calculada sin subpresión excede de la subpresión en ese punto, se considera segura contra volcaduras. Este procedimiento de cálculo puede usarse para las presas pequeñas, pero no se recomienda para las presas de gran altura.

Además, si la subpresión en el paramento de aguas arriba excede el esfuerzo vertical en cualquier sección horizontal sin subpresión, las fuerzas de subpresión aumentan mucho la tendencia al volcamiento con relación al pie de la presa de aguas abajo en ese plano horizontal supuesto. Si los esfuerzos de tensión que se desarrollan son menores que los admisibles en el concreto y en el material de la cimentación, la presa puede todavía considerarse segura. Esta suposición se basa en que la mano de obra es buena y en que existe resistencia a la tensión dentro de la estructura en todos los planos horizontales. Las presas por lo general se proyectan de manera que no haya tensión (o cuando más una pequeña fuerza de tensión) en el paramento mojado en condiciones severas de carga.

- b. **DESlizAMIENTO.** Se aceptan tres procedimientos para evaluar la seguridad de una presa contra el deslizamiento en dirección de la corriente. Los tres tienen algunos méritos y, en general, se utilizan las mismas relaciones entre las fuerzas. Aunque los valores calculados son seguros, son muy diferentes. Los tres procedimientos son: (1) el coeficiente de seguridad contra deslizamiento, (2) el coeficiente de seguridad, y (3) coeficiente de seguridad por corte y rozamiento. Deberán apreciarse bien las diferencias entre estos tres procedimientos. El objeto principal de cada uno de ellos es obtener un coeficiente de seguridad, que cuando se excede, pone en peligro a la presa de ser empujada aguas abajo.

El coeficiente de deslizamiento (f) es el coeficiente de rozamiento necesario para evitar el deslizamiento de cualquier plano horizontal en la presa o sobre su cimentación bajo condiciones de carga. En las presas pequeñas, el factor de deslizamiento por lo

OBRAS HIDRÁULICAS

normal determina la seguridad contra deslizamiento. En este procedimiento no se emplean las fuerzas de corte; ya que se supone que estas aumentan la seguridad en el proyecto. Sin embargo, este procedimiento es desventajoso para las presas de concreto en cimentaciones de roca, pues podrán usarse secciones más pequeñas si se incluyesen las fuerzas de corte en este factor.

El coeficiente de deslizamiento de una presa de gravedad con base horizontal es igual a la tangente del ángulo entre la perpendicular a la base y la resultante de la reacción de la cimentación. El coeficiente de deslizamiento para las presas pequeñas se calcula tomando la relación de la suma de las fuerzas horizontales (P) a la suma de las fuerzas verticales (W) incluyendo la subpresión (U_R), o sea:

$$\frac{\Sigma P}{\Sigma W - U_R} = \tan \theta = f \quad 7.9$$

Si al calcular f de esta manera, es igual o menor que el coeficiente de rozamiento estático (f') la presa se considera segura. Al hacer estos cálculos se supone una faja de 1 m de anchura.

El coeficiente de seguridad (f_s), contra deslizamiento se define como la relación del coeficiente de rozamiento estático, f' a la tangente del ángulo entre una perpendicular a la base y la reacción directa de la cimentación, expresado como:

$$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f'(\Sigma W - U_R)}{\Sigma P} \quad 7.10$$

En este procedimiento se supone también que las fuerzas de corte se suman a las medidas de seguridad. El coeficiente de seguridad contra deslizamiento tiene un valor entre 1 y 1.5 para las presas de gravedad sobre roca en las que se utiliza una sección transversal conservadora. La inclusión de la subpresión y de las fuerzas sísmicas en los cálculos puede reducir el coeficiente de seguridad a aproximadamente la unidad. Estos valores son para la seguridad contra deslizamiento en un plano horizontal; si la cimentación está inclinada hacia aguas abajo, los coeficientes de seguridad se reducen proporcionalmente. Los proyectistas usan concreto en dentellones para disminuir la tendencia al deslizamiento de la presa. Para cualquier tipo de dentellón, debe evitarse que su anclaje falle por cortante separándose así del cuerpo principal de la presa. En las cimentaciones de tierra, se necesita un coeficiente de seguridad mayor, para evitar el deslizamiento en planos situados debajo de la superficie de la cimentación. En las cimentaciones blandas, las medidas para obtener un aumento artificial de la adherencia son menos efectivas. Los dentellones profundos y los zampeados aumentan la resistencia al deslizamiento. Un dentellón con las dimensiones adecuadas, reforzado, y

OBRAS HIDRÁULICAS

construido dentro de la presa impide el desalojamiento por la resistencia interna al corte del material dentro del cual se construya el dentellón. Los dentellones tienen un volumen adicional de suelo o roca por mover antes que la estructura pueda deslizarse.

Otro procedimiento es el cálculo del coeficiente por rozamiento y corte (CRC), que prefieren muchos ingenieros, ya que incluye la evaluación de las fuerzas de corte dentro del coeficiente de seguridad, que puede ser expresada de la siguiente forma:

$$CRC = \frac{f'(\Sigma W - U_R) + b(\sigma)}{\Sigma P} \quad 7.11$$

Donde:

- b = longitud de la base en el plano en que se estudian los esfuerzos de corte.
- σ = esfuerzo cortante de trabajo del material o materiales en el plano de corte

Los coeficientes de seguridad, calculados de esta manera, deben aproximarse a los valores usados en los cálculos estructurales normales. Los valores de los coeficientes estáticos de rozamiento se suponen a menudo para el concreto que se mueve sobre roca y otro concreto de 0.65 a 0.75. El esfuerzo cortante de trabajo σ , del concreto está relacionado con la resistencia a la compresión del concreto. En general, el concreto en las presas de gravedad debe ser cuando menos de 140 kg/cm² a los 28 días. En las estructuras más pequeñas es necesario usar concreto mucho más resistente para satisfacer los requisitos de durabilidad. La resistencia unitaria del concreto al corte es aproximadamente un quinto del esfuerzo de rotura a la compresión en cilindros estándar. Esto indica una resistencia de 28 a 56 kg/cm² en las presas, y proporciona un factor de seguridad de 4 si el esfuerzo unitario de trabajo usado en los cálculos es de 7 a 14 kg/cm². No se recomiendan esfuerzos de trabajo mayores, a menos que el concreto para las presas pequeñas se pruebe por anticipado. El coeficiente por rozamiento y corte se usa contra deslizamiento en el concreto sobre concreto o para el concreto sobre roca; si las presas pequeñas se colocan sobre material de cimentación blando, el uso de este coeficiente es poco práctico.

En la tabla 7.1 se dan valores de seguridad para los diferentes coeficientes de deslizamiento y para diferentes materiales de cimentación. Cuando los materiales para la cimentación sean blandos deberán estudiarse para ver si son susceptibles a la tubificación.

Tabla 7.1 Coeficientes de deslizamiento para diferentes condiciones de cimentación

MATERIAL "Concreto sobre"	Coeficiente de seguridad contra deslizamiento, f	Coeficiente mínimo de seguridad sugerido f_s	Coeficiente por rozamiento y corte CRC
Concreto	0.65 – 0.8	1 – 1.5	4
roca profunda, superficie limpia e irregular	0.8	1 – 1.5	4
roca, algunas laminaciones	0.7	1 – 1.5	4
grava y arenas gruesas	0.4	2.5	-
arena	0.3	2.5	-
esquistos	0.3	2.5	-
limo y arcilla (* se requieren pruebas)	*	*	-

El proyectista debe considerar la influencia de las juntas de construcción y las juntas de la cimentación en la resistencia al corte. Utilizando los métodos de construcción correctos, la resistencia al corte en las juntas de construcción arriba de la base es esencialmente la de un buen concreto. La resistencia al corte en la cimentación, donde el concreto se cuela sobre una superficie de roca lisa puede disminuir. En este tipo de junta es posible que se desarrollen fuerzas de rozamiento. En una cimentación áspera e irregular, se desarrolla un plano más resistente tanto al corte como al rozamiento; en la determinación del coeficiente por corte y rozamiento puede usarse el valor inferior del corte, el del concreto o el de la roca.

- c. **ESFUERZOS EN EL CONCRETO.** Los esfuerzos unitarios en el concreto y en los materiales de la cimentación deben mantenerse dentro de los valores máximos prescritos, para evitar fallas. En las presas pequeñas normalmente se desarrollan esfuerzos dentro del concreto que son menores que la resistencia real que puede desarrollarse si se usa la mezcla adecuada en el concreto. Las mezclas que producen un concreto durable, normalmente tienen resistencia suficiente para proporcionar un coeficiente de seguridad adecuado contra el exceso de esfuerzos.

En el material de la cimentación debe investigarse también si existen excesos en los esfuerzos. Cuando se trata de presas pequeñas es pertinente hacerlo en las rocas fisuradas y en las cimentaciones blandas, como en las de grava o arena. El proyectista debe consultar los reglamentos locales para ver las presiones de apoyo admisibles y conversar con ingenieros especializados para evaluar los materiales de la cimentación. En la tabla 7.2 se sugieren valores para las capacidades de carga para estudios iniciales y guías para proyectar presas pequeñas de concreto. Si existe alguna duda con respecto a la clasificación y la bondad de los materiales de cimentación, se determinarán por medio de pruebas en el campo y en el laboratorio las capacidades de carga admisibles.

OBRAS HIDRÁULICAS

Sin embargo, en la mayor parte de las presas pequeñas las presiones unitarias de apoyo sobre los materiales rocosos de cimentación serán considerablemente menores que los valores dados en la tabla 7.2

Tabla 7.2 Relaciones promedio de deslizamiento y valores de capacidad de carga de los materiales de cimentación

MATERIAL	Relación de deslizamiento promedio, según Lane (*)	Coefficiente de Bligh (*)	Capacidades de carga admisibles (tn/m ²)
Arena muy fina o limo	8.5	18	29.3 densa
Arena fina	7.0	15	9.8 suelta
Arena media	6.0	-	29.3
Arena gruesa	5.0	12	29.3
Grava fina	4.0	-	48.8
Grava media	3.5	-	48.8
Grava y arena	3.0	9	48.8
Grava gruesa incluyendo cantos	3.0	-	48.8
Boleo con algo de cantos y grava	2.5	-	97.6
Boleo, grava y arena	-	4 - 6	48.8
Arcilla blanda	3.0	-	9.8
Arcilla media	2.0	-	39.06
Arcilla dura	1.8	-	58.6
Arcilla muy dura o toba	1.6	-	97.6
Roca buena	-	-	976.5
Roca laminada	-	-	341.8

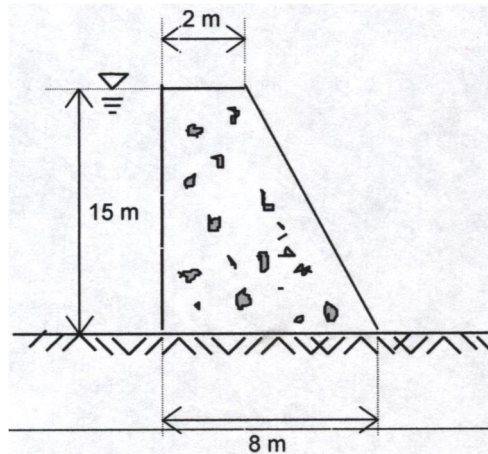
(*) Para usarse en el análisis de las cimentaciones blandas.

Puede evitarse el vuelco y los esfuerzos de compresión excesivos si se elige la forma y sección transversal correctas para la presa. Los esfuerzos de trabajo típicos empleados en el proyecto de las presas de concreto son de 42.2 a 70.3 kg/cm² en compresión y de 0 a 7.03 kg/cm² en tensión. En general, se evitan los esfuerzos en tensión manteniendo todas las fuerzas resultantes dentro del tercio medio de la base de la sección que se estudia. La base es la distancia del paramento de aguas arriba al de aguas abajo de un bloque; para el cálculo, se supone que el bloque tiene una anchura de 1 m.

OBRAS HIDRÁULICAS

EJEMPLOS RESUELTOS

Ejemplo 7.1 Una presa de gravedad se ha esquematizado conforme a la siguiente figura, la cual se construyó de concreto, con un peso volumétrico de $2,200 \text{ kg/m}^3$. Cuando la subpresión actúa al 100% de intensidad sobre el 100% del área de la base, ¿cuál es el factor de estabilidad por volteo?



Datos:

$$\gamma_c = 2,200 \text{ kgf/m}^3$$

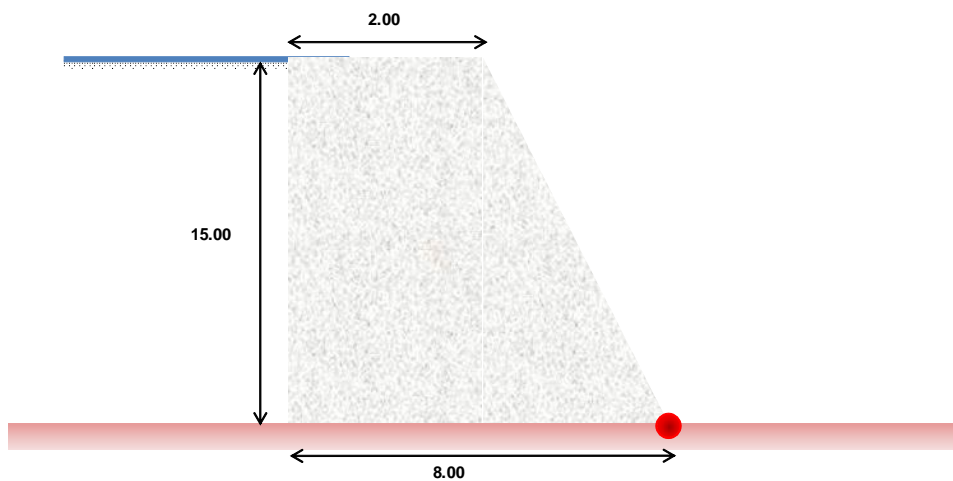
$$\gamma = 1,000 \text{ kgf/m}^3$$

Corona de la presa (b) = 2.00 m

Base de la presa (B) = 8.00 m

Altura de la presa (H) = 15.00 m

Ancho de la presa (L) = 1.00 m



OBRAS HIDRÁULICAS

Incógnita:

Factor de estabilidad por volteo (FS_0)

Fórmulas:

$$FS_0 = \frac{WcL_1 + WwL_2}{P_{agua}L_3 + U_R L_4}$$

$$Wc = \gamma_{concreto} Vol$$

$$Ww = \gamma_{concreto} Vol$$

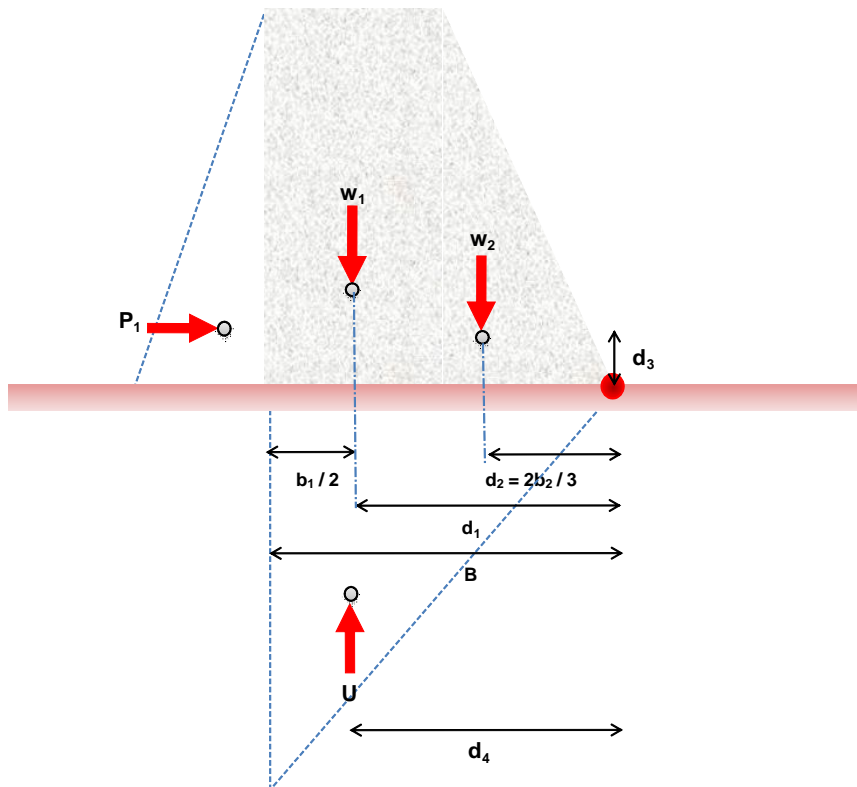
$$P_{agua} = \gamma z_g A$$

$$U_R = \gamma z_g A$$

L_1, L_2, L_3, L_4 se determinan de la geometría de la presa

Solución:

Previo a determinar el factor de estabilidad por vuelco se recomienda realizar un diagrama de cuerpo libre (DCG) para identificar las fuerzas que actúan, así como su sitio geométrico de aplicación que permita calcular los brazos de palanca para calcular los momentos con respecto a lugar donde desplanta la presa el paramento aguas abajo.



OBRAS HIDRÁULICAS

Calculando la sección rectangular

$$A_1 = bh = 2.00(15.00) = 30.00m^2$$

$$V_1 = A_1L = 30.00(1.00) = 30.00m^3$$

$$w_1 = \gamma_c V_1 = 2,200.00(30.00) = 66,000.00kgf$$

$$d_1 = B - \frac{b}{2} = 8.00 - \frac{2.00}{2} = 7.00m$$

Calculando la sección triangular

$$A_2 = \frac{(B-b)h}{2} = \frac{(8.00-2.00)(15.00)}{2} = 45.00m^2$$

$$V_2 = A_2L = 45.00(1.00) = 45.00m^3$$

$$w_2 = \gamma_c V_2 = 2,200.00(45.00) = 99,000.00kgf$$

$$d_2 = \frac{2(B-b)}{3} = \frac{2(8.00-2.00)}{3} = 4.00m$$

Calculando el empuje hidrostático

$$P_{agua} = \gamma z_g A = \gamma \frac{h}{2} (hl) = 1,000.00 \frac{15.00}{2} [15.00(1.00)] = 112,500kgf$$

$$d_3 = \frac{h}{3} = \frac{15.00}{3} = 5.00m$$

Calculando la supresión

$$U_R = \gamma V = \gamma \left[\left(\frac{hB}{2} \right) L \right] = 1,000.00 \left[\frac{15.00(8.00)(1.00)}{2} \right] = 60,000.00kgf$$

$$d_4 = \frac{2B}{3} = \frac{2(8.00)}{3} = 5.33m$$

$$FSO = \frac{WcL_1 + WwL_2}{P_{agua}L_3 + U_R L_4} = \frac{66,000(7.00) + 99,000(4.00)}{112,500(5.00) + 60,000(5.33)} = 0.972$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Al determinar el factor de seguridad por vuelco, se observa que el valor es menor que 2.00, por lo tanto **la cortina no es estable y se volcara.**

Ejemplo 7.2 De la presa de gravedad del ejemplo anterior, ¿cuál será el coeficiente de deslizamiento, si la cortina se desplanta en roca profunda?, considerando que de las pruebas de laboratorio el coeficiente de fricción estático es de 0.7

Datos:

$$\gamma_c = 2,200 \text{ kgf/m}^3$$

$$\gamma = 1,000 \text{ kgf/m}^3$$

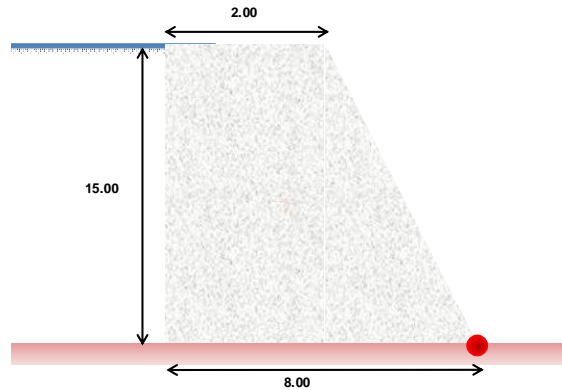
Corona de la presa (b) = 2.00 m

Base de la presa (B) = 8.00 m

Altura de la presa (H) = 15.00 m

Ancho de la presa (L) = 1.00 m

$$f' = 0.7$$



Incógnita:

Coeficiente de deslizamiento (f); f_s ; y CRC

Fórmulas:

Método del coeficiente de deslizamiento

$$f = \tan \theta = \frac{\sum P}{\sum W - U_R}$$

Método del coeficiente de seguridad

$$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f'(\sum W - U_R)}{\sum P}$$

Método del coeficiente de seguridad por Rozamiento y Corte (CRC)

$$CRC = \frac{f'(\sum W - U_R) + b\sigma}{\sum P}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$\sum P = \sum_{i=1}^n P_i = P_{agua}$$

$$\sum W = \sum_{i=1}^n W_i = W_c + W_w$$

$$W_c = \gamma_{concreto} Vol$$

$$W_w = \gamma_{concreto} Vol$$

$$P_{agua} = \gamma z_g A$$

$$U_R = \gamma z_g A$$

Solución:

Al igual que en el ejemplo 7.1 es recomendable realizar un diagrama de cuerpo libre (DCG) para identificar las fuerzas que actúan en el sentido horizontal y en el sentido vertical, para poder determinar el coeficiente de deslizamiento y compararlo con los valores consignados en la tabla 7.1. Es importante mencionar que en este problema el valor se obtuvo de pruebas de laboratorio por lo cual se contrastara con dicho valor.

$$W_c = 66,000.00kgf \quad (\text{Calculado previamente})$$

$$W_w = 99,000.00kgf \quad (\text{Calculado previamente})$$

$$P_{agua} = 112,500.00kgf \quad (\text{Calculado previamente})$$

$$U_R = 60,000kgf \quad (\text{Calculado previamente})$$

Determinando las fuerzas horizontales

$$\sum P = \sum_{i=1}^n P_i = 112,500.00kgf$$

Determinando las fuerzas verticales

$$\sum W = \sum_{i=1}^n W_i = 66,000.00 + 99,000.00 = 165,000.00kgf$$

Calculando mediante el **método del coeficiente de deslizamiento**

OBRAS HIDRÁULICAS

$$f = \tan \theta = \frac{112,500.00}{165,000.00 - 60,000.00} = 1.07$$

Se observa que el coeficiente obtenido ($f = 1.07$) es mayor que el valor obtenido en las pruebas de laboratorio ($f = 0.70$) por lo tanto **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga se deslizará**.

Calculando mediante el **método del factor de seguridad**

$$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{0.7(165,000.00 - 60,000.00)}{112,500.00} = 0.653$$

Se observa que el coeficiente obtenido ($f_s = 0.653$) es menor que el valor consignado en la tabla 7.1 ($1.0 < f_s < 1.5$), se aprecia que el valor no queda en el intervalo por lo tanto **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga se deslizará**.

Calculando mediante el **método del coeficiente por corte y rozamiento**

Para aplicar este método se debe asignar el valor del esfuerzo unitario de trabajo, la longitud de la base para el estudio de esfuerzos al corte y el factor de seguridad asociado, como se muestra a continuación (revisar el inciso b del subtema 7.3 coeficientes de diseño)

$$\sigma = 7 \frac{kg}{cm^2} = 70,000 \frac{kg}{m^2}$$

$$b = 8.00m$$

(Mostrada en el esquema)

$$CRC(\text{recomendado}) = 4$$

$$CRC = \frac{0.70(165,000.00 - 60,000.00) + 8.00(70,000)}{112,500.00} = 5.631$$

Se observa que el coeficiente obtenido ($CRC = 5.631$) es mayor que el valor recomendado de acuerdo con el texto $CRC = 4$ por lo tanto **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga NO se deslizará**.

CONCLUSIÓN: De conformidad a los tres factores la presa es inestable por deslizamiento.

Ejemplo 7.3 Diseñe la sección de una presa de gravedad, que tendrá un tirante de agua de 27.5 m, de los cuales 2.5 m serán para el depósito de azolves, una carga sobre el vertedor de excedencias de 1.75 m, un bordo libre de 2 m, sabiendo que se desplantará sobre roca de mediana calidad, donde el coeficiente de fricción estática es de 0.6 y aguas abajo de la cortina se tendrá un tirante de agua de 2 m. El ángulo en las playas del vaso es aproximadamente de 5° y el espesor del hielo es de 0.5 m. La aceleración del sismo es de 3.5 Gal.

Datos:

$$\gamma_c = 2,400 \text{ kgf/m}^3$$

$$\gamma = 1,000 \text{ kgf/m}^3$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Tirante de agua (y) = 27.500 m
 Altura de la presa (H) = 31.25 m

Carga sobre el vertedor (H_v) = 1.75 m
 Bordo Libre (BL) = 2.00 m

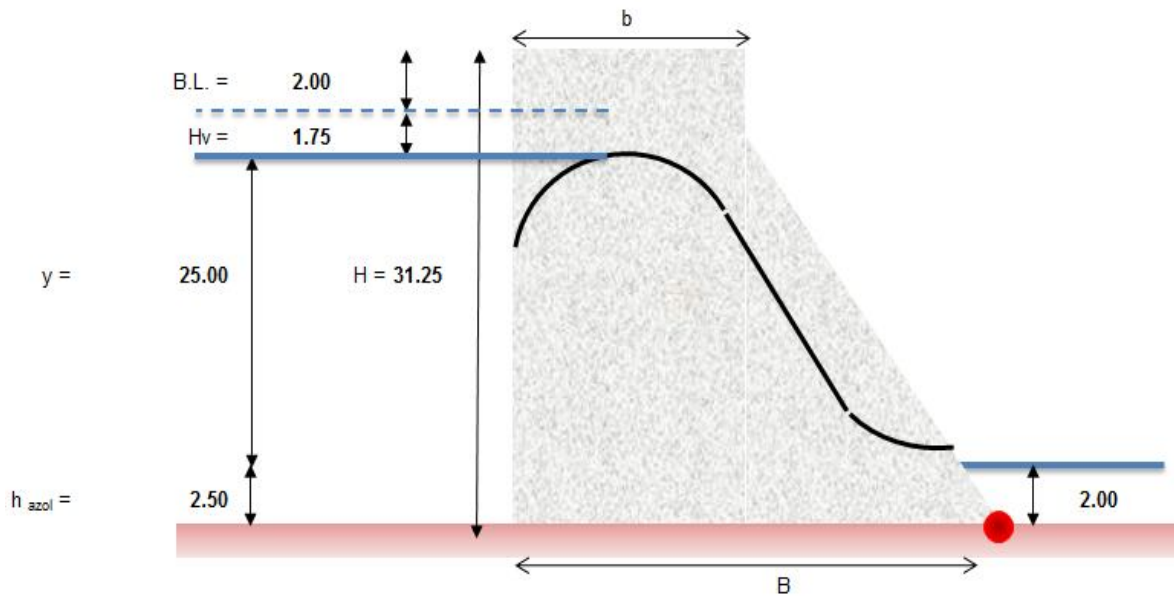
Coefficiente de fricción estático = 0.60

Aceleración de sismo (a) = 3.50 Gal

Altura de azolves (h_{azol}) = 2.50 m
 Tirante aguas abajo (y_{aa}) = 2.00 m

Peso de sedimentos (γ_{sed}) = 1,922 kgf/m³
 Espesor de hielo = 0.50 m

Ángulo en las playas = 5°



Incógnita:

Corona de la Presa (b)

Base de la presa (B)

Talud paramento seco (k)

Factor de estabilidad por volteo (FS_0)

Coefficiente de deslizamiento (f), coeficiente de seguridad (fs) y coeficiente por rozamiento y corte (CRC)

Fórmulas:

$$FS_0 = \frac{WcL_1 + WwL_2}{P_{agua}L_3 + U_R L_4}$$

$$f = \tan \theta = \frac{\sum P}{\sum W - U_R}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f'(\sum W - U_R)}{\sum P}$$

$$CRC = \frac{f'(\sum W - U_R) + b\sigma}{\sum P}$$

$$\sum P = \sum_{i=1}^n P_i = P_{agua}$$

$$\sum W = \sum_{i=1}^n W_i = W_C + W_W$$

$$W_C = \gamma_{concreto} Vol$$

$$W_W = \gamma_{agua} Vol$$

$$P_{agua} = \gamma y_g A$$

$$y_g = \frac{h}{3} \frac{2b + a}{b + a}$$

$$U_R = \gamma z_g A$$

$$P_{ew} = C \alpha \gamma h$$

$$P_{ec} = Ma = \frac{W}{g} \alpha g = W \alpha$$

d_1, d_2, d_3, d_4 se determinan de la geometría de la presa

Solución:

Como se aprecia en el esquema de la sección de la presa de gravedad, se tienen todos los niveles e información de las solicitaciones a las que será sometida, sin embargo, con respecto de la geometría de misma no se conoce más que la altura total, faltando de conocerse la corona, el ancho de la base y el talud del paramento seco.

De los datos geométricos, el talud se propondrá de tal manera que cumpla con la estabilidad de la cortina por vuelco y deslizamiento, en el caso del ancho de corona estará limitado por el uso de la misma, es decir, si servirá como vía de comunicación entre ambos costados de la boquilla de acuerdo con el número y característica de los carriles, acotamientos etc.

Si no existe la opción anterior se recomienda que el ancho de la corona sea igual a la suma de los valores de la carga sobre el vertedor (Hv), más el bordo libre (BL), de tal manera que la parte superior de la sección transversal de la presa este conformada por un cuadrado, y a partir de esta dimensión y en función del talud propuesto se determina la longitud de la base del paramento seco, de tal manera que se puede determinar el ancho necesario para cumplir los requisitos anteriores.

OBRAS HIDRÁULICAS

Con la sección geométrica propuesta se analiza el comportamiento ante las solicitaciones dadas. Se debe verificar la condición más desfavorable en el funcionamiento, es decir, que la presa se encuentre llena y que pueda ser afectada por algún movimiento sísmico.

Como no se menciona en el encabezado que transitarán vehículos sobre la corona de la cortina, se determina el ancho de ella de la siguiente forma:

$$b = H_v + BL = 1.75 + 2.00 = 3.750m$$

Proponiendo un talud de 1.00 en el paramento seco, es decir $k = 1.00$, la base del triángulo será

$$b_{\text{triangulo}} = k(y + h_{\text{azol}}) = 1.00(25.00 + 2.50) = 27.500m$$

De tal manera la base de la cortina será

$$B = b + b_{\text{triangulo}} = 3.75 + 27.50 = 31.250m$$

Con la geometría definida, según la propuesta del talud, se calculan a continuación las áreas de las secciones, su peso, brazo de palanca respecto el desplante del paramento seco (punto rojo en el diagrama de cuerpo libre mostrado al inicio del problema) y el momento generado.

Calculando la sección rectangular

$$A_1 = bH = 3.75(31.25) = 117.188m^2$$

$$w_1 = \gamma_c \nabla_1 = 2,400.00[117.188(1.00)] = 281,250.000kgf$$

$$d_1 = B - \frac{b}{2} = 31.25 - \frac{3.75}{2} = 29.375m$$

$$M_1 = w_1 d_1 = 281,250.00(29.375) = 8,261,718.750kgf - m$$

Calculando la sección triangular

$$A_2 = \frac{b_{\text{triangulo}}(y + h_{\text{azol}})}{2} = \frac{27.50(25.00 + 2.50)}{2} = 378.125m^2$$

$$w_2 = \gamma_c \nabla_2 = 2,400.00[378.125(1.00)] = 907,500.000kgf$$

$$d_2 = \frac{2b_{\text{triangulo}}}{3} = \frac{2(27.50)}{3} = 18.333m$$

$$M_2 = w_2 d_2 = 907,500.00(18.333) = 16,637,500.000kgf - m$$

Calculando el empuje hidrostático

OBRAS HIDRÁULICAS

$$P_{agua} = \gamma z_g A = \gamma \frac{(y + h_{azol})}{2} [(y + h_{azol})l] = 1,000.00 \frac{27.500}{2} [27.500(1.000)]$$

$$P_{agua} = 378,125.000kgf$$

$$d_3 = \frac{(y + h_{azol})}{3} = \frac{27.500}{3} = 9.167m$$

$$M_3 = w_3 d_3 = 378,125.00(9.167) = 3,466,145.833kgf - m$$

Calculando la subpresión

Para el cálculo de esta fuerza y su efecto en la cortina se deberá de tener cuidado en utilizar el valor del tirante que se presenta aguas abajo, ya que el diagrama de presiones que actúa sobre la base será un trapecio, mientras que será un triángulo si no existe tirante aguas abajo.

$$U_R = \gamma V = \gamma \left[\left\{ \left(\frac{(y + h_{azol}) + y_{aa}}{2} \right) B \right\} L \right]$$

$$U_R = 1,000.000 \left[\left\{ \left(\frac{27.500 + 2.000}{2} \right) 31.250 \right\} 1.000 \right] = 460,937.500kgf$$

$$d_4 = \frac{31.250}{3} \left[\frac{2(27.500) + 2.000}{27.500 + 2.000} \right] = 20.127m$$

$$M_4 = w_4 d_4 = 460,937.500(20.127) = 9,277,343.750kgf - m$$

Calculando el empuje hidrodinámico por sismo

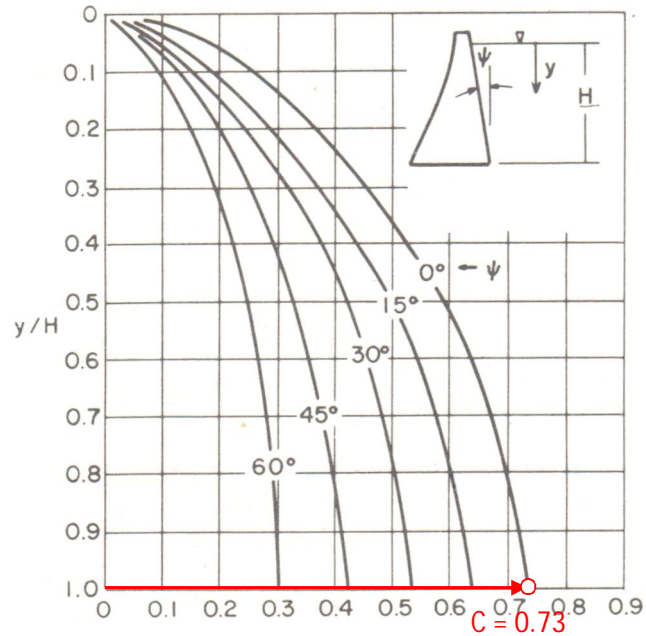
Se convierte en primera instancia la unidad Gal (unidad de aceleración en el sistema cegesimal en honor a Galileo Galilei)

$$a = 3.5Gal = 3.5 \frac{cm}{s^2} = 0.035 \frac{m}{s^2}$$

$$\alpha = \frac{a}{g} = \frac{0.035}{9.81} = 0.00357$$

En la Figura 7.6, como se analiza la condición más desfavorable $C = C_m$ ya que $y/H = 1.0$, es decir la presa está a su máxima capacidad. Además el paramento mojado es vertical por lo tanto $\psi = 0$, de tal manera que $C = 0.73$

OBRAS HIDRÁULICAS



$$P_{ew} = C \alpha \gamma h = 0.73(0.00357)(1,000.00)(25.000 + 2.500) = 71.623\text{kgf}$$

Así pues P_{ew} se encuentra aplicada en la altura \bar{y} del área donde impacta el empuje del agua, es decir a la mitad de la altura del rectángulo que se está analizando.

$$d_5 = \frac{\text{hagua}}{2} = \frac{27.5}{2} = 13.75\text{m}$$

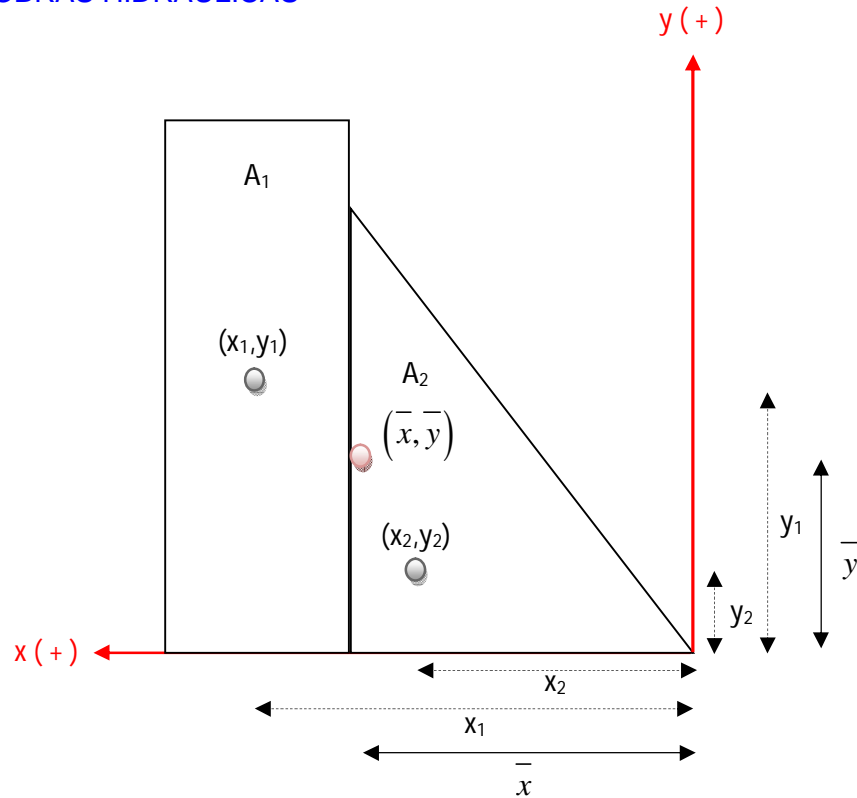
$$M_5 = P_{ew} d_5 = 71.623(13.75) = 984.821\text{kgf} - \text{m}$$

Calculando la fuerza de la cortina por sismo

$$P_{ec} = W \alpha = 0.00357(281,250.00 + 907,500.00) = 4,241.208\text{kgf}$$

La aplicación de la fuerza hidrodinámica de la masa del concreto por sismo, se aplica al centro de gravedad de la sección transversal de la cortina, por lo tanto de la siguiente figura, se deben determinar entonces las coordenadas del lugar geométrico (\bar{x}, \bar{y}) para conocer el momento que generaran; para ello se aplica el Teorema de Steiner o Teorema de ejes paralelos, como se muestra a continuación:

OBRAS HIDRÁULICAS



$$\bar{x} = \frac{A_1 x_1 + A_2 x_2}{A_1 + A_2} = \frac{117.188(29.375) + 378.125(18.333)}{117.188 + 378.125} = 20.946m$$

$$\bar{y} = \frac{A_1 y_1 + A_2 y_2}{A_1 + A_2} = \frac{117.188(15.625) + 378.125(9.167)}{117.188 + 378.125} = 10.695m$$

$$d_6 = \bar{y} = 10.695m$$

$$M_6 = P_{ec} d_6 = 4,241.208(10.695) = 45,358.292kgf - m$$

Calculando el empuje de los azolves

$$P_{limo} = \gamma_{sed} z_g A = \gamma \frac{h_{azol}}{2} (h_{azol} l) = 1,922.00 \frac{2.500}{2} [2.500(1.000)] = 6,006.250kgf$$

$$d_7 = \frac{h_{azol}}{3} = \frac{2.500}{3} = 0.833m$$

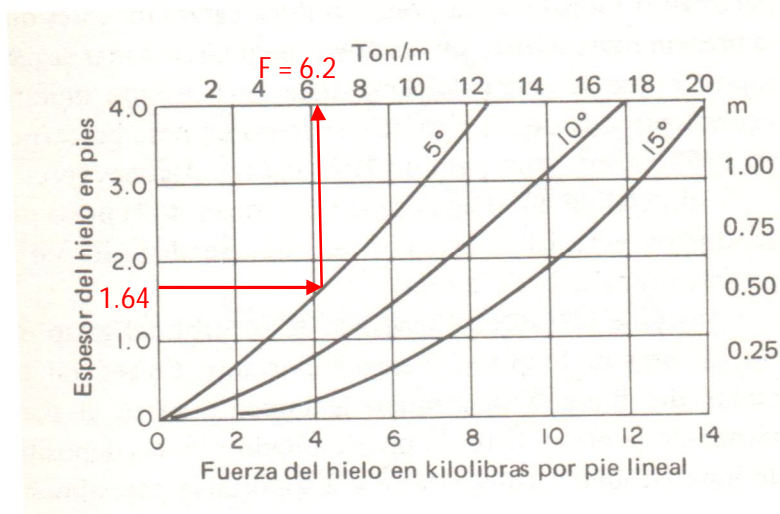
$$M_7 = P_{limo} d_7 = 6,006.250(0.833) = 5,005.208kgf - m$$

Calculando el empuje por hielo

Para determinar el empuje del hielo sobre la cortina, derivado de que en el encabezado dice que se puede congelar el agua en la parte superior en 0.5 m (1.64 pies), desde el borde de la

OBRAS HIDRÁULICAS

cresta vertedora hacia el fondo se determina con apoyo de la Figura 7.5, tomando en cuenta el dato del ángulo promedio de las laderas del vaso.



$$\text{Espesor} = 0.50\text{m} = 1.640\text{ft}$$

$$F_{\text{hielo}} = f(E, \theta) = 6.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} = 6.20(1.000) = 6.20\text{Ton} = 6,200.000\text{kgf}$$

$$d_8 = (y + h_{\text{azol}}) - \frac{E}{2} = 27.50 - \frac{0.50}{2} = 27.250\text{m}$$

$$M_8 = F_{\text{Hielo}} d_8 = 6,200.000(27.250) = 168,950.000\text{kgf} - \text{m}$$

Una vez determinadas todas las fuerzas y momentos sobre la cortina se realiza la revisión por vuelco y deslizamiento

$$FSO = \frac{M_1 + M_2}{M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7 + M_8} = 1.921$$

Al determinar el factor de seguridad por vuelco, se observa que el valor es menor que 2.00, por lo tanto **la cortina no es estable y se volcará.**

Determinando las fuerzas horizontales

$$\Sigma P = \sum_{i=1}^n P_i = P_1 + P_{ew} + P_{ec} + P_{\text{limo}} + P_{\text{hielo}} = 394,644.081\text{kgf}$$

Determinando las fuerzas verticales

$$\Sigma W = \sum_{i=1}^n W_i = W_1 + W_2 = 1,188,750.00\text{kgf}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Calculando mediante el **método del coeficiente de deslizamiento**

$$f = \tan \theta = \frac{394,644.081}{1,188,750 - 460,937.5} = 0.542$$

Se observa que el coeficiente obtenido ($f = 0.533$) es menor que el valor obtenido en el laboratorio ($f = 0.60$) por lo tanto **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga no se deslizará, es decir, es estable.**

Calculando mediante el **método del factor de seguridad**

$$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{0.6(1,188,750.00 - 460,937.5)}{394,402.873} = 1.107$$

Se observa que el coeficiente obtenido ($f_s = 1.107$) se encuentra dentro de los valores consignados en la tabla 7.1 ($1.0 < f_s < 1.5$), por lo tanto, **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga no se deslizará, es decir, es estable.**

Calculando mediante el **método del coeficiente por corte y rozamiento**

Para aplicar este método se debe asignar el valor del esfuerzo unitario de trabajo, la longitud de la base para el estudio de esfuerzos al corte y el factor de seguridad asociado, como se muestra a continuación (revisar el inciso b del subtema 7.3 coeficientes de diseño)

$$\sigma = 7 \frac{kg}{cm^2} = 70,000 \frac{kg}{m^2}$$

$$b = 31.250m$$

(Mostrada en el esquema)

$$CRC(\text{recomendado}) = 4$$

$$CRC = \frac{0.6(1,188,750.0 - 460,937.5) + 31.25(70,000)}{394,644.081} = 6.650$$

Se observa que el coeficiente obtenido ($CRC = 6.728$) es mayor que el valor recomendado de acuerdo con el texto $CRC = 4$ por lo tanto **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga no se deslizará.**

NOTA: De no cumplir contra deslizamiento se deberá proyectar un dentellón, que se calcula como viga volada, cargada con una fuerza igual a la diferencia en exceso de la resistencia al deslizamiento. Es decir a mayor profundidad menos peralte y viceversa, por lo que finalmente el diseño dependerá del aspecto económico.

OBRAS HIDRÁULICAS

Como se aprecia en la solución la falla de la cortina se daría por vuelco, para evitarlo se puede incrementar el talud del paramento seco, siendo la solución un talud de 1.15 (se deja al lector la verificación del resultado), una segunda opción sería proponer talud en el paramento mojado, en dos tercios inferiores de la cortina (ver Figuras 7.1 7.2) y una tercera opción sería utilizar una galería de inspección, con lo cual la supresión disminuye y se podría disminuir el talud del paramento seco. Cómo esta opción es la que representa mayor dificultad en la solución, se presenta a continuación los cálculos paso a paso.

Proponiendo un talud de 0.75

$$b_{\text{triángulo}} = 20.625m$$

$$B_{\text{cortina}} = 23.438m$$

Calculando la sección rectangular

$$A_1 = 117.188m^2$$

$$w_1 = 281,250.000kgf$$

$$d_1 = 21.563m$$

$$M_1 = 6,064,453.125kgf - m$$

Calculando la sección triangular

$$A_2 = 283.594m^2$$

$$w_2 = 773,438.50kgf$$

$$d_2 = 13.125m$$

$$M_2 = 10,151,367.188kgf - m$$

Calculando el empuje hidrostático

$$P_{\text{agua}} = 378,125.000kgf$$

$$d_3 = 9.167m$$

$$M_3 = 3,466,145.833kgf - m$$

Calculando la subpresión

Para esta opción al utilizar la galería de inspección, se divide en dos la supresión; se propone la eficiencia, que para fines de seguridad se toma el valor mínimo especificado, es decir, $k = 0.50$. Respecto a la propuesta de ubicación del dren se ubicara a $1/3$ del paramento mojado, es decir, $2/3$ respecto al punto de aplicación de fuerzas:

$$x = \frac{2}{3} B = \frac{2}{3} (23.438) = 15.625m$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Se determina a continuación la supresión en dicho sitio de la base de la cortina mediante la expresión $P_u = H_2 + \frac{kx}{L}(H_1 - H_2)$ donde H_1 es la carga aguas arriba de la cortina mientras que H_2 la carga aguas debajo de la cortina y L es la base de la cortina.

$$P_u = 2.0 + \frac{0.5(15.625)}{23.438}(27.5 - 2.0) = 10.500 \text{ m.c.a.}$$

Con esta dimensión se forman dos diagramas de presión de forma trapecial, por ello se determinan como sigue:

$$U_{R1} = 1000.0 \left[\frac{27.5 + 10.5}{2} (23.438 - 15.625) \right] (1.0) = 148,437.500 \text{ kgf}$$

$$d_4 = \frac{(23.438 - 15.625)}{3} \left[\frac{2(27.5) + 10.5}{27.5 + 10.5} \right] + 15.625 = 20.833 \text{ m}$$

$$M_4 = 3,092,447.917 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$U_{R2} = 1000.0 \left[\frac{10.5 + 2.0}{2} (15.625) \right] (1.0) = 97,656.250 \text{ kgf}$$

$$d_{4'} = \frac{15.625}{3} \left[\frac{2(10.5) + 2.0}{10.5 + 2.0} \right] = 10.417 \text{ m}$$

$$M_{4'} = 1,017,252.604 \text{ kgf} - \text{m}$$

Calculando el empuje hidrodinámico por sismo

$$a = 0.035 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$\alpha = 0.00357$$

$$C = 0.73$$

$$P_{ew} = 71.623 \text{ kgf}$$

$$d_5 = \frac{\text{hagua}}{2} = \frac{27.5}{2} = 13.75 \text{ m}$$

$$M_5 = 984.821 \text{ kgf} - \text{m}$$

Calculando la fuerza de la cortina por sismo

$$P_{ec} = 3,672.901 \text{ kgf}$$

$$d_6 = \bar{x} = 11.055 \text{ m}$$

$$M_6 = 41,599.131 \text{ kgf} - \text{m}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Calculando el empuje de los azolves

$$\begin{aligned}P_{\text{limo}} &= 6,006.250\text{kgf} \\d_7 &= 0.833\text{m} \\M_7 &= 5,005.208\text{kgf} - m\end{aligned}$$

Calculando el empuje por hielo

$$\begin{aligned}F_{\text{hielo}} &= 6,200.000\text{kgf} \\d_8 &= 27.250\text{m} \\M_8 &= 168,950.000\text{kgf} - m\end{aligned}$$

Una vez determinadas todas las fuerzas y momentos sobre la cortina se realiza la revisión por vuelco y deslizamiento

$$FSO = \frac{M_1 + M_2}{M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7 + M_8} = 2.081$$

Al determinar el factor de seguridad por vuelco, se observa que el valor es mayor que 2.00, por lo tanto **la cortina es estable y no se volcará**, por lo que se procede a verificar que la cortina propuesta no se deslice, procediendo a determinar los factores respectivos.

Determinando las fuerzas horizontales

$$\Sigma P = 387,965.775\text{kgf}$$

Determinando las fuerzas verticales

$$\Sigma W = 1,054,687.500\text{kgf}$$

Calculando mediante el **método del coeficiente de deslizamiento**

$$f = \tan \theta = \frac{387,965.775}{1,054,687.5 - (148,437.5 + 97,656.25)} = 0.480$$

Se observa que el coeficiente obtenido ($f = 0.480$) es menor que el valor obtenido en el laboratorio ($f = 0.60$) por lo tanto **la cortina bajo dichas sollicitaciones de carga no se deslizará, es decir, es estable**.

Calculando mediante el **método del factor de seguridad**

$$fs = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{0.6[1,054,687.5 - (148,437.5 + 97,656.25)]}{387,956.5} = 1.251$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Se observa que el coeficiente obtenido ($f_s = 1.251$) se encuentra dentro de los valores consignados en la tabla 7.1 ($1.0 < f_s < 1.5$), por lo tanto, **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga no se deslizará, es decir, es estable.**

Calculando mediante el **método del coeficiente por corte y rozamiento**

$$\sigma = 70,000 \frac{kg}{m^2}$$

$$B_{cortina} = 23.438m$$

$$CRC(\text{recomendado}) = 4$$

$$CRC = \frac{0.6[1,054,687.5 - (148,437.5 + 97,656.25)] + 23.438(70,000)}{387,965.775} = 5.709$$

Se observa que el coeficiente obtenido ($CRC = 5.709$) es mayor que el valor recomendado de acuerdo con el texto $CRC = 4$ por lo tanto **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga no se deslizará.**

Conclusión: se observa que al cambiar el talud a 0.75 y utilizar el dren descrito se garantizan la estabilidad de la cortina.

PROBLEMAS PROPUESTOS

P. P. 7.1 Diseñe la sección de una presa de gravedad, con los datos del ejemplo 7.3, utilizando un talud en el paramento seco de 1 y proponiendo un talud en el paramento mojado, en sus dos tercios inferiores de la cortina y sin utilizar galería de inspección.

P.P. 7.2 Diseñe la sección de una presa de gravedad, con los datos del ejemplo 7.3, utilizando concreto rolado "CCR" (investigar el peso específico del concreto rolado).

Capítulo 8

Elementos de control

8.1 FUNCIÓN

Los vertedores de demasías son el elemento de control más importante de las presas, pero no es el único, ya que adicionando compuertas sobre su cimacio, se puede controlar de una forma más versátil y eficiente el agua que se almacena o desaloja del vaso de la presa, los sifones de excedencias también son elementos de control y también a la obra de toma se le puede utilizar como un elemento de control, cuando es necesario el desalojo extraordinario del agua almacenada.

Los vertedores de demasías son el elemento de seguridad de una presa de mayor importancia. Deben proyectarse de manera que puedan descargar las avenidas máximas, manteniendo al mismo tiempo el vaso a un nivel inferior a uno predeterminado. Un vertedor seguro es muy importante. Muchas fallas de presas se han debido a vertedores de demasías mal proyectados o insuficientes. El tamaño del vertedor y la frecuencia de su uso dependen de las características del escurrimiento de la cuenca y de la naturaleza de la obra. La determinación y selección del gasto de las avenidas producidas por las aportaciones de la cuenca deben basarse en un estudio adecuado de los factores hidrológicos de la cuenca. El trayecto del agua a través de la presa requiere un proyecto conservador para evitar las pérdidas de vidas y daños a las propiedades. Limitaciones de espacio no permiten hacer un tratamiento hidrológico de los gastos de las avenidas. Sin embargo, se dan datos para estimar las avenidas máximas para los estudios iniciales de la obra. Es necesario hacer un análisis hidrológico detallado para la utilización de los escurrimientos anuales y las avenidas a largo plazo para el proyecto correcto de la obra.

En algunos proyectos de presas pequeñas se usará un tipo de vertedor para operaciones normales y para avenidas máximas con períodos de recurrencia de 50 a 100 años, sin embargo para aquellas presas, independientemente de su tamaño, si existe la posibilidad de pérdidas de vidas humanas o grandes pérdidas económicas, el periodo de retorno con el que se deberá diseñar el vertedor será de 10,000 años. Los vertedores para emergencias proporcionan seguridad adicional si se presentan sucesos no previstos en las suposiciones normales de proyecto. Estos casos pueden ser el resultado de avenidas superiores a las de cierta intensidad, mal funcionamiento de las compuertas del vertedor, o a cierre obligado de las obras de descarga. Los vertedores de emergencia impiden el rebasamiento de la cortina de la presa y son especialmente necesarios para todo tipo de presas de almacenamiento, pero en el caso de las cortinas de tierra y enrocamiento son fundamentales.

8.2 CLASIFICACIÓN DE LOS VERTEDORES

De forma general, y con fines de su utilización para la obra de control de una presa, los vertedores se pueden clasificar de la siguiente forma:

OBRAS HIDRÁULICAS

VERTEDOR DE DESCARGA LIBRE: a) RECTO; b) EN ABANICO; c) DE POZO; d) DE CANAL LATERAL; e) DE SIFÓN.

VERTEDOR ESCALONADO

VERTEDOR DE DESCARGA CONTROLADA: a) CON CUBETA DEFLECTORA; b) CON TANQUE AMORTIGUADOR.

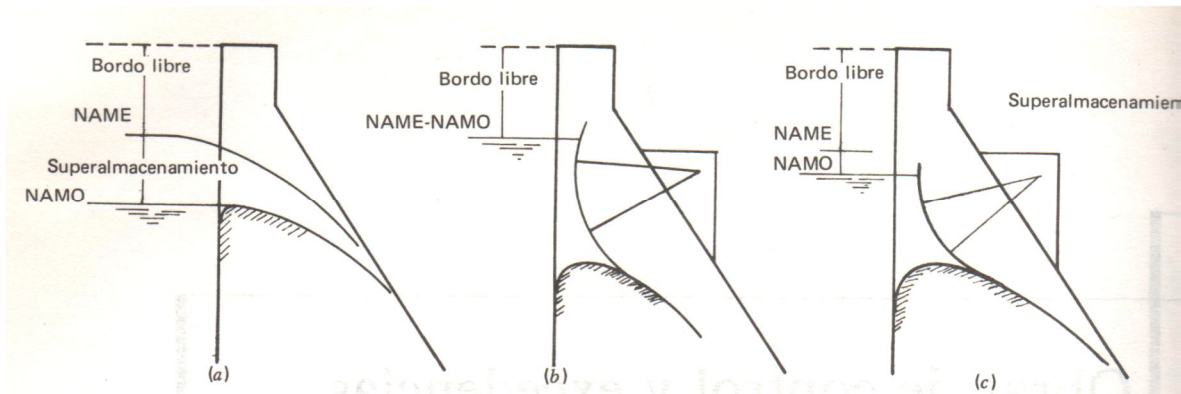


Figura 8.1 Vertedores de: a) descarga libre; b) escalonado; c) descarga controlada

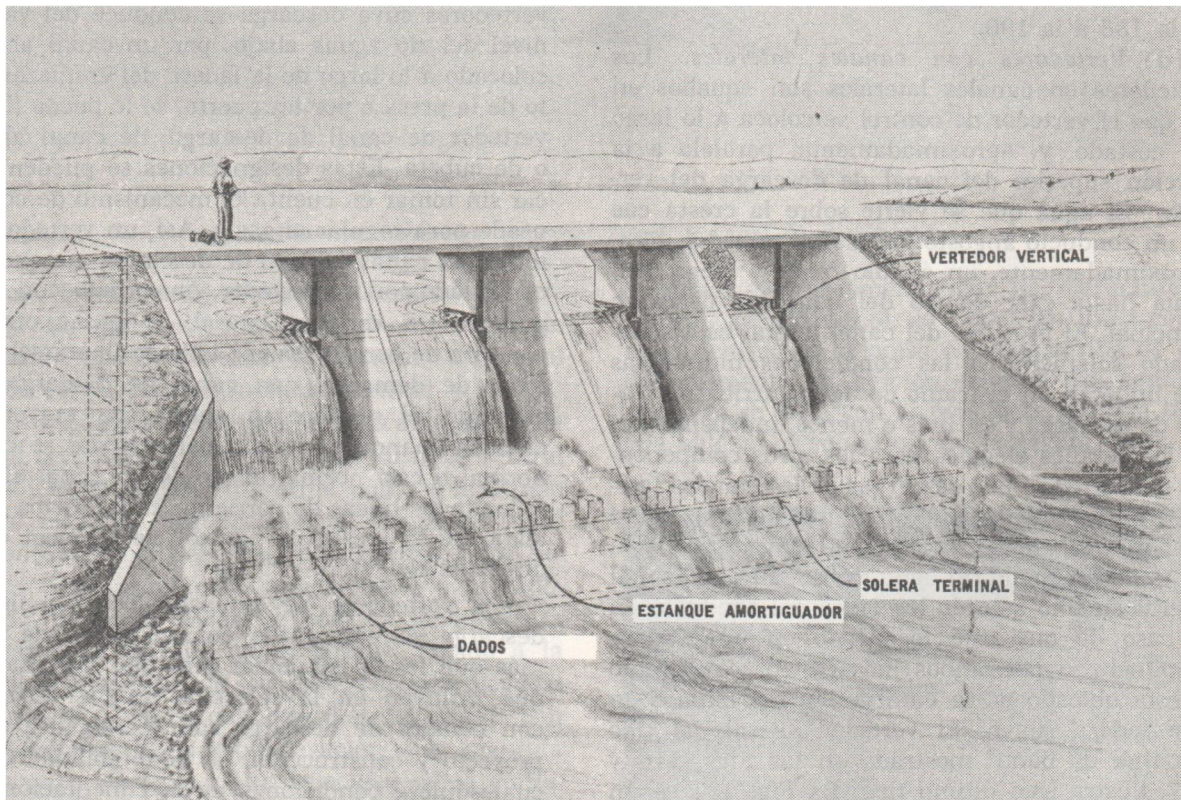


Figura 8.2 Instalación típica de un vertedor recto de caída libre para pequeñas cargas

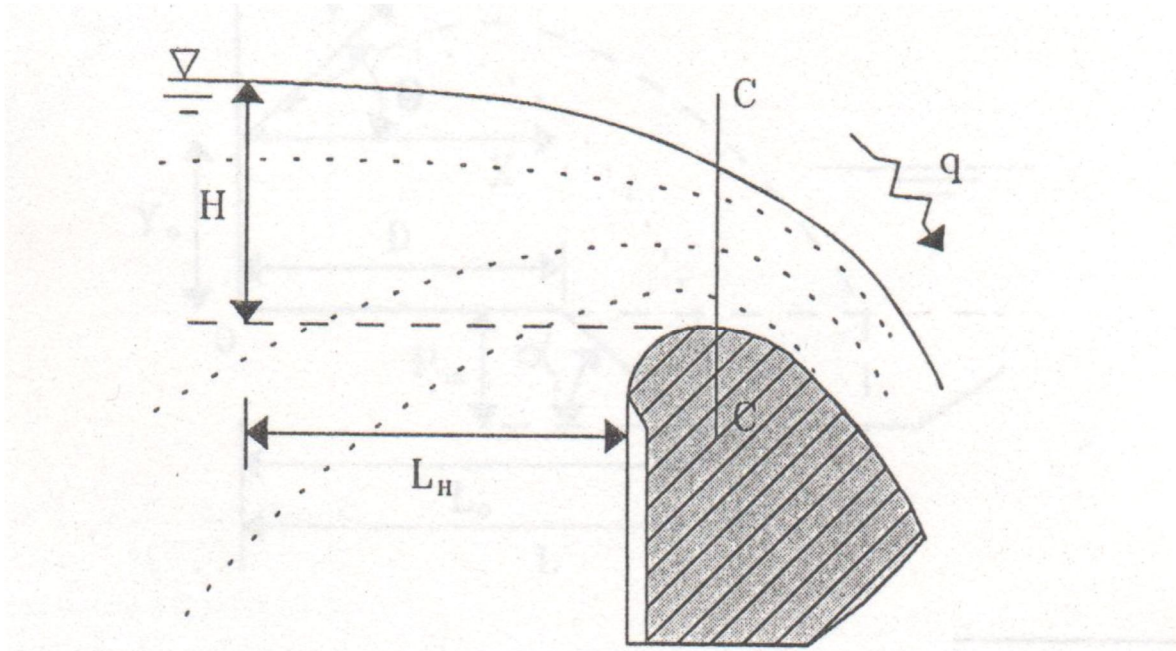


Figura 8.3 Trayectorias de las partículas de agua por encima de una pared

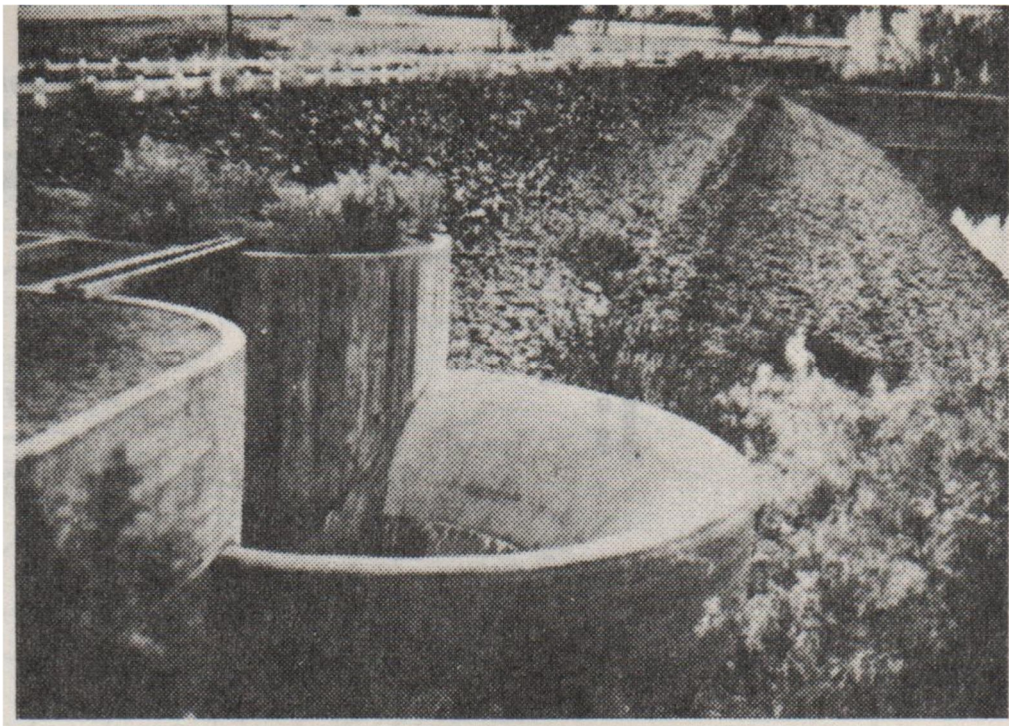


Figura 8.4 Vertedor en abanico

OBRAS HIDRÁULICAS

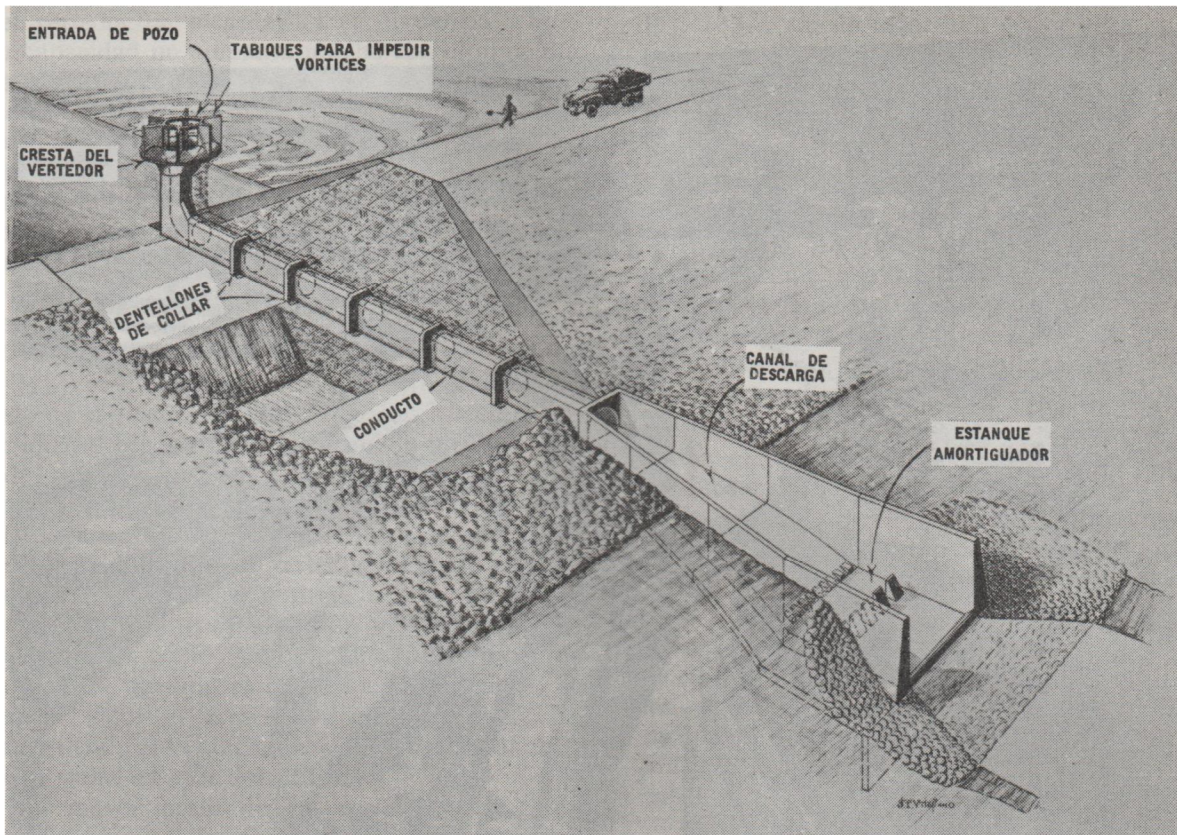


Figura 8.5 Vertedor de pozo

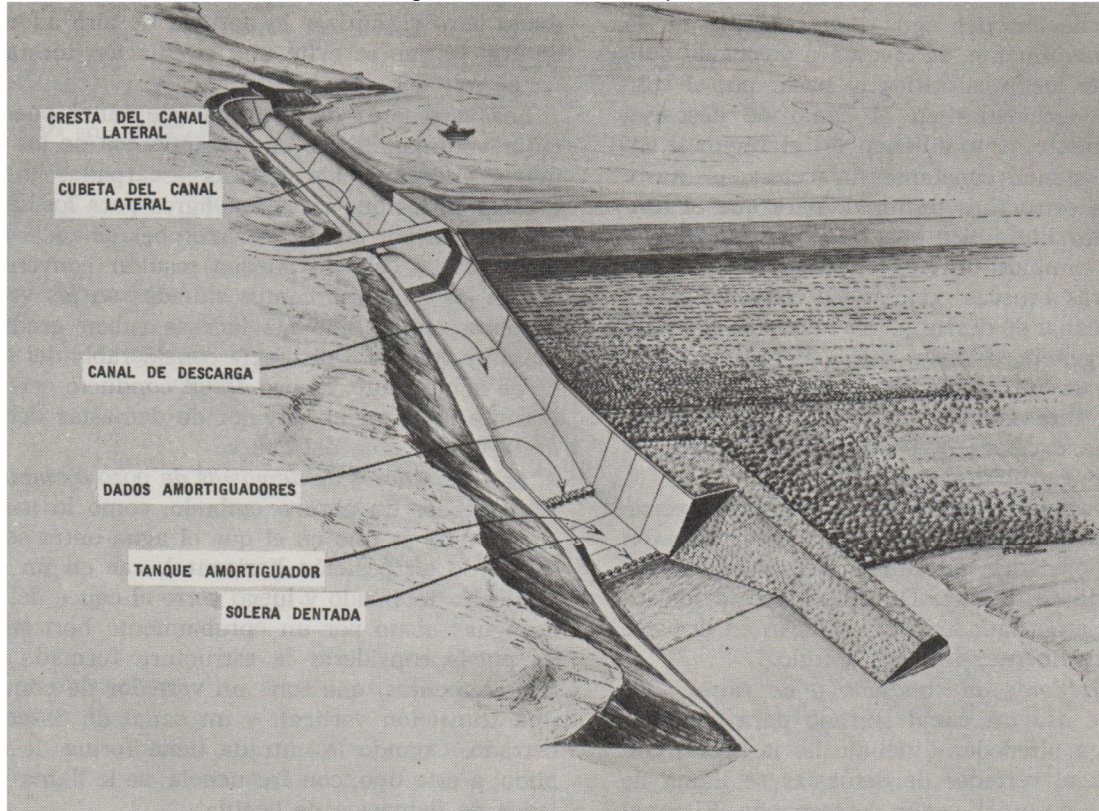


Figura 8.6 Vertedor de canal lateral

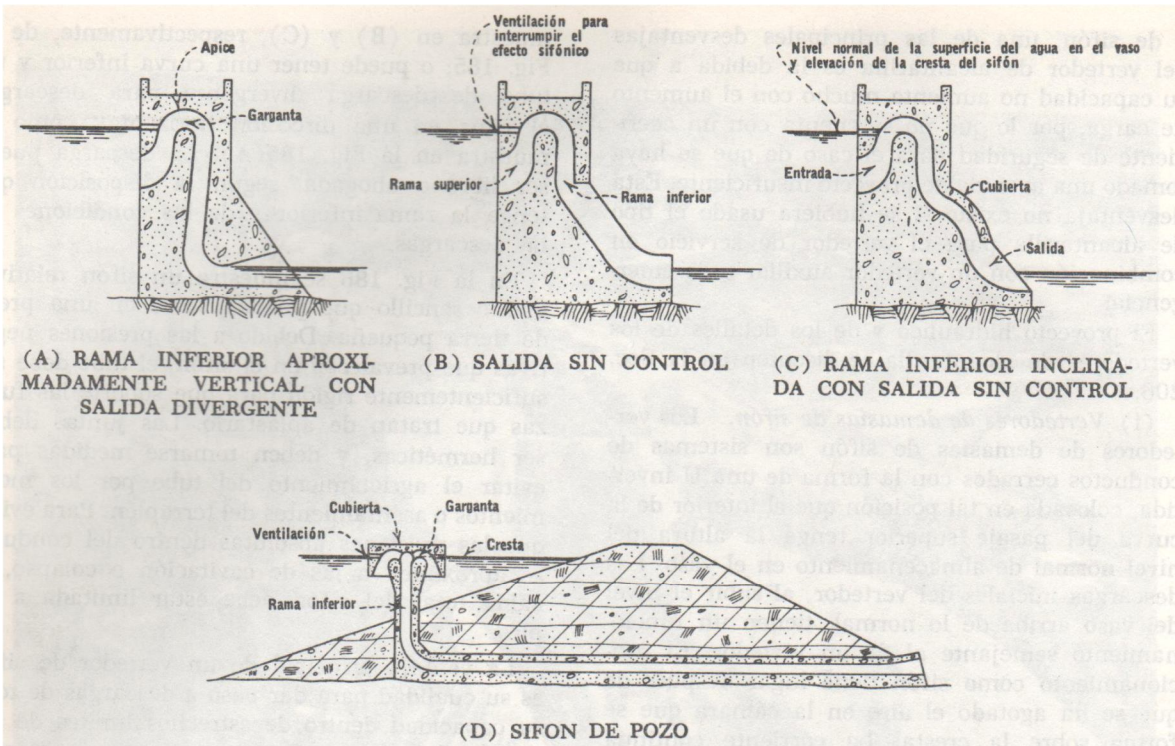


FIG. 185. Vertedores de demasías de sifón típicos

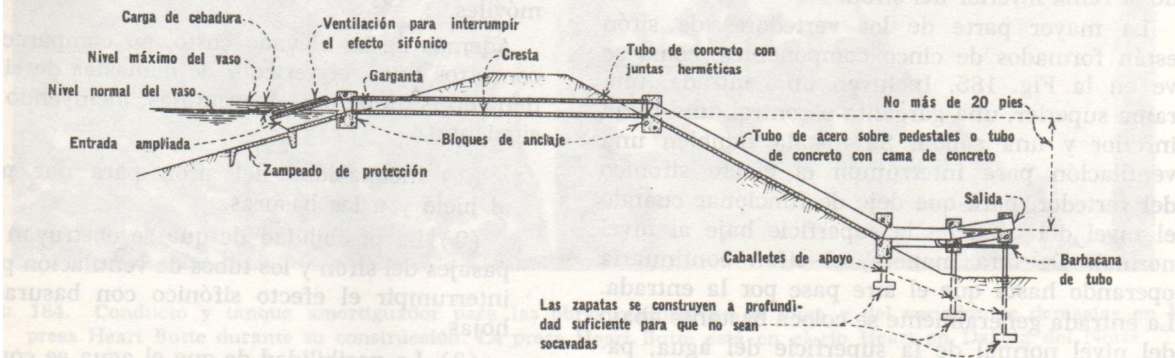


Figura 8.7 Vertedor de demasías de sifón para una presa de tierra pequeña

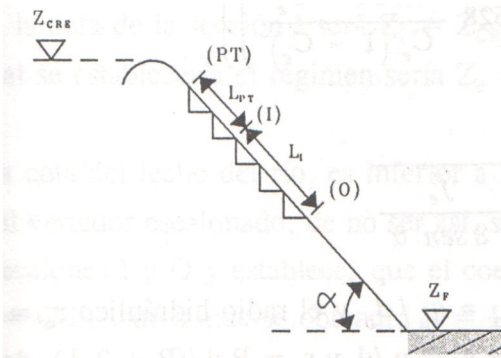


Figura 8.8 Cimacio con escalones

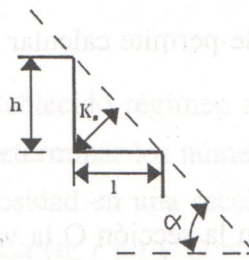


Figura 8.9 Detalle de un escalón

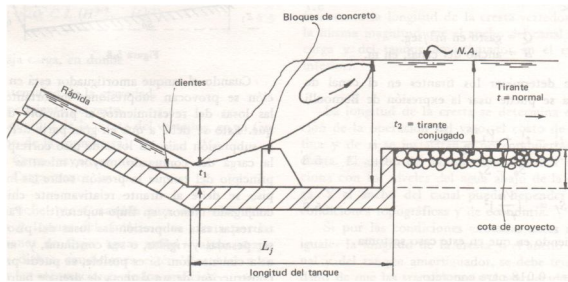


Figura 8.10 Vertedor con tanque amortiguador

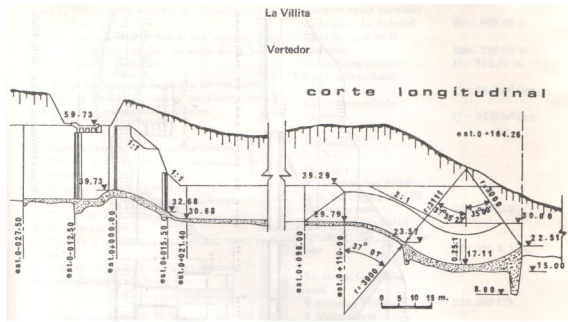


Figura 8.11 Vertedor con cubeta deflectora

8.3 APORTACIONES DE LA CORRIENTE

El estudio de las aportaciones de la corriente o río comprende: (1) la determinación de la cantidad de agua disponible en un período determinado de años; y (2) la determinación de los volúmenes máximos de agua que deberán considerarse para el proyecto del vertedor de demasías y la seguridad de la presa.

En el primer aspecto, el gasto se estudia para los períodos de sequía y en los que hay exceso de agua en relación al consumo en la explotación de la obra. Deberán investigarse las concesiones de agua anteriores y programarse en este estudio. Se elabora una curva masa de las aportaciones durante un período de años para determinar el agua de que se dispone. La curva masa es el total acumulativo de los volúmenes que pasan por un punto dado en la corriente durante un período de tiempo. Desafortunadamente, la mayor parte de las corrientes pequeñas no cuentan con registros de los aforos para elaborar la información hidrológica. El ingeniero usualmente elabora curvas sintéticas tomando datos de las corrientes vecinas y de la precipitación pluvial. Sin embargo, aparecen métodos en varios textos, revistas e informes para estimar el gasto de las corrientes.

En el segundo aspecto es necesario hacer la estimación de la avenida máxima para determinar la capacidad del vertedor de demasías y la seguridad de la presa. Los estudios demuestran que las avenidas están asociadas con la frecuencia con que ocurren dentro de diferentes períodos de tiempo. Esto permite al ingeniero hacer una estimación realista de los riesgos de que las avenidas causen daños por exceder del gasto de proyecto estimado.

Si la falla de la presa puede producir pérdida de vidas, el vertedor debe tener capacidad suficiente para impedir la falla cuando pase por la presa la mayor avenida probable. Esto es particularmente importante en las presas de tierra, que pueden rebasarse durante una inundación. En las presas de concreto puede rebasar algo de agua sin que fallen, si el análisis estructural se ajusta a factores de seguridad generalmente aceptados.

Puede justificarse el caso en que la falla de la presa no ponga en peligro la vida, si la dependencia oficial que la patrocina conoce muy bien los riesgos y daños probables. Puede presentarse este caso en las presas de poca altura del tipo de poca capacidad.

OBRAS HIDRÁULICAS

Puede obtenerse una estimación rápida de la avenida utilizando la Figura 8.12. La descarga obtenida con estas curvas debe modificarse por la aplicación de datos hidrológicos que se tengan en la zona. Las curvas se basan en registros obtenidos de avenidas extraordinarias en corrientes no controladas. Creager da la ecuación para la curva envolvente en su forma general como:

$$Q = 0.503CA^{(0.894A^{-0.048})} \quad (8.1)$$

Donde:

Q = gasto máximo estimado, en una avenida en m^3/s

A = Área de la cuenca en km^2

C = coeficiente que depende de las características del área de drenaje

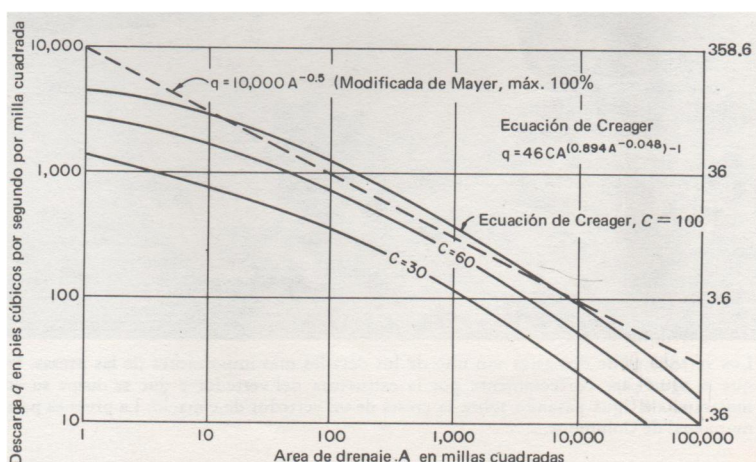


Figura 8.12 Curvas obtenidas de avenidas extraordinarias

El ingeniero no debe aceptar las avenidas máximas establecidas por estas curvas obtenidas de la experiencia sin primero actualizar los datos, comparándolos con las avenidas recientes y los que sean pertinentes para el área en estudio. El coeficiente de $C = 100$ generalmente proporciona una estimación conservadora del potencial de gasto para los datos iniciales de proyecto, sin embargo la Comisión Nacional del Agua cuenta con valores de C para las diferentes regiones hidrológicas.

Un procedimiento mejor para estimar la avenida máxima consiste en aplicar algunas de las tormentas que hayan producido las mayores avenidas en la región en la cuenca. La avenida que resulte se analiza para determinar la avenida máxima y el hidrograma. El hidrograma es la relación entre la descarga y el tiempo para las características que producen avenidas. Se obtiene un procedimiento semejante estudiando la precipitación máxima probable, cuando se combina con otras características que contribuyen al gasto de la cuenca (incluyendo la fusión de la nieve) para construir el hidrograma de avenidas.

Pueden usarse avenidas menores que la máxima en estructuras en las que no puedan producirse pérdidas de vidas. En las estructuras menores con almacenamiento insignificante, donde se pueda anticipar la falla dentro de la vida útil de la obra, pueden usarse avenidas con frecuencias de retorno de 50 a 100 años para el proyecto.

8.4 SELECCIÓN DEL TIPO DE VERTEDEDOR

El vertedor de demasías puede formar parte de una presa o ser una estructura separada. Su función debe integrarse con la de la presa. La posición, tamaño, y otros detalles de la cortina de la presa influyen en la selección y posición del vertedor y en su disposición. El plan final está gobernado por la economía global y la eficiencia hidráulica del vertedor.

Para la selección del tipo de vertedor se deberá considerar los siguientes aspectos de los diferentes tipos de vertedor:

- a. **Vertedores de demasías de descarga libre.** Tiene un efecto amortiguador o laminador de la crecida. Gracias a él, la punta de la avenida disminuye, la curva de ésta se aplanan, se hace menos peligrosa, pero a cambio se alarga y, al bajar los caudales del río, el vertido da unos gastos algo mayores, hasta que poco a poco se van igualando.

Con un vertedor de descarga libre no pueden provocarse caudales superiores a los que hubiera dado el río, su funcionamiento es automático y aplanador de la onda de crecida.

La ventaja de este tipo de obra es que nos despreocupamos de su funcionamiento, él solo se ocupa de verter cuando es necesario y, además, colabora en moderar la avenida. En cambio tiene el inconveniente contrario: no podemos actuar con anticipación a la avenida desaguando por el vertedor para impedir que el agua alcance una cierta cota o para crear un volumen vacío de embalse que amortigüe aún más la crecida.

- b. **Vertedores de demasías con compuertas.** Si queremos gobernar a voluntad el desagüe del vertedor y controlar el nivel del embalse, tenemos que poner unas compuertas en la parte superior del vertedor. Estas pueden dar paso al agua por encima (compuertas de vertido), o por debajo. En este caso las compuertas pueden ser de segmento o planas; estas últimas con diversos sistemas de movimiento.

Las compuertas pueden moverse a voluntad o por medio de un mecanismo automático.

Las compuertas pueden estar cerradas o abiertas, parcial o totalmente. Gracias a esto podemos desaguar por ellas el caudal que deseemos y bajar o subir el nivel del embalse según desaguemos un caudal superior o inferior al que entre en él. Esto puede ser importante o incluso fundamental, cuando hay agua arriba de la presa una población, vía de comunicación.

En algunos casos la obra de excedencias puede ser uno o varios túneles controlados por compuertas en su entrada y que permiten evitar un sobre-almacenamiento en la presa.

- c. **Vertedor de demasías recto.** Se adapta bien a las presas de concreto. Se usa comúnmente donde las presas tienen una cresta de suficiente longitud para dar la descarga deseada y donde el material de cimentación es sólido o puede protegerse contra socavación. Algunas presas usan uno del tipo de derrame o sin apoyo; otros incorporan un canal muy inclinado o conducto para llevar el agua al canal de aguas.

- d. **Vertedores de canales muy inclinados.** Se usan con frecuencia en las presas de tierra, o donde las condiciones de cimentación son malas aguas abajo. Los de canales laterales y los de pozo se adaptan fácilmente a cañones angostos donde el espacio es limitado.
- e. **Vertedores de sifón.** Las limitaciones en la longitud de la cresta o para mantener constante el nivel del embalse se adaptan a las características de funcionamiento de los vertedores de demasías de sifón.

8.5 DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

Una razón de bastante peso, que centra las dimensiones, es la proporción entre el tamaño del cauce y el de la obra de excedencias. El cauce se ha formado a lo largo de la historia de varios siglos y no hay mejor reseña histórica que el propio cauce, porque éste no se ha logrado por la erosión continuada de los caudales normales en esa larga historia, sino por la erosión esporádica, pero brutal, de las grandes crecidas. Son éstas las que amoldan el cauce a la necesidad de su evacuación; y cuando viene una superior a todas las anteriores, al no "caber" en el cauce, lo erosiona y ensancha, y así sucesivamente, hasta que venga una aún mayor. De forma que el cauce de un río, es un testigo de lo que ha hecho la crecida máxima hasta la fecha. Por ello, si al evaluar la capacidad del vertedor de demasías nos pasáramos y la obra no cupiera en el cauce, ello sería indicio de que nuestra evaluación habría sido exagerada, y deberíamos reconsiderar nuestros cálculos y criterios.

El quedarse corto en la evaluación es muy peligroso, pues si viene una crecida mayor, y no puede pasar por el vertedor de demasías, saldrá por donde pueda, probablemente vertiendo sobre la presa, o por algún sitio bajo del embalse, con posibilidad de erosión y quizá vaciado de aquel. Pero el pasarnos en las dimensiones del vertedor de demasías conduce a un exceso de costo innecesario y, además, lo que es aún peor, puede llevar a que por una falsa maniobra, equivocación, avería, sabotaje, etc., se abran las compuertas del vertedor o de la obra de toma y se provoque una crecida mayor que la que ha llevado el cauce, provocando erosiones en él y quizás grandes daños a los usuarios aguas abajo. Esto nos plantea una faceta que hay que analizar ya que es de suma importancia, y para ello vamos a analizar la influencia que la forma de la derivación del vertedor tiene sobre la evacuación de caudales en el capítulo 9 SEGURIDAD DE PRESAS.

Para tener una idea de la magnitud de las dimensiones de los vertedores de demasías, se tiene la Presa El Cajón, cuya obra de excedencias consta del canal de llamada, la estructura de control y el canal de descarga. La estructura de control incluye cimacio, muros laterales, pilas intermedias, Figura 8.13, compuertas y losa-puente para operar una grúa pórtico. Las compuertas serán 6, radiales, de 12 x 20 m cada una; el canal de descarga está integrado por una losa de piso, muros laterales y muro divisorio central, con una longitud de 700 m y un ancho de casi 100 m para un gasto de diseño de 14,864 m³/s. Los taludes llevan soporte mediante concreto lanzado y anclaje. En el canal de descarga el piso tiene un patrón de anclaje, para evitar el levantamiento de las losas.



Figura 8.13 Obra de Excedencias en la Presa El Cajón

8.5 CAPACIDAD DE LA SECCIÓN DE CONTROL DEL VERTEDOR

La capacidad de la sección de control del vertedor o lo que se traduce en la determinación de la capacidad de superalmacenamiento, se realiza por medio de la técnica denominada **Tránsito de Avenidas en Vasos**, la cual de manera similar al funcionamiento del vaso, se fundamenta en la ecuación de continuidad, es decir la diferencia (incremento o decremento) del almacenamiento del vaso en un determinado tiempo es igual a la diferencia del gasto de entrada y el gasto de salida; matemáticamente se tiene:

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (8.2)$$

Donde:

I = Gasto de entrada al vaso (hidrograma de diseño), en m^3/s .

O = gasto de salida del vaso por la obra de toma y/o excedencias (capacidad de desalojo de las obras en función del nivel del agua en la presa), en m^3/s .

dS = Variación de almacenamiento en la presa, en m^3 .

dt = Intervalo de tiempo, en segundos.

Partiendo del principio que se conoce el hidrograma de diseño de la presa y que pasará por su vertedor de excedencias y de que en el primer instante de tiempo no existen descargas de la presa, se conoce el volumen inicial en la presa y su respectivo nivel de superficie libre del agua, por lo que se puede discretizar la ecuación anterior en el tiempo de la siguiente forma:

$$\frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t} = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} \quad (8.3)$$

En sí, el tránsito de una avenida consiste en modificar el hidrograma que llega como estímulo producto de una tormenta, en un hidrograma donde se retarde el efecto del pico y la magnitud del mismo (Figura 8.14)

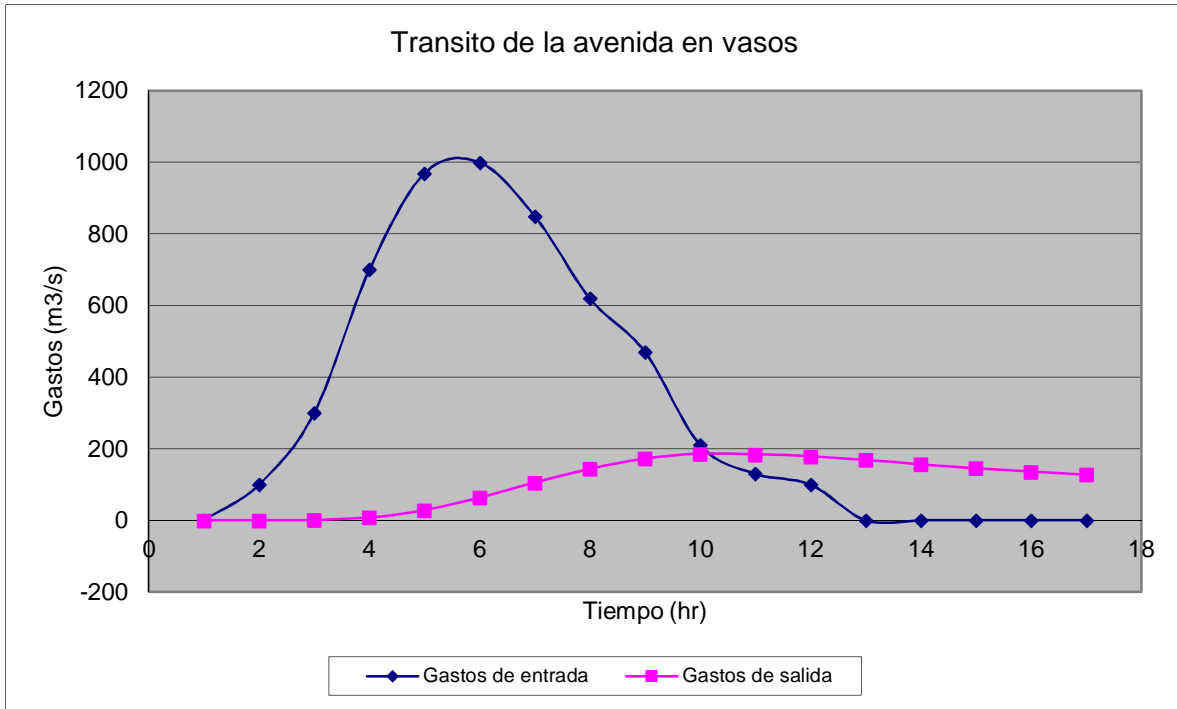


Figura 8.14 Esquema de un tránsito de avenida

Es importante señalar que la modificación del hidrograma no solo se puede ocasionar por la presencia de una presa, sino también por el paso de éste a través de un cauce, ya sea natural (río u arroyo) o artificial (canal), siendo en éste caso conocida a la técnica para poder calcular dicha modificación como Tránsito de Avenidas en cauces.

Por lo anterior se tiene que para realizar el tránsito de la avenida en un vaso, es necesario conocer la CEAC, el hidrograma de diseño asociado a un periodo de retorno, la ecuación que rige las salidas por la obra de excedencias y por la obra de toma, y definir un intervalo de tiempo, que en general puede ser una hora o dos horas y por medio de una hoja de cálculo, como la que se muestra a continuación, se puede definir la forma del hidrograma de salida o hidrograma transitado, determinando de esta forma si el vertedor de demasías es capaz de desalojar el hidrograma de diseño o es necesario hacer alguna modificación (en este caso la obra de toma no debe tener gasto de salida).

OBRAS HIDRÁULICAS

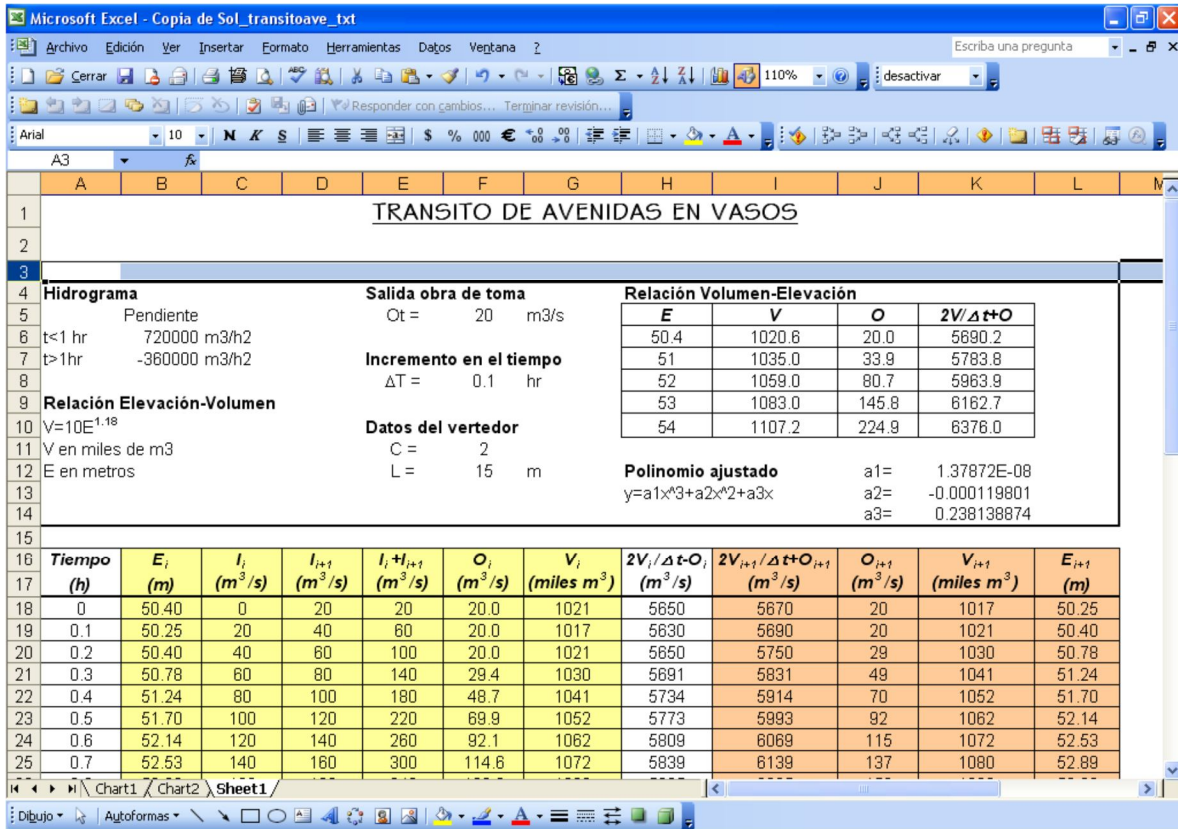


Figura 8.15 Cálculo del tránsito en vasos

Para calcular el gasto de salida del vaso por el vertedor de excedencias y/o por la obra de toma se utiliza la fórmula correspondiente, que para el primer caso es para un vertedor sin control y para el segundo caso se usa la fórmula para un orificio. Es práctica común que al determinar la capacidad de superalmacenamiento de un vertedor de una presa de almacenamiento, no se considere la descarga por la obra de toma, lo cual dará un margen de seguridad adicional en la operación real del embalse. En cambio en las presas rompepicos si se deberá considerar la descarga por el desfogue de fondo como si fuera un orificio, ya que éste tipo de presas, como ya se vio en el capítulo 4.9, no deben almacenar agua y por lo tanto no tienen obra de toma, como se verá en el ejemplo 8.2

La descarga sin control sobre la cresta del vertedor está dada por:

$$Q = CLH^{\frac{3}{2}} \tag{8.4}$$

Donde:

Q = descarga total sobre el vertedor, m³/s

L = longitud neta de la cresta, en m.

H = carga para el proyecto sobre la cresta del vertedor, m.

C = coeficiente de descarga

Esta ecuación se modifica cuando se colocan pilas sobre la cresta y cuando hay velocidades de llegada de consideración y se convierte en:

$$Q = C(L - KNH)(H + h_v)^{\frac{3}{2}} \quad (8.5)$$

En ambas ecuaciones el coeficiente C , varía con la configuración de la cresta del vertedor y la carga de energía H , sobre la cresta. Para un vertedor de cimacio, C varía con la carga, aproximándose a 4.0 cuando se acerca a la carga H para proyecto. La curva de calibración puede calcularse con los datos de la Figura 8.16 del U. S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Hydraulic Design Chart 111-3.

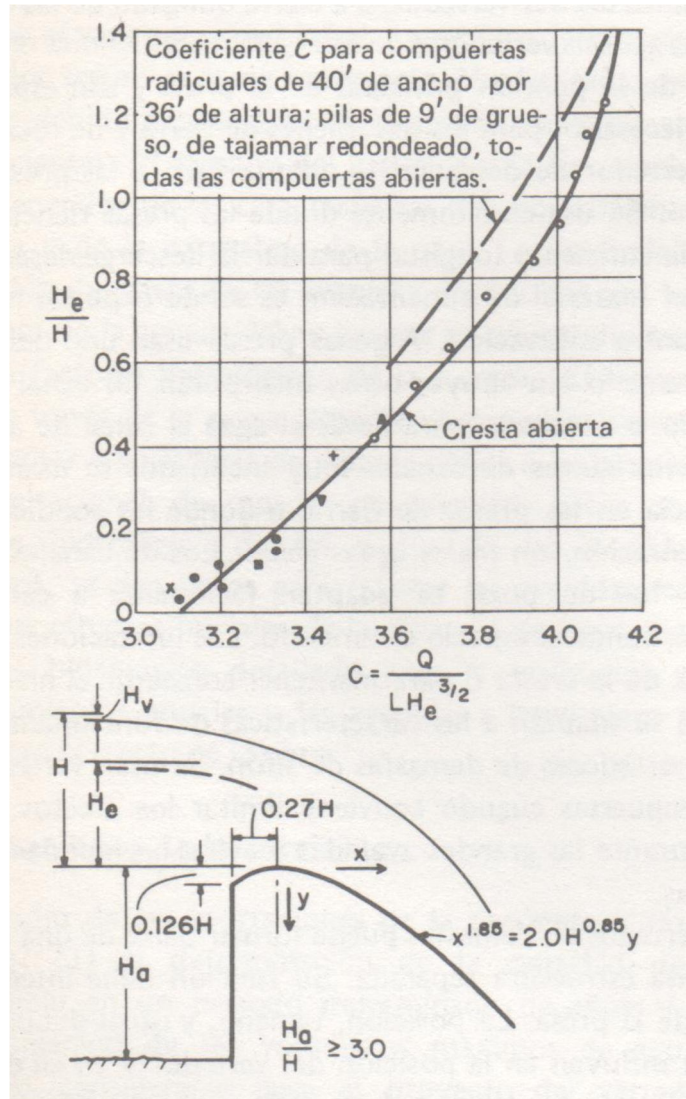


Figura 8.16 Curvas obtenidas de avenidas extraordinarias

La profundidad del agua de llegada afecta el coeficiente de descarga. Las pequeñas profundidades, H_a , reducen el coeficiente de descarga del coeficiente de proyecto de 4.0, al bajo coeficiente de vertedor de 3.0, como se muestra en la Figura 8.17. En general, la profundidad a la cresta del vertedor debe ser igual o mayor que la carga que actúa sobre el vertedor. Cuando la profundidad del canal de llegada es menor que la carga, las condiciones límites afectan el patrón del movimiento.

OBRAS HIDRÁULICAS

A su vez, el coeficiente de descarga se aproxima al coeficiente de poca descarga del vertedor. En los proyectos en que esto es importante se incluyen presas de derivación de poca altura para el abastecimiento de agua o en las obras de toma para riego. La velocidad es más importante cuando la profundidad de llegada es pequeña.

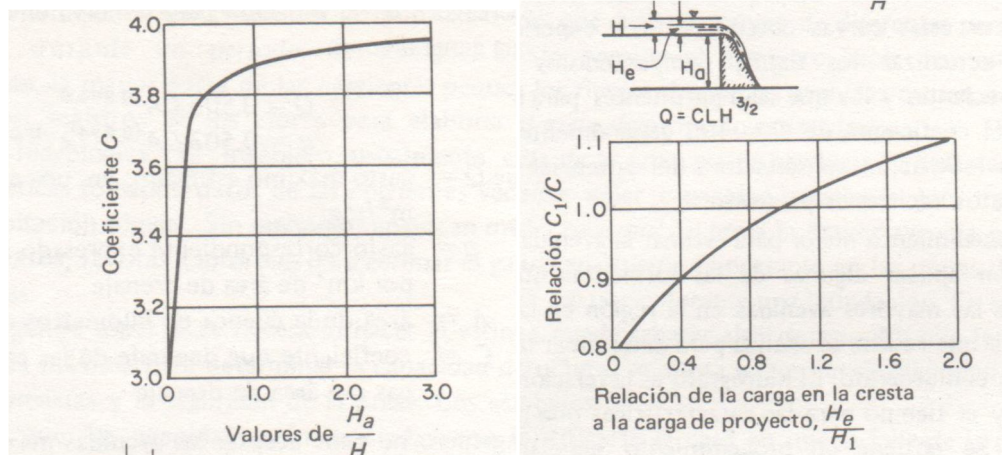


Figura 8.17 Reducción del coeficiente de descarga del coeficiente de proyecto

Las capacidades de los vertedores con compuertas parcialmente abiertas se determinan usando la ecuación para los orificios, donde el coeficiente de gasto "C", varía con las diferentes disposiciones de la compuerta y de la cresta. Influirán en ellos las condiciones de la corriente de llegada y de salida, porque afectan la contracción de la corriente al pasar por la abertura. La Figura 8.18 muestra coeficientes que representan promedios determinados para varias condiciones de llegada y de salida pasando por orificios a diferentes aberturas de la compuerta a la carga total. Los coeficientes obtenidos de estas figuras son suficientemente seguros para determinar la capacidad de las estructuras del vertedor en presas pequeñas.

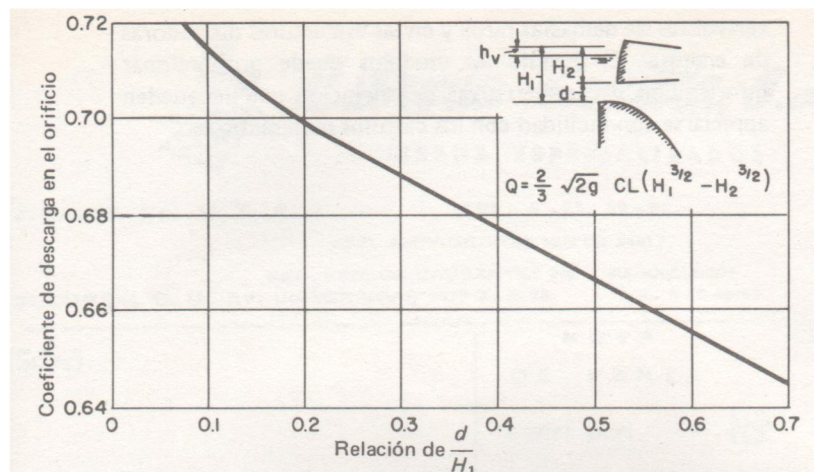


Figura 8.18 Coeficiente de descarga para flujo a través de compuertas parcialmente abiertas

EJEMPLO RESUELTO PASO A PASO

Ejemplo 8.1 Transito de avenida – Longitud de Vertedor

Calcular la longitud del vertedor de demasías de la presa de almacenamiento El Bosque, Mich., conforme a la información del ejemplo 4.1 y considerando el siguiente hidrograma de diseño y tomando como bordo libre de la cortina 2 metros:

Datos:

Nota: se transfieren los datos completos del problema 4.1, sin embargo los que serán utilizados se marcan en negrita

Capacidad útil = 216.1 Mm ³	Altura de la cortina = 64.5 m
Capacidad inicial del embalse = 15 Mm ³	Capacidad muerta 3.9 Mm ³
Elevación capacidad muerta 1692.50 msnm	Elevación cresta vertedora = 1741 msnm
Elevación corona = 1745 msnm	Elevación fondo río = 1680.5 msnm

Bordo libre = 2 m

Demanda generación de energía eléctrica = 2.5 Mm³

Demanda para riego variable

Terreno del vaso: 95% arcilla legamosa, 4 % es arcilla y 1% es legamo arcilloso

Curva E – A – C

Volúmenes de escurrimiento mensual

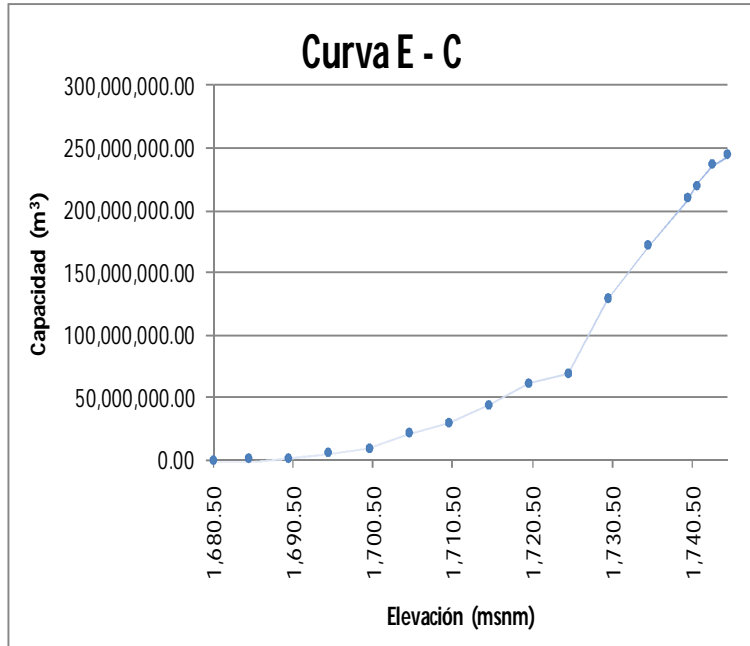
Demandas

Datos climatológicos de lluvia y ETP

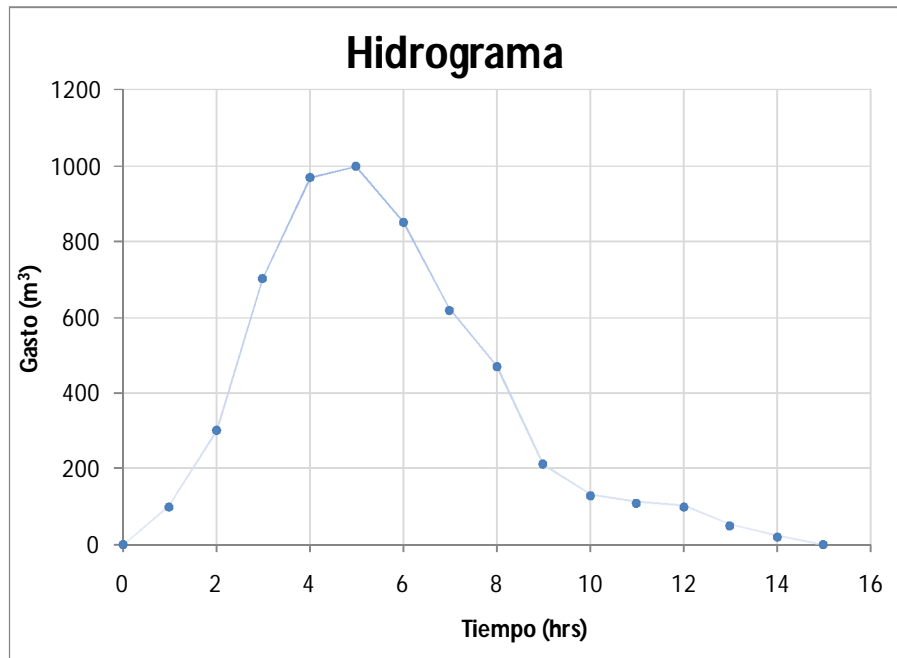
Hidrograma

OBRAS HIDRÁULICAS

Elevaciones msnm	Capacidades m ³
1,680.50	0.00
1,685.00	1,200,000.00
1,690.00	1,800,000.00
1,695.00	6,000,000.00
1,700.00	10,000,000.00
1,705.00	22,000,000.00
1,710.00	30,000,000.00
1,715.00	45,000,000.00
1,720.00	62,000,000.00
1,725.00	70,000,000.00
1,730.00	130,000,000.00
1,735.00	172,000,000.00
1,740.00	210,000,000.00
1,741.00	220,000,000.00
1,743.00	237,000,000.00
1,745.00	245,000,000.00



Tiempo hrs	Gasto m ³
0	0
1	100
2	300
3	700
4	970
5	1,000
6	850
7	620
8	470
9	210
10	130
11	110
12	100
13	50
14	20
15	0



Incógnita:

Longitud del vertedor para un hidrograma de diseño determinado.

Fórmulas:

$$\frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t} = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$O = C_d L_v H_v^{\frac{3}{2}}$$

$$C_d = f(p, H_v)$$

Solución:

Considerando el caso más crítico que sería que la presa esté totalmente llena y no se tiene gasto de salida por la Obra de Toma, se propone una longitud y por medio de la simulación del tránsito de la avenida por el vaso, se verifica que el nivel del agua no invada el bordo libre.

Para calcular los gastos de salida $O = C_d L_v H_v^{\frac{3}{2}}$ por el vertedor, se tiene que $C_d = f(p, H_v)$ donde p es la altura de la cortina en el vertedor y H_v es la carga sobre el vertedor, el valor del coeficiente de descarga se puede obtener de Tabla 20.1 del libro "Fundamentos de Hidráulica" de Silvestre Paschual.

Para las dimensiones de la estructura en este problema

$$p = E_{vertedor} - E_{rio} = 1,741.000 - 1,680.500 = 60.500m$$

$$H_{vmáx} = E_{corona} - BL - E_{vertedor} = 1,745.000 - 2.000 - 1,741.000 = 2.000m$$

$$\frac{P}{H_{vmáx}} = \frac{60.500}{2.000} = 30.25$$

Como $\frac{P}{H_{vmáx}} > 3$

$$C_d = 2.156$$

Caso contrario se deberá obtener el valor del coeficiente como si se tratase de un vertedor pequeño

Considerando que el tránsito de avenida se realiza cuando la presa se encuentra llena, es decir, en la condición más crítica se tiene como datos para el inicio del tránsito

$$E_{vertedor} = 1,741.000msnm$$

$$V_{presa} = 220,000,000.000m^3$$

Se propondrá la longitud del vertedor de tal manera que al finalizar el tránsito de la avenida no se rebasa la elevación máxima (2.00 m) conforme al enunciado del problema, si se llega a rebasar se

OBRAS HIDRÁULICAS

deberá cambiar la longitud y volver a realizar el tránsito de avenida hasta que cumpla con esta condición.

Secuencia de cálculo para los primeros dos tiempos, posteriormente se resuelve con una "macro" en una hoja de cálculo del programa Excel:

Para el primer intervalo de tiempo $i = 1$

$$\Delta t = 1.00 - 0.00 = 1.00 \text{ hr} = 3,600 \text{ s}$$

Se propondrá la carga en el vertedor para desalojar el incremento de volumen si no cumple se tendrá que iterar hasta cumplir la condición.

$$H_v = 1.00 \text{ m} \quad \text{y} \quad L_v = 10.0 \text{ m}$$

$$E_{i+1} = E_i + H_v = 1,741.00 + 1.00 = 1,742.00 \text{ m}$$

$$Q_I = \frac{I_{i+1} + I_i}{2} = \frac{100.00 + 0}{2} = 50.00 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$O_{i+1} = 2.156(10.000)(1.000)^{\frac{3}{2}} = 21.560 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_O = \frac{O_{i+1} + O_i}{2} = \frac{21.560 + 0}{2} = 10.780 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$V_{i+1} = f(\text{curva } E - C, H_v) = 229,312,500.00 \text{ m}^3$$

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = \frac{V_{i+1} + V_i}{\Delta t} = \frac{229,312,500 + 0}{3,600} = 2,586.810 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$\Delta Q = Q_I - Q_O = 50.00 - 10.780 = 39.220 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} - \Delta Q = 2,586.810 - 39.220 = 2,547.586 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Al transitar el primer intervalo de tiempo del hidrograma de entrada, con la longitud de vertedor inicial propuesta, y al suponer una carga de 1.00 sobre el vertedor se observa que solo tendrá solo capacidad de desalojar $21.560 \text{ m}^3/\text{s}$ y que la diferencia con respecto de gasto de entrada son $39.22 \text{ m}^3/\text{s}$, sin embargo con la carga del vertedor en el vaso se almacenaría un total de $2,586.81 \text{ m}^3/\text{s}$, y que no es lo que puede almacenarse de acuerdo con la estructura existiendo una diferencia de $2,547.586 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo cual la carga supuesta no es correcta, se deberá cambiar hasta cumplir que

OBRAS HIDRÁULICAS

$\frac{\Delta V}{\Delta t} - \Delta Q = 0$, por ello se recomienda al lector utilizar la herramienta "buscar objetivo" de Excel para calcular la carga sobre el vertedor que cumpla dicha condición.

Haciendo uso de dicha herramienta $H_{V_1} = 0.0189m$, después de solucionar el primer incremento en el tiempo, se utilizan estos valores junto con el hidrograma en el segundo incremento y se resuelve de nueva cuenta hasta haber transitado por completo el hidrograma de entrada como se muestra a continuación.

i	Δt s	H_v m	E_{i+1} msnsm	$(I_i+I_{i+1})/2$ m ³ /s	O_{i+1} m ³ /s	$(O_i+O_{i+1})/2$ m ³ /s	V_{i+1} m ³	$(V_{i+1}+V_i)/\Delta t$ m ³ /s	$\Delta Q=I - O$ m ³ /s	Diferencia $\Delta V/\Delta t - \Delta Q$ m ³ /s
0	0.00	0.0000	1,741.0000	0.00	0.000	0.00	220,000,000.00	0.00	0.00	0.000
1	3,600.00	0.0189	1,741.0189	50.00	0.056	0.03	220,179,898.91	49.97	49.97	0.000
2	3,600.00	0.0945	1,741.0945	200.00	0.626	0.34	220,898,670.30	199.66	199.66	0.000
3	3,600.00	0.2830	1,741.2830	500.00	3.246	1.94	222,691,699.59	498.06	498.06	0.000
4	3,600.00	0.5996	1,741.5996	835.00	10.010	6.63	225,673,840.81	828.37	828.37	0.001
5	3,600.00	0.9832	1,741.9832	985.00	21.018	15.51	229,163,989.56	969.49	969.49	0.000
6	3,600.00	1.3636	1,742.3636	925.00	34.331	27.67	232,394,360.84	897.33	897.33	0.000
7	3,600.00	1.6886	1,742.6886	735.00	47.308	40.82	234,893,411.00	694.18	694.18	0.000
8	3,600.00	1.9471	1,742.9471	545.00	58.580	52.94	236,664,813.27	492.06	492.06	0.000
9	3,600.00	2.1084	1,743.1084	340.00	66.007	62.29	237,664,556.60	277.71	277.71	0.000
10	3,600.00	2.1706	1,743.1706	170.00	68.949	67.48	238,033,635.35	102.52	102.52	0.000
11	3,600.00	2.2017	1,743.2017	120.00	70.434	69.69	238,214,745.51	50.31	50.31	-0.001
12	3,600.00	2.2229	1,743.2229	105.00	71.455	70.94	238,337,345.34	34.06	34.06	0.000
13	3,600.00	2.2251	1,743.2251	75.00	71.561	71.51	238,349,916.17	3.49	3.49	0.000
14	3,600.00	2.2026	1,743.2026	35.00	70.479	71.02	238,220,243.58	-36.02	-36.02	0.000
15	3,600.00	2.1659	1,743.1659	10.00	68.722	69.60	238,005,680.20	-59.60	-59.60	0.000

De las cargas que se presentarán en el vertedor se observa que la máxima es $H_v = 2.2251$ m, la cual es mayor que la restricción de 2 m. Por lo tanto el vertedor es insuficiente, por lo tanto se deberá aumentar su longitud hasta que H_v sea igual o menor que $H_{V_{\max}}$, la longitud final dependerá también del análisis económico.

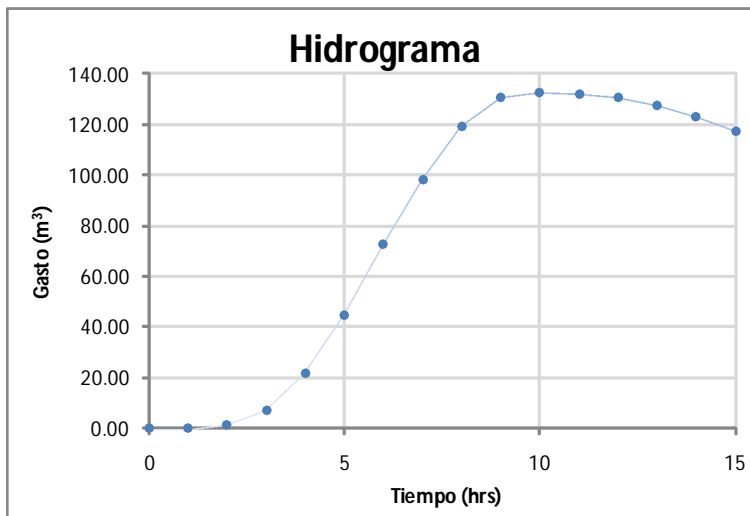
Cambiando a $L_v = 15.00$ m se tendría una carga $H_v = 2.1107$ m por lo cual sigue siendo insuficiente, una nueva propuesta con $L_v = 20.00$ m se tendría una carga $H_v = 2.0240$ m que está muy cercano a la solución. La solución final es con una longitud de vertedor de 21.80 m, y se muestra a continuación el cálculo final, donde se puede apreciar que el máximo tirante en el vertedor es de 2.0 m, conforme a la restricción establecida en el encabezado del problema, el cual se da en el tiempo 10.

OBRAS HIDRÁULICAS

i	Δt s	H_v m	E_{i+1} msnsm	$(l_i+l_{i+1})/2$ m ³ /s	O_{i+1} m ³ /s	$(O_i+O_{i+1})/2$ m ³ /s	V_{i+1} m ³	$(V_{i+1}+V_i)/\Delta t$ m ³ /s	$\Delta Q=I-O$ m ³ /s	Diferencia $\Delta V/\Delta t-\Delta Q$ m ³ /s
0	0.00	0.0000	1,741.0000	0.00	0.000	0.00	220,000,000.00	0.00	0.00	0.000
1	3,600.00	0.0189	1,741.0189	50.00	0.122	0.06	220,179,779.83	49.94	49.94	0.000
2	3,600.00	0.0943	1,741.0943	200.00	1.362	0.74	220,897,108.11	199.26	199.26	0.000
3	3,600.00	0.2820	1,741.2820	500.00	7.039	4.20	222,681,986.93	495.80	495.80	0.000
4	3,600.00	0.5956	1,741.5956	835.00	21.604	14.32	225,636,431.97	820.68	820.68	0.000
5	3,600.00	0.9717	1,741.9717	985.00	45.020	33.31	229,062,509.09	951.69	951.69	0.000
6	3,600.00	1.3373	1,742.3373	925.00	72.687	58.85	232,180,636.71	866.15	866.15	0.000
7	3,600.00	1.6374	1,742.6374	735.00	98.477	85.58	234,518,541.47	649.42	649.42	0.000
8	3,600.00	1.8596	1,742.8596	545.00	119.187	108.83	236,088,746.14	436.17	436.17	0.000
9	3,600.00	1.9782	1,742.9782	340.00	130.769	124.98	236,862,825.31	215.02	215.02	0.000
10	3,600.00	2.0000	1,743.0000	170.00	132.941	131.85	237,000,147.54	38.15	38.15	0.000
11	3,600.00	1.9928	1,742.9928	120.00	132.220	132.58	236,954,858.45	-12.58	-12.58	0.000
12	3,600.00	1.9777	1,742.9777	105.00	130.718	131.47	236,859,571.56	-26.47	-26.47	0.001
13	3,600.00	1.9471	1,742.9471	75.00	127.697	129.21	236,664,423.25	-54.21	-54.21	0.000
14	3,600.00	1.8972	1,742.8972	35.00	122.824	125.26	236,339,485.10	-90.26	-90.26	0.000
15	3,600.00	1.8381	1,742.8381	10.00	117.127	119.98	235,943,573.10	-109.98	-109.98	0.000

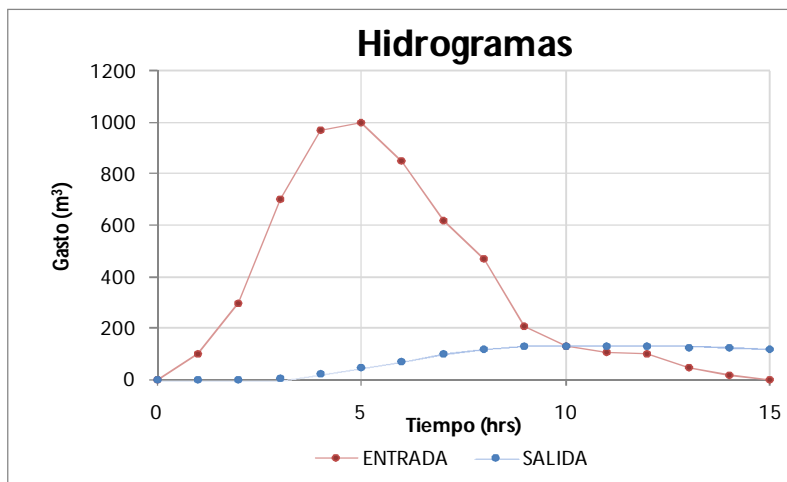
De este cálculo se toman los gastos de salida para generar el hidrograma de escurrimientos sobre el vertedor

TIEMPO hrs	GASTO m ³
0	0.00
1	0.12
2	1.36
3	7.04
4	21.60
5	45.02
6	72.69
7	98.48
8	119.19
9	130.77
10	132.94
11	132.22
12	130.72
13	127.70
14	122.82
15	117.13



OBRAS HIDRÁULICAS

Comparando los hidrogramas de entrada y salida, se aprecia la capacidad de regulación del vaso de almacenamiento



EJEMPLO DEMOSTRATIVO DEL DISEÑO DE UNA PRESA ROMPEPICOS

EJEMPLO 8.2 Determinar la longitud del vertedor tipo cimacio de una presa rompepicos, para que disminuya en un mínimo del 20%, el gasto pico de un hidrograma de diseño, asociado a un periodo de retorno de 25 años, considerando que se utilizará como desagüe una tubería de concreto de 0.3 m de diámetro y que en primera instancia se encontrará cerrada. También se desea saber en qué porcentaje se reduce el gasto de salida, si se pone a trabajar el desagüe en forma simultánea con el vertedor y en cuanto si en lugar de un solo tubo, se tienen dos líneas de tubería de salida.

La información que se tiene es la siguiente:

Las elevaciones topográficas, en msnm, son: del fondo del río 1682.5; del vertedor 1682.5; de la corona 1685.6.

El bordo libro es de 1 m, la longitud del desagüe es de 11.14 m, la curva elevaciones capacidades del vaso y el hidrograma de diseño se presentan en las siguientes tablas:

OBRAS HIDRÁULICAS

ELEVACIONES (m.s.n.m.)	CAPACIDAD (m3)	TIEMPO (hrs)	GASTO (m3)
1,675.18	0.000	0	0
1,675.50	50.827	1	0.5
1,676.50	576.938	2	0.47
1,677.50	1,905.470	3	1.15
1,678.50	5,415.548	4	2.83
1,679.50	13,772.608	5	5.85
1,680.50	29,603.904	6	8.11
1,681.50	54,351.247	7	9.21
1,682.00	69,996.882	8	9.78
1,682.50	87,533.182	9	9.86
1,683.00	107,043.601	10	9.69
1,683.50	128,665.963	11	9.3
1,684.50	178,128.717	12	8.75
1,685.50	235,513.056	13	8.18
1,686.50	301,761.949	14	7.46
1,687.50	378,811.784	15	5.74
1,688.50	469,303.125	16	3.91
		17	2.3

Incógnitas:

Longitud del vertedor: L_v ; Porcentaje de reducción con 1 desagüe de 30 cm de ϕ ;

Porcentaje de reducción con 2 desagües de 30 cm de ϕ .

Fórmulas:

Para el tránsito de la avenida
$$\frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t} = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} \quad (E.4.1)$$

Para el gasto de salida en el vertedor
$$O = CdL_v H v^{\frac{3}{2}} \quad (E.4.2)$$

Para el gasto de salida por la tubería de desagüe
$$H = \frac{10.293n^2}{D_{int}^{\frac{16}{3}}} * L * Q^2 + \frac{A^2}{2g} \quad (E.4.3)$$

Solución:

Para solucionar el problema, se procedió a elaborar una hoja de cálculo, con una macro que permita dar solución a la ecuación E.4.1 por tanteos, utilizando la función "buscar objetivo" de "Análisis Y si", que se puede acceder de la barra de herramientas "Datos", proponiendo un incremento en el tirante de agua en el embalse y por medio de la función "interpolate" de Excel, encontrar el almacenamiento que correspondiente (S_{i+1}), empezando con el vaso vacío ($S_i=0$), no existe gasto inicial de salida ($O_i=0$), hasta que se cumpla la igualdad de dicha ecuación, manteniendo la propuesta de una longitud del vertedor, se debe cuidar que al realizar el tránsito no se provoque un tirante de agua en el embalse que invada el bordo libre de la presa, pero que la longitud no sea demasiado grande que no se emplee toda la carga disponible para el vertedor, y hasta que se cumplan ambas condiciones; el intervalo de tiempo empleado es de 1 hora (3600 segundos); para poder contestar a la segunda y tercer pregunta, se considera desde un principio en la hoja de cálculo, que existe la posibilidad de descargar por el desagüe (uno o varios, ver la siguiente imagen), considerando que el gasto se mantiene constante en el momento que llega el nivel del agua a la cresta del vertedor. Existe también la posibilidad de proponer diferentes diámetros de la tubería del desagüe, siendo

OBRAS HIDRÁULICAS

recomendable que se proponga un diámetro mínimo de 30 cm, que no provoque su taponeamiento, ya que como se recuerda, para que la presa haga la función que se pretende, siempre deberá estar vacía para poder regular la siguiente avenida que se presente, el diámetro máximo dependerá de la forma en que se regule la avenida.

CÁLCULO AUTOMATIZADA PARA EL TRANSITO DE LA AVENIDA PARA EL DISEÑO DE UNA PRESA ROMPEPICOS
 LA HOJA LE PERMITIRÁ ENCONTRAR LA LONGITUD DE LA CRESTA DE UN VERTEDOR **LIBRE, TIPO CIMACIO**, PARA UNA DETERMINADA PRESA ROMPEPICOS, CONFORME A LOS DATOS QUE SE SOLICITAN Y DE ACUERDO CON LAS LIMITACIONES QUE SE ESPECIFICAN PARA CADA CASO.

DATOS

ELEV. VERT=	1682.50 msnm
ELEV. CORONA=	1685.6 msnm
BORDO LIBRE =	1 m
FONDO RÍO =	1675.2 msnm
ALTURA VERTEDOR=	7.32 m
ALTURA DE CORTINA=	10.44 m
DIÁMETRO DESAGÜE=	0.30 m
n DE LA TUBERÍA=	0.013
Nº DE DESAGÜES =	0
LONGITUD DESAGÜES =	11.14 m

CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES

ELEVACIONES (m.s.n.m.)	CAPACIDAD (m ³)
1,675.18	0.000
1,675.50	50.827
1,676.50	576.938
1,677.50	1,905.470
1,678.50	5,415.548
1,679.50	13,772.608
1,680.50	29,603.904
1,681.50	54,351.247
1,682.00	69,996.882
1,682.50	87,533.182
1,683.00	107,043.601
1,683.50	128,665.963
1,684.50	178,128.717
1,685.50	235,513.056
1,686.50	301,761.949
1,687.50	378,811.784
1,688.50	469,303.125

HIDROGRAMA Tr = 25 AÑOS

TIEMPO (hrs)	GASTO (m ³)
0	0
1	0.5
2	0.47
3	1.15
4	2.83
5	5.85
6	8.11
7	9.21
8	9.78
9	9.86
10	9.69
11	9.3
12	8.75
13	8.18
14	7.46
15	5.74
16	3.91
17	2.3

FÓRMULAS

$$\frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t} = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2}$$

$$O = CdLvHv^{\frac{3}{2}} \quad \text{VERTEDOR}$$

$$Cd = f(p, Hv)$$

p = Altura del vertedor (m)
 Hv = Carga sobre el vertedor (m)
 Lv = Longitud del vertedor (m)

$$H = \frac{10.293n^2}{D \text{ int}^{\frac{16}{3}}} + L^* Q^2 + \frac{A^2}{2g} \quad \text{DESAGÜE}$$

A continuación se muestra la imagen de una primera propuesta con una longitud del vertedor (L_v) de 1 m, donde se puede apreciar que la hoja indica que es necesario incrementar la longitud del vertedor, ya que se supera la carga máxima en el vertedor (se invade el bordo libre)

SOLUCIÓN
 COMPROBACIÓN DEL COEFICIENTE DE DESCARGA: Conforme a la Tabla 20.1 del libro "Fundamentos de Hidráulica", de Silvestre Paschual $C_d = 2.156$
 cuando $p/Hv \geq 3$. Para éste problema $p = 7.320$ m y $Hv \text{ máx} = 2.12$ m entonces $p/Hv = 3.452830189$ **CORRECTO C_d**

PARA EL DESAGÜE: $K = 1.069338785$, $A = 1.721$ m²
 Elev. Fondo del río = 1675.2 msnm, el volumen inicial en la presa será = 0 m³
PROPONENDO $L_v = 1.00$ m **NECESITA INCREMENTAR LA LONGITUD DEL VERTEDOR**

(i)	Tiempo (seg)	Elev. i+1 (msnm)	Tirante en el embalse (m)	$Q_{Ei} + Q_{Ei+1} / 2$ (m ³ /s)	Tirante en vertedor (m)	Q_{Si+1} (m ³ /s)	Q_{Si+1} (m ³ /s)	Q_{Si+1} (m ³ /s)	$Q_{Si} + Q_{Si+1} / 2$ (m ³ /seg)	V_{i+1} (m ³)	$V_{i+1} - V_i / \Delta t$ (m ³ /seg)	$QE - QS$ (m ³ /seg)	Diferencia entre miembros
1	3.600	1,676.853186	1.673	0.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	899	0.250	0.250	-0.0003
2	3.600	1,677.799798	2.620	0.485	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2,645	0.485	0.485	0.0000
3	3.600	1,678.524362	3.344	0.810	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5,561	0.810	0.810	-0.0000
4	3.600	1,679.410060	4.230	1.990	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	12,725	1.990	1.990	-0.0000
5	3.600	1,680.437128	5.257	4.340	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	28,349	4.340	4.340	-0.0001
6	3.600	1,681.469807	6.290	6.980	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	53,476	6.980	6.980	-0.0001
7	3.600	1,682.421555	7.242	8.660	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	84,652	8.660	8.660	-0.0000
8	3.600	1,683.223344	8.043	9.495	0.723	0.000	1.326	1.326	0.663	116,443	8.831	8.832	-0.0010
9	3.600	1,683.818489	8.638	9.820	1.318	0.000	3.264	3.264	2.295	143,532	7.525	7.525	-0.0000
10	3.600	1,684.230560	9.051	9.775	1.731	0.000	4.908	4.908	4.086	164,012	5.689	5.689	-0.0000
11	3.600	1,684.504144	9.324	9.495	2.004	0.000	6.117	6.117	5.513	178,350	3.983	3.982	0.0005
12	3.600	1,684.671741	9.492	9.025	2.172	0.000	6.900	6.900	6.509	187,409	2.516	2.516	-0.0000
13	3.600	1,684.760225	9.580	8.465	2.260	0.000	7.326	7.326	7.113	192,275	1.352	1.352	-0.0001
14	3.600	1,684.787901	9.608	7.820	2.288	0.000	7.461	7.461	7.394	193,810	0.426	0.426	-0.0001
15	3.600	1,684.739544	9.560	6.600	2.240	0.000	7.226	7.226	7.343	191,133	-0.744	-0.743	-0.0002
16	3.600	1,684.602858	9.423	4.825	2.103	0.000	6.575	6.575	6.900	183,661	-2.075	-2.075	-0.0002
17	3.600	1,684.400262	9.220	3.105	1.900	0.000	5.648	5.648	6.111	172,838	-3.006	-3.006	-0.0003
18	3.600	1,684.127352	8.947	1.150	1.627	0.000	4.476	4.476	5.062	158,754	-3.912	-3.912	-0.0004
19	3.600	1,683.841996	8.662	0.000	1.342	0.000	3.352	3.352	3.914	144,663	-3.914	-3.914	-0.0004
20	3.600	1,683.617390	8.437	0.000	1.117	0.000	2.547	2.547	2.949	134,045	-2.950	-2.949	-0.0003

Como se puede ver en la imagen anterior el gasto de salida por el desagüe es cero y la solución no es la adecuada, ya que al ser superada la carga máxima sobre el vertedor, indica que se está invadiendo el bordo libre.

Al hacer una serie de tanteos se puede encontrar que con una $L_v = 2$ m, se presenta un letrero que indica que es necesario reducir su longitud, como se aprecia en la siguiente imagen

OBRAS HIDRÁULICAS

SOLUCIÓN

COMPROBACIÓN DEL COEFICIENTE DE DESCARGA: Conforme a la Tabla 20.1 del libro "Fundamentos de Hidráulica", de Silvestre Pascual Cd = 2.156 cuando $pH_v \geq 3$. Para éste problema $p = 7.320$ m y la H_v máx = 2.12 m entonces $pH_v = 3.452830189$ **CORRECTO Cd**

SOLUCIÓN

PARA EL DESAGÜE: $K = 1.069338785$ $A = 1.721$ m²
 Elev. Fondo del río = 1675.2 msnm , el volumen inicial en la presa será = 0 m³
PROPONENDO $L_v = 2.00$ m

NECESITA REDUCIR LA LONGITUD DEL VERTEDO

(i)	Tiempo (seg)	Elev. i+1 (msnm)	Tirante en el embalse (m)	$Q_{Ei} + Q_{ei+1} / 2$ (m ³ /s)	Tirante en vertedor (m)	DESAGÜE Q_{Si+1} (m ³ /s)	VERTEDOR Q_{Si+1} (m ³ /s)	TOTAL Q_{Si+1} (m ³ /s)	$Q_{Si} + Q_{Si+1} / 2$ (m ³ /seg)	V_{i+1} (m ³)	$V_{i+1} - V_i / \Delta t$ (m ³ /seg)	QE - QS (m ³ /seg)
1	3,600	1,676.853186	1,673	0,250	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	899	0,250	0,250
2	3,600	1,677.799798	2,620	0,485	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2,645	0,485	0,485
3	3,600	1,678.524362	3,344	0,810	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	5,561	0,810	0,810
4	3,600	1,679.410060	4,230	1,990	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	12,725	1,990	1,990
5	3,600	1,680.437128	5,257	4,340	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	28,349	4,340	4,340
6	3,600	1,681.469807	6,290	6,980	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	53,476	6,980	6,980
7	3,600	1,682.421555	7,242	8,660	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	84,652	8,660	8,660
8	3,600	1,683.178010	7,998	9,495	0,678	0,000	2,407	2,407	1,204	114,501	8,291	8,291
9	3,600	1,683.656568	8,477	9,820	1,157	0,000	5,363	5,363	3,885	135,867	5,935	5,935
10	3,600	1,683.917124	8,737	9,775	1,417	0,000	7,274	7,274	6,319	148,309	3,456	3,456
11	3,600	1,684.043005	8,863	9,495	1,543	0,000	8,265	8,265	7,770	154,521	1,725	1,725
12	3,600	1,684.085382	8,905	9,025	1,585	0,000	8,608	8,608	8,436	156,641	0,589	0,589
13	3,600	1,684.077469	8,897	8,465	1,577	0,000	8,543	8,543	8,575	156,244	-0,110	-0,110
14	3,600	1,684.037114	8,857	7,820	1,537	0,000	8,217	8,217	8,380	154,227	-0,560	-0,560
15	3,600	1,683.945653	8,766	6,600	1,446	0,000	7,495	7,495	7,856	149,705	-1,256	-1,256
16	3,600	1,683.790751	8,611	4,825	1,291	0,000	6,323	6,323	6,909	142,204	-2,084	-2,084
17	3,600	1,683.596673	8,417	3,105	1,097	0,000	4,952	4,952	5,638	133,087	-2,532	-2,532
18	3,600	1,683.354961	8,175	1,150	0,855	0,000	3,409	3,409	4,180	122,179	-3,030	-3,030
19	3,600	1,683.124183	7,944	0,000	0,624	0,000	2,126	2,126	2,768	112,218	-2,767	-2,767
20	3,600	1,682.971576	7,792	0,000	0,472	0,000	1,396	1,396	1,761	105,878	-1,761	-1,761

La solución se encuentra con una $L_v = 1.17$ m, como se puede apreciar en la siguiente imagen

SOLUCIÓN

COMPROBACIÓN DEL COEFICIENTE DE DESCARGA: Conforme a la Tabla 20.1 del libro "Fundamentos de Hidráulica", de Silvestre Pascual Cd = 2.156 cuando $pH_v \geq 3$. Para éste problema $p = 7.320$ m y la H_v máx = 2.12 m entonces $pH_v = 3.452830189$ **CORRECTO Cd**

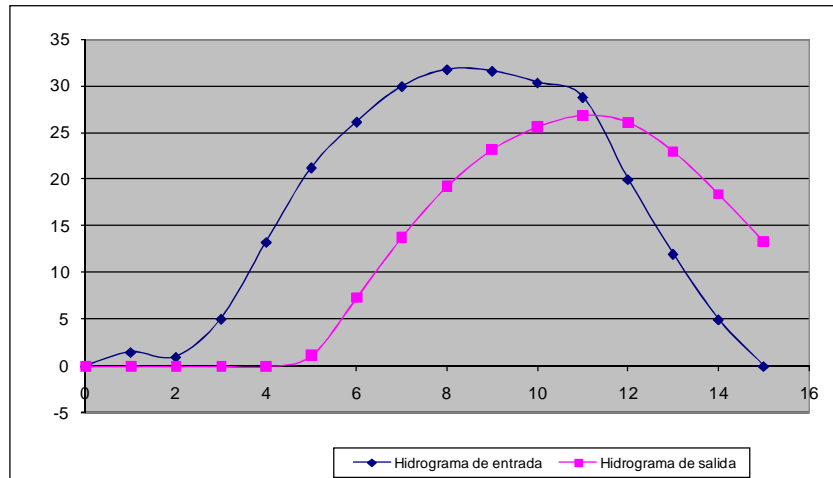
SOLUCIÓN

PARA EL DESAGÜE: $K = 1.069338785$ $A = 1.721$ m²
 Elev. Fondo del río = 1675.2 msnm , el volumen inicial en la presa será = 0 m³
PROPONENDO $L_v = 1.17$ m

(i)	Tiempo (seg)	Elev. i+1 (msnm)	Tirante en el embalse (m)	$Q_{Ei} + Q_{ei+1} / 2$ (m ³ /s)	Tirante en vertedor (m)	DESAGÜE Q_{Si+1} (m ³ /s)	VERTEDOR Q_{Si+1} (m ³ /s)	TOTAL Q_{Si+1} (m ³ /s)	$Q_{Si} + Q_{Si+1} / 2$ (m ³ /seg)	V_{i+1} (m ³)	$V_{i+1} - V_i / \Delta t$ (m ³ /seg)	QE - QS (m ³ /seg)
1	3,600	1,676.853186	1,673	0,250	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	899	0,250	0,250
2	3,600	1,677.799798	2,620	0,485	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	2,645	0,485	0,485
3	3,600	1,678.524362	3,344	0,810	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	5,561	0,810	0,810
4	3,600	1,679.410060	4,230	1,990	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	12,725	1,990	1,990
5	3,600	1,680.437128	5,257	4,340	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	28,349	4,340	4,340
6	3,600	1,681.469807	6,290	6,980	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	53,476	6,980	6,980
7	3,600	1,682.421555	7,242	8,660	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	84,652	8,660	8,660
8	3,600	1,683.215089	8,035	9,495	0,715	0,000	1,525	1,525	0,763	116,088	8,732	8,732
9	3,600	1,683.787721	8,608	9,820	1,288	0,000	3,686	3,686	2,606	142,059	7,214	7,214
10	3,600	1,684.168263	8,988	9,775	1,668	0,000	5,435	5,435	4,561	160,828	5,214	5,214
11	3,600	1,684.408190	9,228	9,495	1,908	0,000	6,649	6,649	6,042	173,256	3,452	3,452
12	3,600	1,684.544309	9,364	9,025	2,044	0,000	7,373	7,373	7,011	180,503	2,013	2,013
13	3,600	1,684.605893	9,426	8,465	2,106	0,000	7,709	7,709	7,541	183,826	0,923	0,923
14	3,600	1,684.612137	9,432	7,820	2,112	0,000	7,743	7,743	7,726	184,164	0,094	0,094
15	3,600	1,684.547647	9,368	6,600	2,048	0,000	7,391	7,391	7,567	180,682	-0,967	-0,967
16	3,600	1,684.400518	9,221	4,825	1,901	0,000	6,609	6,609	7,000	172,852	-2,175	-2,175
17	3,600	1,684.193704	9,014	3,105	1,694	0,000	5,560	5,560	6,085	162,125	-2,980	-2,980
18	3,600	1,683.922176	8,742	1,150	1,422	0,000	4,278	4,278	4,919	148,556	-3,769	-3,769
19	3,600	1,683.644338	8,464	0,000	1,144	0,000	3,088	3,088	3,683	135,297	-3,683	-3,683
20	3,600	1,683.432971	8,253	0,000	0,933	0,000	2,273	2,273	2,681	125,647	-2,681	-2,681

De los resultados se encuentra que el gasto máximo de salida es de 7.743 m³/s, que representa una reducción del 21.74%, logrando cumplir con la restricción estipulada en el encabezado del problema y la gráfica del transito sería.

OBRAS HIDRÁULICAS



Para contestar a la segunda incógnita del problema, se procede a introducir el valor de 1 en el número de desagües, manteniendo la longitud del vertedor de 1.17 m, encontrando los resultados que se presentan en la siguiente imagen, donde se puede apreciar que a partir del instante $i = 9$, el nivel del agua en el embalse supera la elevación de la cresta del vertedor, por lo que se mantiene constante el gasto de salida por el desagüe, tomando un valor de $0.783 \text{ m}^3/\text{s}$, también se puede observar que de esta forma el gasto máximo descargado por el desagüe y el vertedor es de $8.507 \text{ m}^3/\text{s}$, que con respecto al gasto pico del hidrograma de diseño, representa una regulación del 13.72 %, que resulta menor que cuando no se encuentra funcionando el desagüe, es decir es menos eficiente para "romper" el pico de la avenida, esto nos indica que es preferible que después de que pase una avenida de una tormenta determinada, se cierre la obra de desagüe, para tener una mejor regulación de la presa.

SOLUCIÓN

COMPROBACIÓN DEL COEFICIENTE DE DESCARGA: Conforme a la Tabla 20.1 del libro "Fundamentos de Hidráulica", de Silvestre Paschual Cd = 2.156 cuando $p/Hv \geq 3$. Para este problema $p = 7.320 \text{ m}$ y la $Hv \text{ máx} = 2.12 \text{ m}$ entonces $p/Hv = 3.452830189$ **CORRECTO Cd**

SOLUCIÓN

PARA EL DESAGÜE: $K = 1.069338785$ $A = 1.721 \text{ m}^2$
 Elev. Fondo del río = 1675.2 msnm , el volumen inicial en la presa será = 0 m^3
PROPORCIONANDO $Lv = 1.17 \text{ m}$

(i)	Tiempo (seg)	Elev. i+1 (msnm)	Tirante en el embalse (m)	$Q_{Ei} + Q_{Ei+1} / 2$ (m^3/s)	Tirante en vertedor (m)	DESAGÜE		VERTEDOR	TOTAL	$Q_{Si} + Q_{Ei+1} / 2$ (m^3/seg)	V_{i+1} (m^3)	$V_{i+1} - V_i / \Delta t$ (m^3/seg)	QE - QS (m^3/seg)
						Q_{Si+1} (m^3/s)	Q_{Si+1} (m^3/s)	Q_{Si+1} (m^3/s)	Q_{Si+1} (m^3/s)				
1	3,600	1,676.234397	1.054	0.250	0.000	0.297	0.000	0.297	0.149	365	0.101	0.101	
2	3,600	1,676.856097	1.676	0.485	0.000	0.375	0.000	0.375	0.336	902	0.149	0.149	
3	3,600	1,678.170213	2.990	0.810	0.000	0.501	0.000	0.501	0.000	3,819	0.810	0.810	
4	3,600	1,679.243796	4.064	1.990	0.000	0.584	0.000	0.584	0.000	10,983	1.990	1.990	
5	3,600	1,680.346432	5.166	4.340	0.000	0.658	0.000	0.658	0.000	26,608	4.340	4.340	
6	3,600	1,681.408910	6.229	6.980	0.000	0.723	0.000	0.723	0.000	51,735	6.980	6.980	
7	3,600	1,682.373477	7.193	8.660	0.000	0.777	0.000	0.777	0.000	82,911	8.660	8.660	
8	3,600	1,683.179195	7.999	9.495	0.679	0.783	1.412	2.195	0.706	114,552	8.789	8.789	
9	3,600	1,683.763665	8.584	9.820	1.264	0.783	3.583	4.367	2.498	140,912	7.322	7.322	
10	3,600	1,684.152150	8.972	9.775	1.652	0.783	5.357	6.140	4.470	160,010	5.305	5.305	
11	3,600	1,684.397322	9.217	9.495	1.897	0.783	6.592	7.376	5.975	172,683	3.520	3.520	
12	3,600	1,684.536890	9.357	9.025	2.037	0.783	7.333	8.116	6.963	180,104	2.061	2.062	
13	3,600	1,684.600819	9.421	8.465	2.101	0.783	7.681	8.464	7.507	183,551	0.957	0.958	
14	3,600	1,684.608607	9.429	7.820	2.109	0.783	7.724	8.507	7.702	183,973	0.117	0.118	
15	3,600	1,684.545165	9.365	6.600	2.045	0.783	7.378	8.161	7.551	180,549	-0.951	-0.951	
16	3,600	1,684.398744	9.219	4.825	1.899	0.783	6.600	7.383	6.989	172,758	-2.164	-2.164	
17	3,600	1,684.192412	9.012	3.105	1.692	0.783	5.554	6.337	6.077	162,059	-2.972	-2.972	
18	3,600	1,683.921210	8.741	1.150	1.421	0.783	4.274	5.057	4.914	148,509	-3.764	-3.764	
19	3,600	1,683.643600	8.464	0.000	1.144	0.783	3.085	3.868	3.679	135,262	-3.680	-3.679	
20	3,600	1,683.432400	8.252	0.000	0.932	0.783	2.271	3.054	2.678	125,621	-2.678	-2.678	

OBRAS HIDRÁULICAS

La solución a la tercer pregunta sería que la reducción del gasto pico es de 5.86 %, ya que el gasto máximo descargado es de 9.282 m³/s.

SOLUCIÓN

COMPROBACIÓN DEL COEFICIENTE DE DESCARGA: Conforme a la Tabla 20.1 del libro "Fundamentos de Hidráulica", de Silvestre Paschual Cd = 2.156 cuando $p/H_v \geq 3$. Para éste problema $p = 7.320$ m y la H_v máx = 2.12 m entonces $p/H_v = 3.452830189$ **CORRECTO Cd**

SOLUCIÓN

PARA EL DESAGÜE: $K = 1.069338785$ $A = 1.721$ m²
Elev. Fondo del río = 1675.2 msnm, el volumen inicial en la presa será = 0 m³

PROPONRIENDO $L_v = 1.17$ m

(i)	Tiempo (seg)	Elev. i+1 (msnm)	Tirante en el embalse (m)	$Q_{Ei} + Q_{Ei+1} / 2$ (m ³ /s)	Tirante en vertedor (m)	DESAGÜE		VERTEDOR		TOTAL		$V_{i+1} - V_i / \Delta t$ (m ³ /seg)	QE - QS (m ³ /seg)
						Q_{Si+1} (m ³ /s)	Q_{Si+1} (m ³ /s)	Q_{Si+1} (m ³ /s)	$Q_{Si} + Q_{Si+1} / 2$ (m ³ /seg)	V_{i+1} (m ³)	$V_{i+1} - V_i / \Delta t$ (m ³ /seg)		
1	3,600	1,675.739092	0.559	0.250	0.000	0.433	0.000	0.433	0.216	121	0.034	0.034	
2	3,600	1,675.919324	0.739	0.485	0.000	0.498	0.000	0.498	0.465	191	0.020	0.020	
3	3,600	1,677.963386	2.783	0.810	0.000	0.966	0.000	0.966	0.000	3,107	0.810	0.810	
4	3,600	1,679.168583	3.989	1.990	0.000	1.156	0.000	1.156	0.000	10,271	1.990	1.990	
5	3,600	1,680.307932	5.128	4.340	0.000	1.311	0.000	1.311	0.000	25,893	4.339	4.340	
6	3,600	1,681.383604	6.204	6.980	0.000	1.442	0.000	1.442	0.000	51,021	6.980	6.980	
7	3,600	1,682.353607	7.174	8.660	0.000	1.551	0.000	1.551	0.000	82,197	8.660	8.660	
8	3,600	1,683.164372	7.984	9.495	0.664	1.567	1.366	2.933	0.683	113,920	8.812	8.812	
9	3,600	1,683.753718	8.574	9.820	1.254	1.567	3.541	5.108	2.454	140,440	7.366	7.366	
10	3,600	1,684.145426	8.965	9.775	1.645	1.567	5.324	6.891	4.433	159,669	5.342	5.342	
11	3,600	1,684.392739	9.213	9.495	1.893	1.567	6.569	8.135	5.946	172,442	3.548	3.549	
12	3,600	1,684.533791	9.354	9.025	2.034	1.567	7.316	8.883	6.942	179,938	2.082	2.083	
13	3,600	1,684.598710	9.419	8.465	2.099	1.567	7.669	9.236	7.493	183,437	0.972	0.972	
14	3,600	1,684.607165	9.427	7.820	2.107	1.567	7.716	9.282	7.693	183,895	0.127	0.127	
15	3,600	1,684.544169	9.364	6.600	2.044	1.567	7.372	8.939	7.544	180,495	-0.944	-0.944	
16	3,600	1,684.398045	9.218	4.825	1.898	1.567	6.596	8.163	6.984	172,721	-2.159	-2.159	
17	3,600	1,684.191913	9.012	3.105	1.692	1.567	5.551	7.118	6.074	162,033	-2.969	-2.969	
18	3,600	1,683.920847	8.741	1.150	1.421	1.567	4.272	5.839	4.912	148,491	-3.762	-3.762	
19	3,600	1,683.643329	8.463	0.000	1.143	1.567	3.084	4.650	3.678	135,250	-3.678	-3.678	
20	3,600	1,683.432196	8.252	0.000	0.932	1.567	2.270	3.837	2.677	125,612	-2.677	-2.677	

CONCLUSIÓN: De conformidad con los resultados anteriores, se puede concluir que la mejor forma de regular una avenida es almacenando temporalmente la mayor cantidad de agua, es decir sin que se tenga desagüe por el fondo, el problema que estriba esta forma de operar es que se depende de que siempre exista una persona que se encargue de que después del paso de la avenida, abrir el desagüe, para que la próxima avenida encuentre la presa vacía, ya que de lo contrario, no existirá la posibilidad de regularla; otra conclusión es que a mayor número de desagües funcionando junto con el vertedor, la regulación del gasto pico es menor. De simular diferentes elevaciones del vertedor, también se encontró que a menor elevación la regulación aumenta y la longitud del vertedor disminuye, lo cual se **propone** que encuentre el estudiante.

8.6 DISIPADORES DE ENERGÍA

El agua después de su paso por los elementos de control, generalmente presenta una gran energía de posición que se transforma en energía de velocidad, lo cual puede provocar problemas de erosión aguas debajo de ellos, por lo que es necesario proyectar disipadores de energía, uno de ellos de los más utilizados son los tanques amortiguadores, que ya se ha tratado en temas anteriores y se vio la forma de diseñarlos, pero no son los únicos, por lo que a continuación se presentan otros elementos de control para disipar la energía del agua, tomando en cuenta para su selección las siguientes consideraciones:

- Energía de la corriente.
- Economía y mantenimiento ya que éste eleva mucho el costo.
- Condiciones del cauce aguas abajo (roca, suelo erosionable, etc.)
- Ubicación de las vías de acceso, casa de máquinas, y demás estructuras hidráulicas ya que su seguridad no puede quedar comprometida.

OBRAS HIDRÁULICAS

- E). Congelamiento.
- F). Efecto de las subpresiones y del vapor de agua sobre las instalaciones.
- G). Daños causados a la fauna y la flora por la erosión.
- H). Proyectos y poblaciones aguas abajo.

Existen varios tipos de disipadores de energía, entre los cuales se tienen:

Bloques de concreto o baffles. Se instalan en el piso del tanque amortiguador para estabilizar el salto suministrando una fuerza en el sentido de aguas arriba. También se instalan a lo largo del canal de descarga, intercalados, para hacer que el flujo tenga un recorrido más largo y curvado, disminuyendo su velocidad.

Dientes o dados. Se colocan a la entrada del tanque amortiguador para dispersar el flujo. También se colocan en los vertederos y canales de descarga para disminuir la energía por medio de impacto. Cuando se colocan en la contraescarpa distribuyen el impacto en un área mayor.

Por medio del uso de modelos reducidos se ha llegado a la conclusión que son muy eficaces para caudales pequeños pero para grandes, el agua se subdivide con violencia y es lanzada en arco de gran altura y al caer provoca socavaciones en el terreno. Debe tenerse en cuenta las cargas adicionales sobre la estructura que transmiten los dados amortiguadores al vertedero, para que por mal diseño de estos no se comprometa la estabilidad de la presa.

Escalones. Se colocan con mayor frecuencia en el canal de descarga y disipan la energía por medio de impacto e incorporación de aire al agua.

Estanques de amortiguadores. Los estanques amortiguadores tienen la variante de los "Tanques amortiguadores", en que cuentan con algún elemento adicional para disipar la energía y pueden ser:

Tipo impacto: Es una estructura amortiguadora donde la disipación se da cuando el chorro de llegada choca con un deflector vertical suspendido y por los remolinos que se forman debido al cambio de dirección de la corriente después de haber chocado con el amortiguador. Es indispensable que la estructura sea lo suficientemente fuerte para soportar el empuje que produce el chorro sin deslizarse ni poner en peligro la presa.

Con válvulas de control de chorro hueco: El chorro sale inducido por una válvula y choca contra una pantalla inclinada. Es usada para grandes descargas en estructuras de control en el extremo de aguas abajo. Es mucho más corto, alrededor del 50% menos que un tanque convencional. Para reducir costos y salvar espacios es construido adyacente o en el interior de la casa de máquinas.

Estanques de inmersión. La energía se disipa por medio de choque ya que el agua cae libre y verticalmente en un estanque en el lecho del río. Debido al gran poder erosivo del agua, se tiene

que revestir el cauce y sus paredes con rocas o concreto de modo que quede como una especie de piscina de clavados. De todas maneras los materiales sufren mucho desgaste por el constante choque por lo cual se le debe hacer un buen mantenimiento.

Losas dentadas para canales o descarga de vertederos. Se usa en canales donde el agua debe bajarse de una elevación a otra. La losa impide aceleraciones inconvenientes del flujo a medida que el agua avanza por el vertedero. El canal puede diseñarse para descargas hasta de 5.5 m³/s por metro de ancho y la caída puede ser tan grande como sea estructuralmente factible. Con la losa el agua llegará al pie del vertedero con una velocidad relativamente baja y no requerirá tanque amortiguador.

Salto de esquí. Se utiliza para grandes descargas, principalmente en los vertederos. Ésta se hace directamente sobre el río. Se utilizan unos trampolines para hacer saltar el flujo hacia un punto aguas abajo reduciendo así la erosión en el cauce y el pie de la presa. La trayectoria del chorro depende de la descarga, de su energía en el extremo y del ángulo con el que sale del trampolín. Su funcionamiento se ve con la formación de dos remolinos uno en la superficie sobre el trampolín y el otro sumergido aguas abajo; la disipación de la energía se hace por medio de éstos.

Existen dos modelos, trampolín liso y trampolín estriado, ambos con igual funcionamiento hidráulico y con las mismas características, que difieren únicamente en la forma de salir el agua del trampolín.

En el liso el agua sale con mayor ángulo y choca con la superficie, creando remolinos y haciendo que el flujo aguas abajo no sea uniforme.

En el estriado, el agua sale con menor ángulo lo que hace que el choque con la superficie sea más suave y que el flujo aguas abajo sea uniforme. Debido a que tiene dos ángulos diferentes de lanzamiento, incorpora aire y también genera remolinos horizontales disipando mayor cantidad de energía.

Aunque en el trampolín estriado se obtiene mejor disipación con menos perturbación, es más sensible con las variaciones de caudal, veamos:

Cuando la descarga es insuficiente (mínima), el chorro empuja el remolino a lo largo del cauce, produciendo erosión aguas abajo ya que se lo puede llevar a una zona que no esté protegida.

Al aumentar el caudal, el remolino empieza a remontar, desplazándose aguas arriba, llegando al comportamiento ideal, pero el caudal sigue aumentando y cuando es demasiado grande, se produce el fenómeno de chorro ahogado. El chorro ya no se eleva al salir del trampolín si no que sigue por el fondo del canal, y el remolino se forma en la superficie, lo que produce erosión.

Cuando el caudal empieza a disminuir, el chorro se empieza a elevar y a producir el remolino en el fondo, rellenando lo erosionado (etapa B), en este proceso es muy importante tener en cuenta la dirección de los remolinos en cada etapa para poder entender lo que sucede.

En los amortiguadores estos son los principales o los que más se han desarrollado, pero para cada proyecto puede decirse que se crea un nuevo disipador ya que todos los proyectos son distintos y tienen diferentes regímenes; además las combinaciones que se pueden hacer son infinitas. También se debe estar consciente, que una falla en el diseño, instalación u operación de los disipadores puede llevar a problemas como socavación, erosión o retención de material, que pueden terminar produciendo la falla del vertedero y posteriormente la falla de la presa. Así pues los diseños de estructuras disipadoras de energía, obedecen a estudios experimentales que tienen en cuenta las características propias del flujo a manejar, del sitio de la construcción y su engranaje con el conjunto total de la obra, lo que hace que cada diseño sea único, y crea la necesidad de construir modelos hidráulicos para garantizar que el funcionamiento corresponda a lo planteado teóricamente.

Bordo libre del tanque amortiguador.- Ordinariamente, se deja un bordo libre de manera que no sea rebasado por ondas, salpicaduras, ni por el oleaje producido por la turbulencia del resalto. La rugosidad de la superficie sobre la que corre el agua está relacionada a la energía disipada en el resalto y al tirante en el estanque. La siguiente expresión empírica proporciona valores del Bordo Libre (B. L.), en metros, que han resultado satisfactorios en la mayor parte de los tanques:

$$B.L. = 0.03(U_1 + d_2) \quad (8.6)$$

Dónde: U_1 = velocidad del conjugado menor, en m/s.

d_2 = tirante conjugado mayor, en m.

Protección del cauce aguas abajo del salto hidráulico.- Es natural concebir que, aun con la colocación del cuenco amortiguador, el flujo posea turbulencia remanente. Dicha turbulencia afecta el cauce aguas abajo y puede producir efectos erosivos indeseables. Según el Bureau of Reclamation el diámetro (D_{50}) del enrocado aguas abajo del resalto, distribuido en una longitud $10 d_2$ puede calcularse con la ecuación:

$$U_2 = a\sqrt{2g(\gamma_s - 1) * D_{50}} \quad (8.7)$$

Dónde: a = coeficiente con valor en el intervalo 0.86–1.00

γ_s = peso específico de la roca que se utilizará para la protección del cauce en kg/m^3

D_{50} = diámetro de la roca en mm.

De conformidad con todo lo mencionado anteriormente, se puede recomendar de forma práctica que en primera instancia para el diseño de las estructuras de control para la disipación de la energía del agua, se consulte las figuras del Apéndice G, que son tomadas del libro "Presas Pequeñas de Concreto" y que se originan de la teoría que se presenta en el libro "Diseño de presas pequeñas" del Bureau of Reclamation de los E.U., editorial C.E.C.S.A., donde se encuentran diferentes propuestas para diferentes tipos de descargas y condiciones de conductos y régimen del flujo.

OBRAS HIDRÁULICAS

A continuación se presentan dos ejemplos del diseño de elementos de control, uno de un vertedor de excedencias, con su respectiva estructura disipadora de energía y el otro de una obra de desvío también con su estructura disipadora.

EJEMPLOS RESUELTOS PASO A PASO

EJEMPLO 8.3 Revisar la sección propuesta para la construcción de la presa La Colina, sobre el río Conchos, en el estado de Chihuahua, conforme a la siguiente información: fondo de desplante en la cota 81.00 m; nivel de azolves a la cota 85.25 m; el NAMO a la cota 97.75 m, la corona a la cota 100 m y el NAME a la 98.50 m; ancho de la corona 3.5 m y longitud 553 m con un peso específico del concreto 2.45 ton/m³; la longitud del vertedor es de 22.5 m, para un gasto de 30 m³/s; se desplantará sobre roca de mediana calidad, donde el coeficiente de fricción estática es de 0.80 y aguas abajo se tiene un tirante de agua de 1.2 m. El ángulo en las playas del vaso es aproximadamente de 7.5° y el espesor del hielo de 0.35 m; la aceleración del sismo para Tr de 10 años es de 11 gals; talud del paramento seco 0.8:1, empezando a 3.75 m por debajo de la corona y talud a la mitad del paramento mojado de 0.1:1 el río después de la cortina tiene un ancho en la plantilla de 60 m; n = 0.026; k = 2; y S = 0.0002

Datos:

$$\gamma_c = 2,450 \text{ kgf/m}^3$$

$$\text{Tirante de agua } (y) = 12.50 \text{ m}$$

$$\text{Altura de la presa } (H) = 19.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de cortina } (L) = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{Esfuerzo cortante } (\sigma) = 7.00 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Altura de azolves } (h_{\text{azol}}) = 2.50 \text{ m}$$

$$\text{Tirante aguas abajo } (y_{\text{aa}}) = 1.20 \text{ m}$$

$$\text{Ángulo en las playas} = 7.5^\circ$$

$$\gamma = 1,000 \text{ kgf/m}^3$$

$$\text{Carga sobre el vertedor } (H_v) = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Bordo Libre } (BL) = 1.50 \text{ m}$$

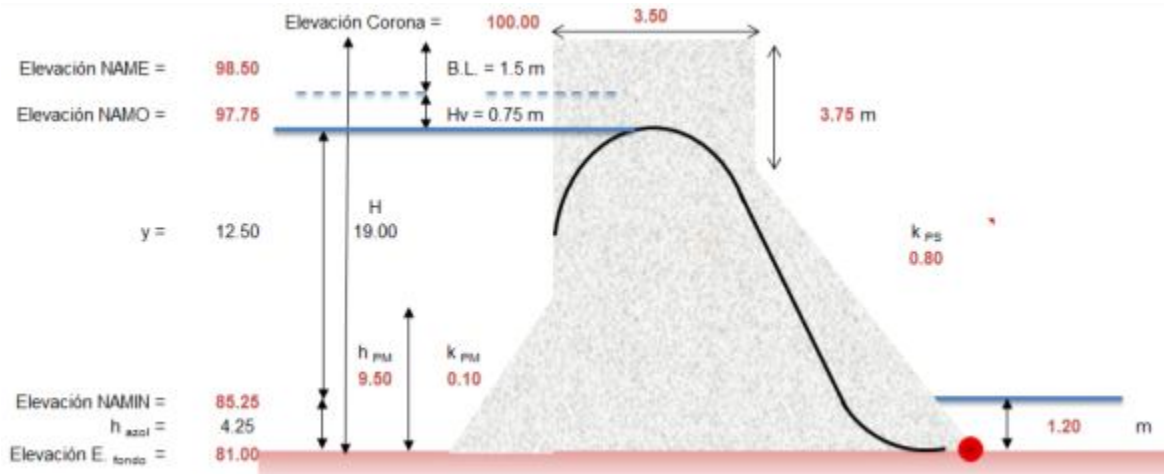
$$\text{Coeficiente de fricción estático} = 0.80$$

$$\text{Aceleración de sismo } (a) = 11 \text{ Gal}$$

$$\text{Peso de sedimentos } (\gamma_{\text{sed}}) = 1,922 \text{ kgf/m}^3$$

$$\text{Espesor de hielo} = 0.35 \text{ m}$$

OBRAS HIDRÁULICAS



Incógnitas:

Factor de estabilidad por volteo (FS_0)

Coefficiente de Deslizamiento (f)

Coefficiente de Seguridad (f_s)

Coefficiente de seguridad por Rozamiento y Corte (CRC)

Fórmulas:

$$FS_0 = \frac{WcL_1 + WwL_2}{P_{agua}L_3 + U_R L_4}$$

$$f = \tan \theta = \frac{\sum P}{\sum W - U_R}$$

$$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f'(\sum W - U_R)}{\sum P}$$

$$CRC = \frac{f'(\sum W - U_R) + b\sigma}{\sum P}$$

$$\sum P = \sum_{i=1}^n P_i = P_{agua}$$

$$\sum W = \sum_{i=1}^n W_i = Wc + Ww$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$Wc = \gamma_{\text{concreto}} Vol$$

$$Ww = \gamma_{\text{concreto}} Vol$$

$$P_{\text{agua}} = \gamma y_g A$$

$$y_g = \frac{h}{3} \frac{2b + a}{b + a}$$

$$U_R = \gamma z_g A$$

$$P_{ew} = C \alpha \gamma h$$

$$P_{ec} = Ma = \frac{W}{g} \alpha g = W \alpha$$

d_1, d_2, d_3, d_4 se determinan de la geometría de la presa

Solución:

Como se aprecia en el esquema de la sección propuesta para la construcción de la presa de gravedad, se tienen todos los niveles, dimensiones de la sección transversal e información de las solicitaciones a las que será sometida, por lo cual se trata de manera exclusiva de un problema de revisión. Los primeros datos geométricos deducidos a partir de la información inicial son la base del paramento seco, del paramento mojado y a partir de ambos la longitud de base de la cortina, dichos valores se deducen a continuación, pues serán parte importante en la determinación de áreas, pesos, volúmenes y momentos correspondientes para el posterior análisis de estabilidad.

$$b_{PS} = (H - \text{altura}_{\text{bajo}_{\text{corona}}}) * k_{PS} = (19.0 - 3.75)(0.80) = 12.20m$$

$$b_{PM} = h_{PM} * k_{PM} = 9.50 * 0.10 = 0.950m$$

$$B = b_{PM} + b + b_{PS} = 12.200 + 3.500 + 0.950 = 16.650m$$

Calculando la sección rectangular

$$A_1 = bH = 3.50(19.00) = 66.500m^2$$

$$w_1 = \gamma_c \nabla_1 = 2,450.00 \left[66.500(1.00) \right] = 162,925.000kgf$$

$$d_1 = B + \frac{b}{2} = 12.200 + \frac{3.50}{2} = 13.950m$$

$$M_1 = w_1 d_1 = 162,925.00(13.950) = 2,272,803.750kgf - m$$

Calculando la sección triangular del paramento seco

OBRAS HIDRÁULICAS

$$A_2 = \frac{b_{\text{triangulo}} (y - d_{\text{paramento seco}})}{2} = \frac{12.200(19.00 - 3.75)}{2} = 93.025m^2$$

$$w_2 = \gamma_c \nabla_2 = 2,450.00[93.025(1.00)] = 227,911.250kgf$$

$$d_2 = \frac{2b_{\text{triangulo}}}{3} = \frac{2(12.200)}{3} = 8.133m$$

$$M_2 = w_2 d_2 = 227,911.250(8.133) = 1,853,678.167kgf - m$$

Calculando la sección triangular del paramento mojado

$$A_3 = \frac{b_{PM} (h_{PM})}{2} = \frac{0.950(9.50)}{2} = 4.513m^2$$

$$w_3 = \gamma_c \nabla_3 = 2,450.00[4.513(1.00)] = 11,055.625kgf$$

$$d_3 = B - \frac{2b_{PM}}{3} = 16.650 - \frac{2(0.950)}{3} = 16.017m$$

$$M_3 = w_3 d_3 = 11,055.625(16.017) = 177,074.260kgf - m$$

A continuación se calculará el volumen de agua que queda sobre el paramento mojado de la presa, para un análisis más sencillo el prisma se descompondrá en dos figuras geométricas regulares que son un rectángulo ubicado entre la superficie libre del agua y el inicio del talud, así como de un triángulo ubicado justo sobre el talud

Peso del agua del paramento mojado (rectángulo)

$$A_4 = (y + h_{\text{azol}} - h_{PM}) * b_{PM} = (12.500 + 4.250 - 9.500) * (0.950) = 6.888m^2$$

$$w_4 = \gamma \nabla_4 = 1,000.00[6.888(1.00)] = 6,887.500kgf$$

$$d_4 = B - \frac{b_{PM}}{2} = 16.650 - \frac{(0.950)}{2} = 16.175m$$

$$M_4 = w_4 d_4 = 6,887.500(16.175) = 111,405.313kgf - m$$

Peso del agua del paramento mojado (triángulo)

$$A_5 = \frac{b_{PM} * h_{PM}}{2} = \frac{9.50 * 0.95}{2} = 4.513m^2$$

$$w_5 = \gamma \nabla_5 = 1,000.00[4.513(1.00)] = 4,512.500kgf$$

$$d_5 = B - \frac{b_{PM}}{3} = 16.650 - \frac{(0.950)}{3} = 16.333m$$

$$M_5 = w_5 d_5 = 4,512.500(16.333) = 73,704.167kgf - m$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Calculando el empuje hidrostático. Aquí es importante destacar que aunque en el encabezado dice que el tirante de agua es de 12.5 m, esto corresponde al volumen útil del agua en la presa, pero en el interior de los azolves se tiene agua, por lo que la presión hidrostática será producida por dicho tirante más el tirante de agua de los azolves (4.25 m), es decir la presión hidrostática es producto de 16.75 m de tirante de agua.

$$E_1 = \gamma z_g A = \gamma \frac{(y + h_{azol})}{2} [(y + h_{azol})l] = 1,000.00 \frac{16.750}{2} [16.750(1.000)]$$

$$E_1 = 140,281.250 \text{kgf}$$

$$d_6 = \frac{(y + h_{azol})}{3} = \frac{16.750}{3} = 5.583 \text{m}$$

$$M_6 = E_1 d_6 = 140,281.250(5.583) = 783,236.979 \text{kgf} - \text{m}$$

Calculando la subpresión

Para el cálculo de esta fuerza y su efecto en la cortina se deberá de tener cuidado en utilizar el valor del tirante que se presenta aguas abajo, ya que el diagrama de presiones que actúa sobre la base será un trapecio, mientras que será un triángulo si no existe tirante aguas abajo.

$$P_u = y_{aa} + \left(\frac{k \square \text{dist}}{B} \right) * [(y + h_{azol}) - y_{aa}] = 1.20 + \left(\frac{0.500 * 0}{15.125} \right) * [(12.500 + 4.250) - 1.200]$$

$$P_u = 1.200 \text{ m.c.a.} = 1200.000 \text{kgf} / \text{m}^2$$

En la expresión anterior y_{aa} representa el nivel de aguas que se encuentra bajo el paramento seco, el cual como se mencionó previamente condiciona la forma de la subpresión bajo la cortina, k representa la eficiencia en caso de existir drenes y mientras que "dist" es la distancia de ubicación del dren respecto del vértice del paramento seco con el terreno natural

$$U_{R1} = \gamma \nabla = \gamma \left[\left\{ \left(\frac{(y + h_{azol}) + P_u}{2} \right) B \right\} L \right]$$

$$U_{R1} = 1,000.000 \left[\left\{ \left(\frac{12.500 + 4.250 + 1.200}{2} \right) 16.650 \right\} 1.000 \right] = 149,433.750 \text{kgf}$$

$$d_7 = \frac{16.650}{3} \left[\frac{2(12.500 + 4.250) + 1.200}{(12.500 + 4.250) + 1.200} \right] = 10.729 \text{m}$$

$$M_7 = U_{R1} d_7 = 149,433.750(10.729) = 1,603,270.125 \text{kgf} - \text{m}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

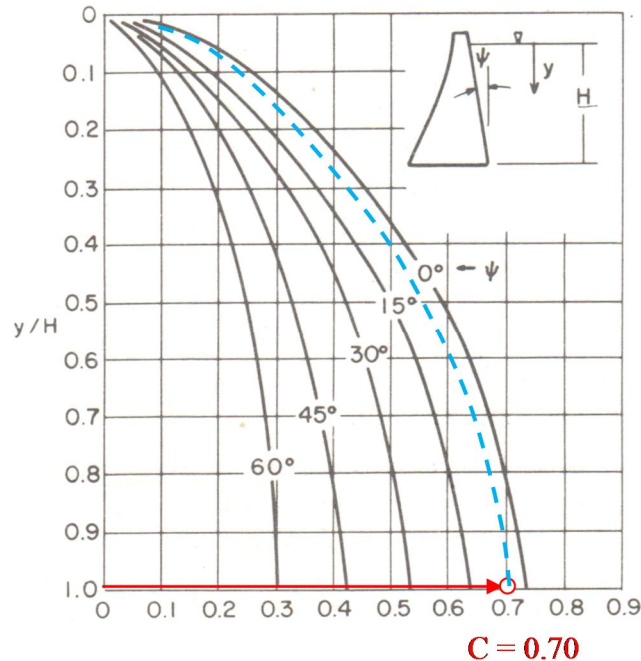
Calculando el empuje hidrodinámico por sismo

Se convierte en primera instancia la unidad Gal (unidad de aceleración en el sistema cegesimal en honor a Galileo Galilei) a unidades MKS

$$a = 11Gal = 11 \frac{cm}{s^2} = 0.110 \frac{m}{s^2}$$

$$\alpha = \frac{a}{g} = \frac{0.11}{9.81} = 0.011213$$

En la Figura 7.6, como se analiza la condición más desfavorable $C = C_m$ ya que $y/H = 1.0$, es decir la presa está a su máxima capacidad. Además el paramento mojado no es vertical, ya que tiene un talud 0.1:1, que corresponde a por lo tanto $\psi = 5.71^\circ$, de tal manera que de la Figura 7.6, se lee $C = 0.70$



$$P_{ew} = C \alpha \gamma h = 0.70(0.0011213)(1,000.00)(12.500 + 4.250) = 131.473kgf$$

La aplicación de la fuerza hidrodinámica del agua por sismo, se aplicará a la mitad de la distancia de la altura del agua en el embalse, es decir en el centro de gravedad de la figura donde impacta la fuerza sísmica, que resulta ser un rectángulo.

$$d_8 = \frac{y + h_{azol}}{2} = \frac{12.500 + 4.250}{2} = 8.375m$$

$$M_8 = P_{ew} d_8 = 131.473(8.375) = 1,101.086kgf - m$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Calculando la fuerza de la cortina por sismo
En la parte central (rectángulo)

$$P_{ec1} = \alpha W_1 = 0.011213(162,925.000) = 1,826.886kgf$$

$$d_9 = \frac{E_{corona} - E_{fondo}}{2} = \frac{100.000 - 81.000}{2} = 9.500m$$

$$M_9 = P_{ec1}d_9 = 1,826.886(9.500) = 17,355.415kgf - m$$

En el paramento seco (triángulo)

$$P_{ec2} = \alpha W_2 = 0.011213(227,911.250) = 2,555.580kgf$$

$$d_{10} = \frac{(E_{corona} - E_{fondo}) - 3.750}{3} = \frac{(100.000 - 81.000) - 3.750}{3} = 5.083m$$

$$M_{10} = P_{ec2}d_{10} = 2,555.580(5.083) = 12,990.864kgf - m$$

En el paramento mojado (triángulo)

$$P_{ec3} = \alpha W_3 = 0.011213(11,055.625) = 123.967kgf$$

$$d_{11} = \frac{h_{PM}}{3} = \frac{9.500}{3} = 3.167m$$

$$M_{11} = P_{ec3}d_{11} = 123.967(3.167) = 392.563kgf - m$$

Calculando el empuje de los azolves

$$P_{limo} = \gamma_{sed} z_g A = \gamma \frac{h_{azol}}{2} (h_{azol} l) = 1,922.00 \frac{4.250}{2} [4.250(1.000)] = 17,358.063kgf$$

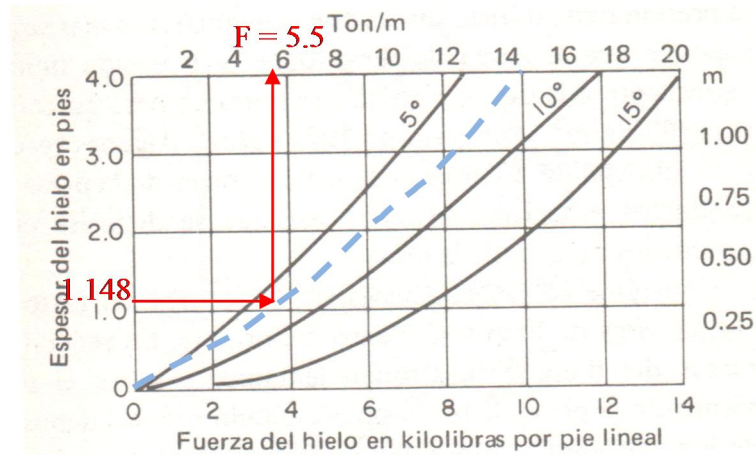
$$d_{12} = \frac{h_{azol}}{3} = \frac{4.250}{3} = 1.417m$$

$$M_{12} = P_{limo}d_{12} = 17,358.063(1.417) = 24,590.589kgf - m$$

Calculando el empuje por hielo

Para determinar el empuje del hielo sobre la cortina, el cual nos dice que el agua se puede congelar en la parte superior, desde el borde la cresta vertedora hacia el fondo se determina con apoyo de la Figura 7.5

OBRAS HIDRÁULICAS



$$\text{Espesor} = 0.350\text{m} = 1.148\text{ft}$$

$$F_{\text{hielo}} = f(E, \theta) = 5.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} = 5.50(1.000) = 5.50\text{Ton} = 5,500.000\text{kgf}$$

$$d_{13} = (y + h_{\text{azol}}) - \frac{E}{2} = (12.500 + 4.250) - \frac{0.35}{2} = 16.575\text{m}$$

$$M_{13} = F_{\text{Hielo}} d_{13} = 5,500.000(16.575) = 91,162.500\text{kgf} - \text{m}$$

Una vez determinadas todas las fuerzas y momentos sobre la cortina se realiza la revisión por vuelco y deslizamiento

$$FSO = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5}{M_6 + M_7 + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13}} = 1.771$$

Al determinar el factor de seguridad por vuelco, se observa que el valor es menor que 2.00, por lo tanto **la cortina no es estable y volcará. Por lo anterior el cálculo por deslizamiento no es necesario realizar, sin embargo se presenta a continuación para que se vea su aplicación.**

Determinando las fuerzas horizontales

$$\sum P = \sum_{i=1}^n P_i = E_1 + P_{ew} + P_{ec1} + P_{ec2} + P_{ec3} + P_{\text{limo}} + P_{\text{hielo}} = 167,777.218\text{kgf}$$

Determinando las fuerzas verticales

$$\sum W = \sum_{i=1}^n W_i = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 = 413,291.875\text{kgf}$$

Calculando mediante el **método del coeficiente de deslizamiento "f"**

OBRAS HIDRÁULICAS

$$f = \tan \theta = \frac{167,777.218}{413,291.875 - (149,433.750)} = 0.636$$

Se observa que el coeficiente obtenido ($f = 0.636$) es menor que el valor obtenido previo al diseño ($f' = 0.80$) por lo tanto **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga no se deslizará, es decir, es estable.**

Calculando mediante el **método del factor de seguridad**

$$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{0.80}{0.636} = 1.258$$

Se observa que el coeficiente obtenido ($f_s = 1.258$) es mayor que 1.0, por lo tanto, **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga no se deslizará, es decir, es estable.**

Calculando mediante el **método del coeficiente por corte y rozamiento**

Para aplicar este método se debe asignar el valor del esfuerzo unitario de trabajo, la longitud de la base para el estudio de esfuerzos al corte y el factor de seguridad asociado, como se muestra a continuación (revisar el inciso b del subtema 7.3 coeficientes de diseño)

$$\sigma = 7 \frac{kg}{cm^2} = 70,000 \frac{kg}{m^2}$$

$$b = 16.650m \quad \text{(Calculada en la parte inicial del problema)}$$

$$CRC(\text{recomendado}) = 4$$

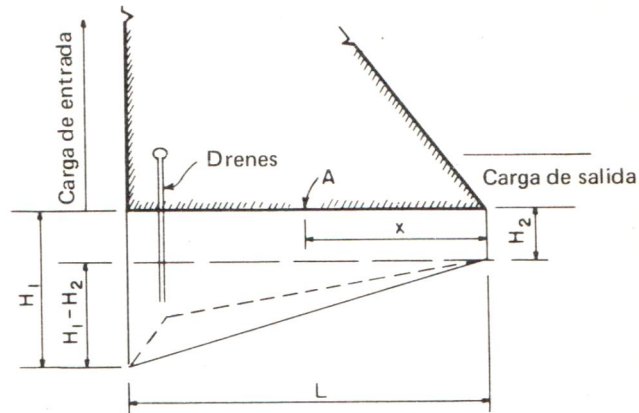
$$CRC = \frac{0.80(413,291.875 - 149,433.750) + 16.650(70,000)}{167,777.218} = 8.205$$

Se observa que el coeficiente obtenido ($CRC = 8.205$) es mayor que el valor recomendado de acuerdo con el texto $CRC = 4$ por lo tanto **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga no se deslizará.**

NOTA: De no cumplir contra deslizamiento se deberá proyectar un dentellón, que se calcula como viga volada, cargada con una fuerza igual a la diferencia en exceso de la resistencia al deslizamiento. Es decir a mayor profundidad menos peralte y viceversa, por lo que finalmente el diseño dependerá del aspecto económico.

Como se aprecia en la solución de la revisión de los datos del problema la falla de la cortina se daría por vuelco, para evitarlo se pueden utilizar galerías de inspección, con lo cual la supresión disminuye tal y como puede apreciarse en la siguiente figura

OBRAS HIDRÁULICAS



Como se trata de un problema de revisión, es decir no se pueden modificar las dimensiones de la estructura a partir de los niveles, taludes y distancias señaladas se propondría un dren, donde la solución se calcularía como sigue.

Los momentos que se ven afectados por la presencia del dren son los relativos a la subpresión (M_7), dado que el diagrama en forma de trapecio ahora se transforma en un triángulo y un trapecio en función ambos de la distancia x a la cual se coloca el dren partiendo desde el vértice en el talud aguas abajo (como se aprecia en la figura anterior).

Proponiendo

$$x = \frac{3}{4} B$$

$$x = \frac{3}{4} (16.650) = 12.488m$$

Cálculo de la subpresión en el trapecio formado entre el dren y el paramento mojado de la presa

$$P_u = y_{aa} + \left(\frac{k \cdot \text{dist}}{B} \right) * [(y + h_{azol}) - y_{aa}]$$

$$P_u = 1.20 + \left(\frac{0.500 * 11.344}{15.125} \right) * [(12.500 + 4.250) - 1.200]$$

$$P_u = 7.031 \text{ m.c.a.} = 7,031.250 \text{ kgf} / \text{m}^2$$

$$U_{R1} = \gamma \nabla = \gamma \left[\left\{ \left(\frac{(y + h_{azol}) + P_u}{2} \right) (B - x) \right\} L \right]$$

$$U_{R1} = 1,000.000 \left[\left\{ \left(\frac{12.500 + 4.250 + 7.031}{2} \right) (16.650 - 12.488) \right\} 1.000 \right] = 49,494.727 \text{ kgf}$$

$$d_7 = \frac{16.650 - 12.488}{3} \left[\frac{2(12.500 + 4.250) + 7.031}{(12.500 + 4.250) + 7.031} \right] + 12.488 = 14.852m$$

$$M_7 = U_{R1} d_7 = 49,494.727 (14.852) = 735,108.882 \text{ kgf} - m$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Cálculo de la subpresión en el trapecio formado entre el dren y el vértice del paramento seco de la presa, no olvidar que aguas abajo se tiene un tirante de agua de 1.2 m

$$U_{R2} = \gamma V = \gamma \left[\frac{(P_u + y_{aa})x}{2} \right]$$

$$U_{R2} = 1,000.000 \left[\frac{(7.031 + 1.200)(12.488)}{2} \right] = 51,393.867 \text{ kgf}$$

$$d_{7'} = \frac{12.488}{3} \left[\frac{2(7.031) + 1.200}{(7.031) + 1.200} \right] = 7.718 \text{ m}$$

$$M_{7'} = U_{R1} d_{7'} = 51,393.867 (7.718) = 396,666.413 \text{ kgf} - \text{m}$$

Calculando de nueva cuenta los factores de seguridad de la presa, donde se hará intervenir M_7

$$FSO = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5}{M_6 + M_7 + M_{7'} + M_8 + M_9 + M_{10} + M_{11} + M_{12} + M_{13}} = 2.176$$

Al determinar el factor de seguridad por vuelco, se observa que el valor es mayor que 2.00, por lo tanto **la cortina es estable y no volcará.**

REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO:

Determinando las fuerzas horizontales

$$\sum P = \sum_{i=1}^n P_i = E_1 + P_{ew} + P_{ec1} + P_{ec2} + P_{ec3} + P_{limo} + P_{hielo} = 167,777.218 \text{ kgf}$$

Determinando las fuerzas verticales

$$\sum W = \sum_{i=1}^n W_i = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 = 413,291.875 \text{ kgf}$$

Calculando mediante el **método del coeficiente de deslizamiento**

$$f = \tan \theta = \frac{167,777.218}{413,291.875 - (49,494.727 + 51,393.867)} = 0.537$$

Se observa que el coeficiente obtenido ($f = 0.537$) es menor que el valor obtenido previo al diseño ($f = 0.80$) por lo tanto **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga no se deslizará, es decir, es estable.**

Calculando mediante el **método del factor de seguridad**

$$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{0.80}{0.537} = 1.490$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Se observa que el coeficiente obtenido ($f_s = 1.490$) es mayor que 1.0, por lo tanto, **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga no se deslizará, es decir, es estable.**

Calculando mediante el **método del coeficiente por corte y rozamiento**

Para aplicar este método se debe asignar el valor del esfuerzo unitario de trabajo, la longitud de la base para el estudio de esfuerzos al corte y el factor de seguridad asociado, como se muestra a continuación (revisar el inciso b del subtema 7.3 coeficientes de diseño)

$$\sigma = 7 \frac{kg}{cm^2} = 70,000 \frac{kg}{m^2}$$

$$b = 15.125m \quad (\text{Mostrada en el esquema inicial})$$

$$CRC(\text{recomendado}) = 4$$

$$CRC = \frac{0.80(413,291.875 - (49,494.727 + 51,393.867)) + 16.650(70,000)}{167,777.218} = 8.436$$

Se observa que el coeficiente obtenido ($CRC = 8.436$) es mayor que el valor recomendado de acuerdo con el texto $CRC = 4$ por lo tanto **la cortina bajo dichas solicitaciones de carga no se deslizará.**

Conclusión: se observa que al incluir el dren ubicado a una distancia de $\frac{3}{4}$ de la base de la presa medida a partir del vértice con el paramento seco hacia el paramento mojado se logra la estabilidad de toda la estructura.

EJEMPLO 8.4 Revisar el vertedor de excedencia y diseñar, de ser necesario, su obra disipadora de energía, de la presa de almacenamiento del ejemplo anterior.

Datos:

Cortina

NAME = 98.50 m

NAMO = 97.75 m

NAMIN = 85.25 m

Elevación fondo = 81.00 m

Elevación corona = 100 m

γ_s protección = 2,700 kgf/m³

Obra de excedencia

Gasto del vertedor = 30.00 m³ /s

Ancho del fondo en el cauce = 60.00 m

Rugosidad en el cauce = 0.026

Taludes estables en el cauce = 2.0:1.0

Pendiente longitudinal del cauce = 0.0002

Longitud del vertedor = 22.50 m

Carga máxima sobre el vertedor = 0.75 m

Bordo libre = 1.50 m

Incógnitas:

H_v: Y

Necesidad de tanque disipador

Fórmulas:

$$Q = C L H^{\frac{3}{2}}$$

$$V_i = \sqrt{2g \left(Z - \frac{H}{2} \right)}$$

$$V_r = C * V_i$$

$$\frac{Q_1^2}{gA_1} + \bar{Y}_1 A_1 = \frac{Q_2^2}{gA_2} + \bar{Y}_2 A_2$$

$$B.L. = 0.03(U_1 + D_2)$$

$$U_2 = a\sqrt{2g(\gamma_s - 1)D_{50}}$$

Solución:

Sobre la cresta del vertedor deberá pasar el gasto de diseño, por lo que al estar limitada la longitud del vertedor, se calculará la carga hidráulica requerida para pasar el gasto, utilizando la fórmula para

vertedores de pared gruesa y cimacio tipo Creager $Q = C L H^{\frac{3}{2}}$, donde "**C**" o "**Cd**" es el coeficiente de gasto el cual depende de la relación que se tenga entre la profundidad del vertedor aguas arriba y del talud del vertedor, tal como se observa en la tabla 20.1 de la página 358 en el libro Fundamentos de Hidráulica General de Pascoal Silvestre de la editorial Limusa y que se puede consultar en la página 200 de éstos apuntes.

$$P = E_{NAMO} - E_{FONDO} = 97.75 - 81.00 = 16.75m$$

$$H = E_{NAME} - E_{NAMO} = 98.50 - 97.75 = 0.75m$$

$$\frac{P}{H} = \frac{16.75}{0.75} = 22.33$$

Para un talud vertical y la relación P/H, de la tabla 20.1 de la tabla antes mencionada, se puede apreciar que el valor es constante para relaciones de P/H mayores a 3, tomando un valor de:

$$Cd = 2.156$$

$$H_v = \left(\frac{Q}{C_d L} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{30.00}{2.156(22.50)} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.726m$$

La carga sobre el vertedor es menor que la carga máxima por lo tanto la longitud es suficiente, en caso contrario se tendría que hacer más largo el vertedor para logra que la carga que se presenta sea menor que la máxima de acuerdo con los niveles del NAMO y NAME.

Se define a continuación el perfil del cimacio Tipo Creager y que de acuerdo con las coordenadas y la carga sobre el vertedor se tienen los siguientes valores, con los cuales se deberá, en un caso real, verificar que cumpla con el vertedor construido.

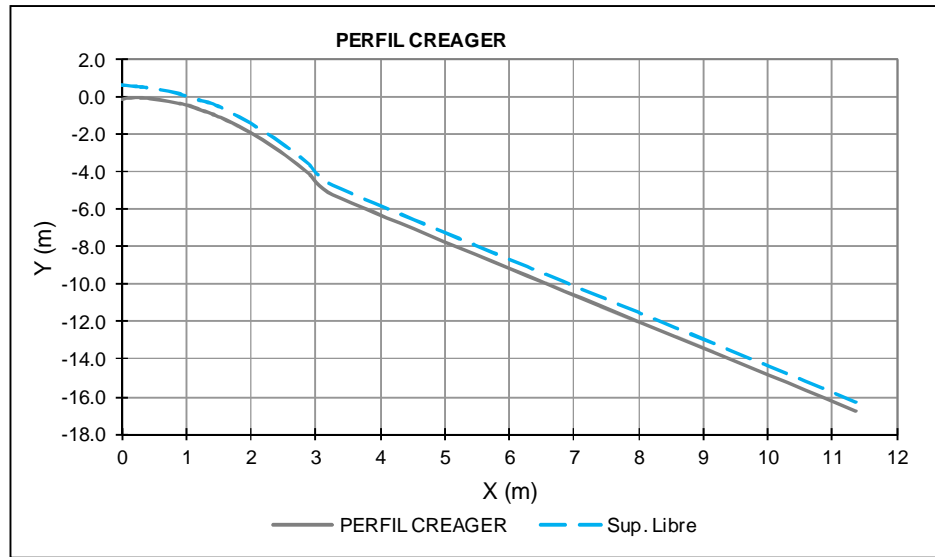
OBRAS HIDRÁULICAS

X m	Y vertedor m	Y sup. libre m
0.00	-0.091	0.603
0.08	-0.026	0.583
0.15	-0.005	0.560
0.23	0.000	0.537
0.30	-0.005	0.510
0.45	-0.046	0.450
0.60	-0.111	0.371
0.75	-0.194	0.276
0.90	-0.298	0.159
1.05	-0.406	0.002
1.28	-0.668	-0.221
1.50	-0.951	-0.461
1.88	-1.524	-1.089
2.25	-2.257	-1.815
2.63	-3.085	-2.649
3.00	-4.072	-3.629
3.38	-5.190	-4.747

Se aprecia que el perfil termina en un valor de $y = -4.747$ que corresponde a una elevación 93.00 m y restan 12.00 m para llegar al terreno natural, para esa altura se propone una rampa con pendiente 0.70 hasta llegar a la base donde se hará el cálculo para definir la necesidad de diseñar la estructura para disipación de energía debido a la velocidad que se presentara en el descenso, de tal manera que el perfil completo quedaria de la siguiente manera, teniendo cuidado durante el proceso constructivo de una correcta transición entre ambas partes

X m	Y vertedor M	Y sup. libre m
0	0.095	-0.623
0.075	0.027	-0.602
0.150	0.005	-0.579
0.225	0.000	-0.555
0.300	0.005	-0.527
0.450	0.047	-0.465
0.600	0.115	-0.383
0.750	0.200	-0.285
0.900	0.308	-0.164
1.050	0.420	-0.002
1.275	0.690	0.229
1.500	0.983	0.476
1.875	1.575	1.125
2.250	2.333	1.875
2.625	3.188	2.738
3.000	4.208	3.750
3.375	5.363	4.905
11.346	16.750	16.293

OBRAS HIDRÁULICAS



A partir de las condiciones originales se revisara si es necesaria la presencia de un tanque amortiguador.

$$Z = NAMO - ELEV_{\text{fondo cauce}} + H_V + \Delta_Z = (97.75 - 81.00) + 0.726 + 0 = 17.476m$$

$$V_T = \sqrt{2(9.81) \left(17.50 - \frac{0.726}{2} \right)} = 18.324m/s$$

$$C = f(z, H_V) = 0.76$$

$$V_R = CV_T = 0.76(18.324) = 13.926m/s$$

$$q = \frac{Q_D}{L_V} = 1.333 \frac{m^3}{s} m$$

$$d_1 = \frac{q}{V_R} = \frac{1.333}{13.926} = 0.096m$$

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{2V_R^2 d_1}{g} + \frac{d_1^2}{4} \right) = 1.899m$$

$$V_2 = \frac{q_1}{d_2} = \frac{1.333}{1.898} = 0.702m/s$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = \frac{(0.702)^2}{19.62} = 0.025m$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Se diseña la sección transversal después del dique una vez que se presenta el salto hidráulico.

$$b_r = 60.00m$$

$$30 = \frac{(60.00d_n + 2d_n^2)^{\frac{5}{3}} (0.0002)^{\frac{1}{2}}}{\left(60.00 + 2d_n \sqrt{1 + (2)^2}\right)^{\frac{2}{3}} (0.026)}$$

$$d_n = 0.947m$$

Se verifica si la estructura ocupara tanque amortiguador, para ello se comparan las energías de los tirantes conjugado mayor del salto hidráulico y normal en el cauce.

$$E_n = 0.960m$$

$$E_2 = 1.924m$$

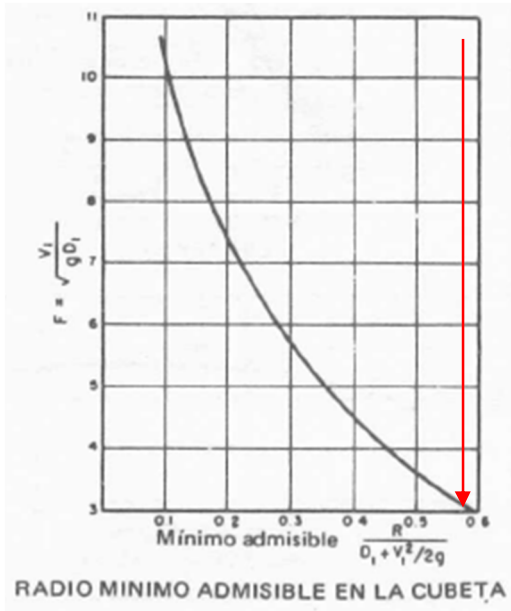
Debido a que $E_2 > E_n$ se presentara un salto barrido, por ello se recomienda diseñar una estructura disipadora de energía. A continuación se presentan dos opciones para realizar el diseño:

1ª OPCIÓN. Se propone una cubeta ranurada sección 7 de acuerdo con las especificaciones de la USBR (consultar la referencia "Presas Pequeñas de Concreto", cuyas figuras necesarias para solucionar el problema se presentan en el apéndice H de los apuntes)

$$Fr_1 = \frac{V_R}{\sqrt{gd_1}} = 14.369m$$

De acuerdo con la gráfica para radio mínimo admisible el número de Froude queda fuera además la curva que asigna valores no tiene valores más pequeños en la parte superior izquierda por ello se toma el último valor consignado, como se puede ver a continuación:

OBRAS HIDRÁULICAS



Con

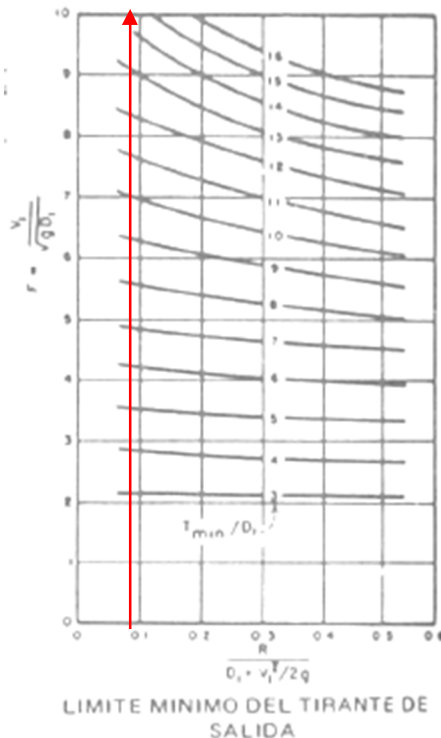
$$Fr_1 = 14.369$$

Se determina

$$\frac{R}{d_1 + \frac{V_1^2}{2g}} = \frac{R}{E_1} = 0.09$$

$$R = 0.09E_1 = 0.898m$$

Con el radio mínimo admisible se determina el límite mínimo del tirante a la salida como se muestra a continuación. En la gráfica se observa que de nueva cuenta que el número de Froude queda fuera de la gráfica



Con

$$Fr_1 = 14.369$$

$$\frac{R}{d_1 + \frac{V_1^2}{2g}} = 0.09$$

Se determina

$$\frac{T \text{ min}}{d_1} = 16$$

$$T \text{ min} = 16d_1 = 1.532m$$

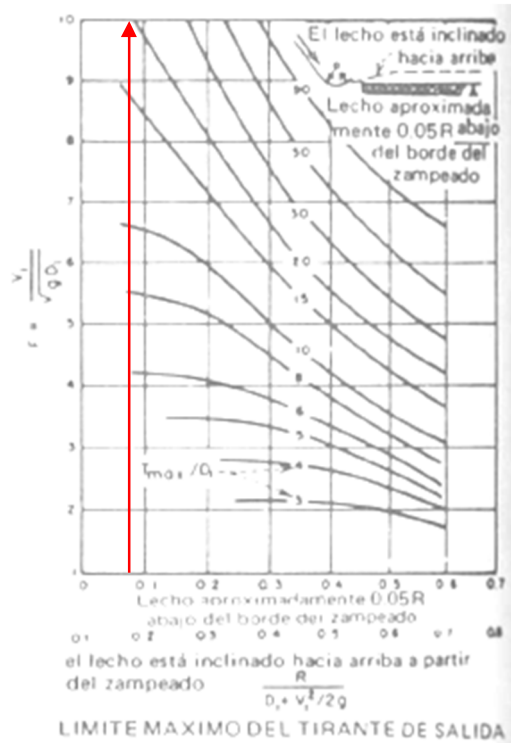
$$V = \frac{Q}{A} = \frac{30}{22.50(1.531)} = 0.871m/s$$

$$E(T \text{ min}) = 1.571m$$

Como la energía que se presenta con el T min es mayor que la energía del tirante normal, por lo tanto no se disipa adecuadamente la energía en el salto.

OBRAS HIDRÁULICAS

De nueva cuenta con el radio mínimo admisible se determina el límite máximo del tirante a la salida como se muestra a continuación. En la gráfica se observa que de nueva cuenta que el número de Froude queda fuera de la gráfica y para consignar el valor se "supone" que las curvas mantienen la misma tendencia de crecimiento hacia la zona superior izquierda



Con

$$Fr_1 = 14.369m$$

$$\frac{R}{d_1 + \frac{V_1^2}{2g}} = 0.09$$

Se determina

$$\frac{T \max}{d_1} = 30$$

$$T \max = 30d_1 = 2.872m$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{30}{22.50(2.872)} = 0.464m/s$$

$$E(T \max) = 2.883m$$

Como la energía que se presenta con el T máx. es mayor que la energía del tirante normal, por lo tanto no se disipa adecuadamente la energía en el salto. En este caso se recomienda realizar alguna de las dos siguiente alternativas, la primera proponer un escalón al final del cimacio igualando la energía E (Tmin) con la de E (dn) o bien diseñar un tanque amortiguador, se ejemplifica el diseño de la primera alternativa, ya que el diseño de un tanque amortiguador ya se vio anteriormente, en otro tema previo de los apuntes.

Para continuar con la solución del problema una alternativa es un escalón, que se deberá proponer valores de escalón Δz , realizar el cálculo de nueva cuenta de manera completa, hasta que todas las condiciones sean satisfechas, se muestra a continuación los resultados para el valor correcto del escalón.

$$\Delta z = 0.586m$$

$$Z = (NAMO - ELEV_{\text{fondo cauce}}) + H_V + \Delta z = 18.06m$$

$$V_T = 18.634m/s$$

$$C = f(z, H_V) = 0.76$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$V_R = 14.162 \text{ m/s}$$

$$q = 1.333 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \text{ m}$$

$$d_1 = 0.094 \text{ m}$$

$$d_2 = 1.916 \text{ m}$$

$$d_n = 0.947 \text{ m}$$

Se verifica si la estructura ocupara tanque amortiguador, para ello se comparan las energías de los tirantes conjugado mayor del salto hidráulico y normal en el cauce.

$$E_n = 1.546 \text{ m}$$

$$E_2 = 1.940 \text{ m}$$

De nueva cuenta la energía del tirante dos es mayor que la del normal por lo que utilizando el diseño de la cubeta ranurada

$$Fr_1 = 14.736$$

$$\frac{R}{d_1 + \frac{V_1^2}{2g}} = \frac{R}{E_1} = 0.09$$

$$R = 0.09E_1 = 0.929 \text{ m}$$

$$\frac{T \text{ min}}{d_1} = 16$$

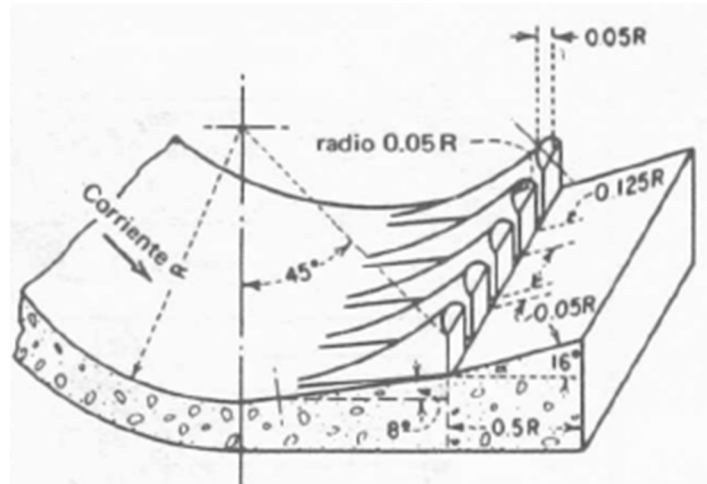
$$T \text{ min} = 16d_1 = 1.506 \text{ m}$$

$$V = 0.89 \text{ m/s}$$

$$E(T \text{ min}) = 1.546 \text{ m}$$

Con un escalón de 0.586 m se igualan las energías del Límite mínimo de tirante de salida con el tirante normal con lo cual se garantiza un salto claro al pie de la estructura. Con estos valores se procede a diseñar la cubeta ranurada de acuerdo a las dimensiones establecidas por la USBR y que se muestra en el siguiente diseño

OBRAS HIDRÁULICAS



Separación entre dientes

$$Separ = 0.05R = 0.05(0.929) = 0.046m$$

Ancho de dientes

$$b_d = 0.125R = 0.125(0.929) = 0.116m$$

Número de dientes, en la expresión se resta una separación de dientes para lograr que en las esquinas se ubique un diente, el denominador representa la distancia de un diente y su separación para calcular el total que cabe en la longitud de la cubeta.

$$Num_d = \frac{LV - separ}{separ + b_d} = \frac{22.50 - 0.046}{0.046 + 0.116} = 138.18$$

Si se propone un número menor de dientes el radio que resulte es menor que el mínimo que ocupa el diseño de la cubeta, por ello se proponen que tenga 139 dientes y para ello se itera el radio, el cual deberá ser mayor al mínimo ($R > 0.929$ m) se puede hacer manual o con la herramienta "Buscar objetivo" de Excel y queda resuelto de la siguiente manera:

$$R = 0.923m$$

$$Separ = 0.05(0.930) = 0.046m$$

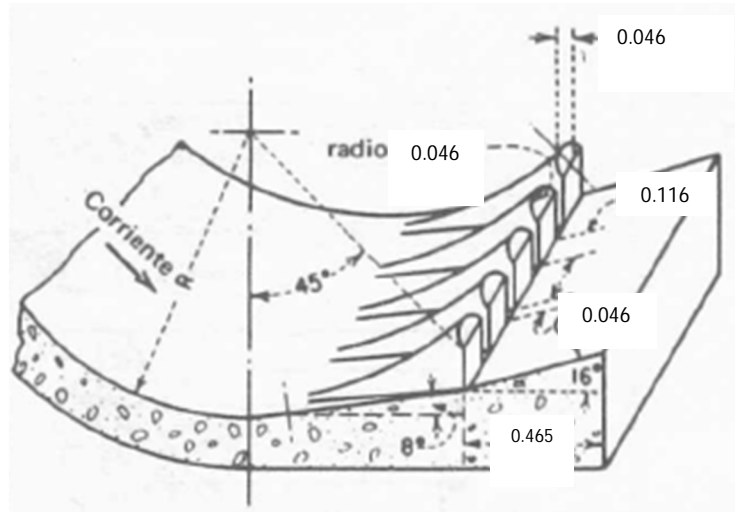
$$b_d = 0.125(0.930) = 0.115m$$

$$Num_d = 139$$

Se aprecia que los resultados bajo la aproximación de tres decimales es la misma, recuerde que los cálculos son realizados por completo en Excel, de ahí posibles diferencias numéricas con lo aquí mostrado, si se diseña algún otro tipo de estructura para disipar energía verificar las dimensiones y condiciones necesarias para llevar a cabo la estructura que cumpla con el funcionamiento hidráulico.

Finalmente se presenta una imagen con los valores de diseño, para la Opción1:

OBRAS HIDRÁULICAS



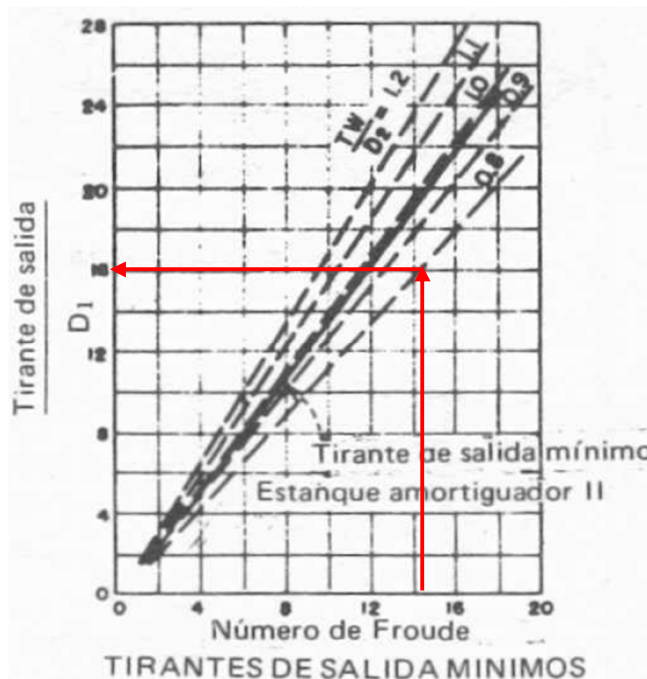
*Dimensiones en m

2ª OPCIÓN. Diseñando un estanque amortiguador tipo II para vertedores en presas altas (apéndice H de los apuntes). Se obtiene en primera instancia el tirante de salida del estanque utilizando la gráfica de "tirantes de salida mínimos" en función del número de Froude y proponiendo un valor de reducción (TW/D_2)

$$Fr_1 = 14.369m$$

Calculado previamente

$$\frac{TW}{D_2} = 0.80$$



OBRAS HIDRÁULICAS

$$\frac{TW}{D_1} = 16$$

$$TW = 16D_1 = 16(0.096) = 1.532m$$

Calculando la velocidad, carga de velocidad y energía específica asociados al tirante de salida

$$V_{TW} = \frac{Q_v}{L_v * TW} = \frac{30}{22.50(1.532)} = 0.870m/s$$

$$\frac{V_{TW}^2}{2g} = \frac{(0.870)^2}{19.62} = 0.039 mca$$

$$E_{TW} = TW + \frac{V_{TW}^2}{2g} = 1.532 + 0.039 = 1.571 m$$

Comparando la energía del tirante de salida con la energía del tirante normal en la sección aguas abajo del estanque amortiguador.

$$E_n = 1.546 m < E_{TW} = 1.571 m$$

Por lo tanto se tratará de un salto barrido, por lo tanto deberá considerarse que el nivel del estanque deberá proponerse abajo del nivel del cauce.

Proponiendo $\Delta Z = 0.600m$

Se procede a recalcular

$$Z = (NAMO - ELEV_{\text{fondo cauce}}) + H_v + \Delta z = 18.076 m$$

$$V_T = 18.642m/s$$

$$C = f(z, H_v) = 0.75$$

$$V_R = 13.982m/s$$

$$q = 1.333 \frac{m^3}{s}$$

$$d_1 = 0.095m$$

$$d_2 = 1.900m$$

$$V_2 = 0.702m/s$$

$$E_2 = 1.925m$$

$$d_n = 0.961m$$

Calculado previamente

$$E_n = d_n + \frac{V_n^2}{2g} + \Delta z = 1.561 m$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Considerando que los valores obtenidos en el estanque amortiguador II, el cual depende del nuevo valor del tirante conjugado menor y proponiendo de nueva cuenta una reducción del 80%, no varían notablemente

$$\frac{TW}{D_1} = 16$$

$$TW = 1.532m$$

$$V_{TW} = 0.870m/s$$

$$\frac{V_{TW}^2}{2g} = 0.039 mca$$

$$E_{TW} = 1.571 m$$

Como la energía específica de salida $E_{TW} = 1.571 m$ es aproximadamente igual a la energía del tirante normal considerando el escalón del estanque se considera que el diseño del elemento de control es correcto.

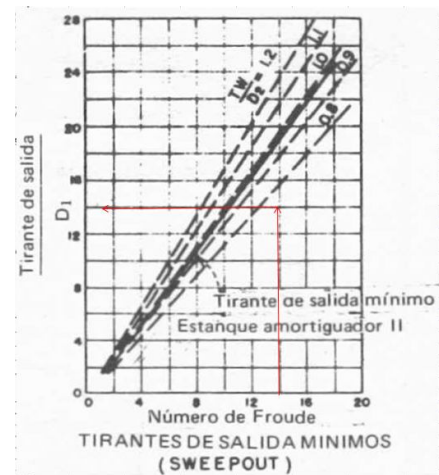
A partir del valor del número de Froude se obtiene la longitud

$$\frac{L_s}{D_2} = 0.43$$

$$L_s = 0.43(1.900) = 0.817m$$

Mientras que el ángulo con que se forma el perfil α será

$$\alpha = 11.40^\circ$$



Capítulo 9

Seguridad de presas

La seguridad de presas es el manejo coordinado de distintas disciplinas técnicas especializadas que intervienen en el diseño, cálculo, construcción, mantenimiento, operación y remoción de una presa, con el objeto de alcanzar y mantener el mayor nivel de seguridad factible.

Las presas y la práctica de la Ingeniería asociada a ellas, han jugado un papel fundamental en la historia de la Civilización, permitiendo al hombre equilibrar en parte, la irregular distribución espacial y temporal del agua en el planeta, contribuyendo al desarrollo de la humanidad a partir de sus múltiples propósitos, como acumulación de agua para riego, regulación de crecidas, generación de energía, incorporación de espacios para la recreación, etc.

Al mismo tiempo, de la mano del avance del conocimiento, el proyecto y construcción de estas grandes obras ha evolucionado hacia estructuras de retención cada vez más altas, que han dado lugar a su vez a embalses más voluminosos. Esta situación genera, sin lugar a dudas, un factor de riesgo para vidas y bienes de quienes habitan aguas abajo.

Las consecuencias de la rotura de una presa son generalmente de una gravedad tal, que la sola posibilidad de falla implica una altísima responsabilidad, tanto para los técnicos encargados de su diseño, explotación y control, que deben extremar al máximo sus esfuerzos por minimizar dicho riesgo, como para aquellas autoridades que deben asegurar que existan los recursos humanos y económicos imprescindibles para su atención.

El desarrollo de la Ingeniería produjo un importante avance tecnológico en torno al monitoreo y observación de estas obras hidráulicas, recomendando criterios para su diseño, construcción y explotación. Sin embargo, el mismo no contó con el necesario correlato de los instrumentos legales de respaldo, para una necesaria y estricta regulación de la seguridad estructural de estas obras por parte del Estado. Lamentablemente recién luego de una serie de fallas y roturas de trágicas consecuencias, ocurridos en Europa y Estados Unidos entre tres y cuatro décadas atrás (Malpasset, Francia, 1959; Vajont, Italia, 1963; Baldwin Hills y Teton, EEUU, 1951 y 1976), tuvo origen en estos países la necesaria legislación que posibilitaría hoy un riguroso control del comportamiento de las mismas.

En México no existe la legislación correspondiente, y no se dispone de la herramienta para brindar la mayor protección a las comunidades que se encuentran aguas abajo de las presas. La norma legal debe establecer obligaciones para los operadores de las presas, principales responsables de brindar un "servicio de seguridad de presas", como el que existe en la comunidad europea.

Desde que su prestación compromete vidas y bienes de ciudadanos, el "servicio de seguridad de presas" debe ser público, es decir que debe obligar a quien lo presta a cumplirlo y genera al Estado el compromiso de controlar el cumplimiento de tales obligaciones para evitar que eventualmente

OBRAS HIDRÁULICAS

se inicien emergencias en las presas, o que iniciadas puedan mitigarse al máximo sus efectos sobre la población.

La Comisión Nacional del Agua junto con el U.S. Bureau of Reclamation han editado la versión en español del manual: "Training Aids for Dams Safety, el cual comprende lineamientos, procedimientos de cálculo, normas y especificaciones de las actividades referentes al diseño, construcción, operación, rehabilitación, revisión e inspección de presas. El citado manual es muy útil para los Ingenieros Civiles pero también para egresados y estudiantes de Ingeniería Mecánica.

Los pilares básicos de la seguridad de presas (que deben cumplir los operadores) son:

- El correcto diseño y construcción.
- El mantenimiento y control del comportamiento durante la operación.
- La preparación para actuar eficientemente y a tiempo si es que se produce una emergencia.

9.1 VIGILANCIA E INSPECCIÓN DE PRESAS

La vigilancia e inspección de presas comprenderá los siguientes cometidos (Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses, España)

- a. Clasificación, en función del riesgo, de todas las presas, sea cual sea la fase en que se encuentren. En función del riesgo potencial que pueda derivarse de su posible rotura o de su funcionamiento incorrecto, todas las presas deberán clasificarse, de acuerdo con la "Directriz de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Inundaciones", en alguna de las siguientes categorías:
 - a) **Categoría A:** Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, así como producir daños materiales o medioambientales muy importantes.
 - b) **Categoría B:** Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes o afectar a un reducido número de viviendas.
 - c) **Categoría C:** Presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas.

En todo caso, a esta última categoría pertenecerán todas las presas no incluidas en las categorías A o B.

- b. Revisar los proyectos de nuevas presas en lo que afecta a la seguridad, realizando las propuestas que sean pertinentes.
- c. Inspeccionar la construcción de nuevas presas, informando sobre el cumplimiento de los requisitos de seguridad exigidos en el proyecto.

OBRAS HIDRÁULICAS

- d. Analizar las modificaciones al proyecto que se propongan a lo largo de la fase de construcción para hacer frente a las desviaciones respecto a las características previstas del terreno o de los materiales de construcción.
- e. Informar y proponer al organismo competente la aprobación de las Normas de Explotación y los programas de puesta en carga de cada presa.
- f. Comprobar el cumplimiento del programa de puesta en carga mediante el seguimiento de su proceso y sus incidencias, como mínimo en las presas de categoría A y B.
- g. Comprobar, durante la fase de explotación, el cumplimiento de las Normas de Explotación y el registro en el Archivo Técnico de las más importantes.
- h. Proponer los plazos en que deben realizarse las revisiones generales, así como los protocolos que deben seguirse en dicha revisión.
- i. Analizar los resultados de las revisiones periódicas que se realicen en las presas existentes para comprobar el cumplimiento de las condiciones de seguridad, proponiendo la aprobación de las modificaciones que se precisen para corregir los defectos detectados o para incrementar la seguridad de la presa.
- j. Informar a requerimiento del organismo competente y proponer, en su caso, al mismo la aprobación de los Planes de Emergencia de las presas de las categorías de riesgo A y B de acuerdo con el procedimiento previsto por el Estado.
- k. Proponer, las actuaciones pertinentes para evitar los riesgos y daños que puedan derivarse de la existencia de presas abandonadas o fuera de servicio.

La CNA, a través del Comité Consultivo Nacional de Normalización del sector agua, ha presentado el anteproyecto de norma oficial mexicana N° NOM-012-CNA-0000, denominada **REQUISITOS GENERALES DE SEGURIDAD DE PRESAS**, donde establece la siguiente clasificación de los riesgos:

TABLA 9.1 (conforme a los apuntes)

TABLA 1
CLASIFICACIÓN DE RIESGO

Riesgo	Afectación a vidas humanas	Daños materiales potenciales
Alto	Considerable	Pérdidas económicas altas que corresponden a daños a zonas residenciales, comerciales o industriales, hospitales, plantas de energía eléctrica y líneas principales de transmisión, sistemas de agua potable y saneamiento, caminos y vías de ferrocarril principales, a instalaciones públicas importantes, así como daños importantes a la agricultura y a los recursos naturales.
Medio	Posible pero escasa	Medianas pérdidas económicas que corresponde a daños a casas aisladas, caminos y vías de ferrocarril secundarias, interrupción de servicios públicos, así como daños moderados a la agricultura y a los recursos naturales.
Bajo	Ninguna	Mínimas pérdidas económicas que corresponden a daños moderados a la agricultura, caminos vecinales, así como daños mínimos a la agricultura y a los recursos naturales.

En el proyecto de Norma se establecen los programas de Acción de Emergencias y el Plan de Inspección, los que a continuación se transcriben:

5.2 Plan de Acción en Emergencia

5.2.1 El concesionario debe elaborar el Plan de Acción de Emergencia en caso de que exista riesgo medio o alto, aguas abajo de la presa provocada por una descarga extraordinaria o la falla parcial o total de la misma y entregarlo a La Comisión.

5.2.2 El concesionario es el responsable de elaborar los mapas de inundación para delimitar las áreas que pudieran inundarse como resultado de una descarga extraordinaria o la falla parcial o total de la presa, así como la notificación a La Comisión, para activar los procedimientos de alerta acerca de las condiciones críticas que puedan desembocar en una situación de emergencia.

5.2.3 Con base en la modificación al riesgo asociado, que se indica en el inciso 5.1.3, o debido a cambios en el uso del suelo o a asentamientos humanos, el concesionario debe actualizar el Plan de Acción de Emergencia y notificar a la Comisión.

5.2.4 En las presas que están asociadas con riesgo bajo (ver tablas 1 y 2), el concesionario queda exento de elaborar dicho plan.

5.2.5 La Comisión puede revocar la exención otorgada de elaborar el Plan de Acción en Emergencia, si se determina que ha habido cambios en el uso del suelo aguas abajo de la presa que puedan modificar el riesgo asociado.

OBRAS HIDRÁULICAS

5.3 Plan de Inspección

5.3.1 El concesionario debe elaborar el Plan de Inspección de acuerdo con la clasificación del tipo de riesgo que representa la presa.

5.3.2 El Plan de Inspección debe cubrir los siguientes aspectos:

- Inspección formal
- Inspección periódica
- Inspección rutinaria
- Inspección especial
- Inspección de emergencia

5.3.3 El concesionario es el responsable de llevar a cabo la inspección formal, para verificar la seguridad de la presa, como mínimo con la frecuencia que se establece en la tabla 2 y debe notificar a la Comisión la fecha en que se tiene programado llevarla a cabo, al menos con 30 días naturales de anticipación.

5.3.4 La inspección periódica debe llevarse a cabo, como mínimo, con el doble de la frecuencia estipulada para la inspección formal de seguridad de la presa (ver tabla 2), cuando éstas coincidan, será realizará la inspección formal.

5.3.5 En todos los casos, el concesionario debe proporcionar a La Comisión el informe de las inspecciones 60 días naturales después de su realización.

5.3.6 El concesionario será el responsable de efectuar la vigilancia de la operación y mantenimiento de la presa y de realizar oportunamente las reparaciones a las instalaciones, para garantizar la seguridad de la misma.

TABLA 9.2 (conforme a los apuntes)

TABLA 2
PLAN DE ACCIÓN EN EMERGENCIA Y FRECUENCIA DE INSPECCIÓN

Riesgo	Plan de acción en emergencia	Frecuencia de inspección formal de seguridad de la presa
Alto	Se requiere	Cada cuatro años o después de un suceso extraordinario
Medio	Se requiere	Cada seis años o después de un suceso extraordinario
Bajo	No se requiere	Cada ocho años o después de un suceso extraordinario

OBRAS HIDRÁULICAS

9.2 PRINCIPALES FALLAS EN LAS PRESAS DE ALMACENAMIENTO

Es importante antes de terminar el curso de OBRAS HIDRÁULICAS, destacar la estadística de las presas que han fallado a nivel mundial y llamar la atención a aquellas que son de tierra.

TABLA 9.3
FALLAS DE PRESAS POR SOBREPASO EN EL MUNDO - PERIODO 1935 / 1985
INADECUADA ESTIMACION DE EVENTOS HIDROLOGICOS EXTRAORDINARIOS
U OPERACIÓN DEFICIENTE DE LOS MEDIOS DE DESCARGA

Nº	NOMBRE	PAIS	TIPO	ALTURA (m)	AÑO DE CONSTR.	AÑO DE FALLA	VICTIMAS FATALES
1	ALLA SELLA ZEBINO	ITALIA	GRAVEDAD	16	1924	1935	100
2	ASHIZAWA	JAPON	TIERRA	15	1912	1956	
3	BABII YAR	U.R.S.S.	TIERRA			1961	145
4	BANQUAO	CHINA	TIERRA	24	1956	1975	
5	BEAR WALLOW LAKE	U.S.A.				1976	5
6	BISHOP	U.S.A.	TIERRA	6	1904	1982	
7	BOLAN	PAKISTAN	TIERRA	15	1960	1976	
8	BRUSEIS	AUSTRALIA	ESCOLLERA	26	1926	1929	
9	BUSHY HILL	U.S.A.	TIERRA	8	1971	1982	
10	CAMERON	U.S.A.	TIERRA	6		1982	
11	CANYON LAKE	U.S.A.	TIERRA	6	1938	1972	237
12	CHFAHA CREEK		TIERRA	7	1970	1970	
13	CHITAM	INDIA	TIERRA			1968	
14	COTTONWOOD RIVER	U.S.A.	ESCOLLERA	10	1936	1969	
15	D.M.A.D.	U.S.A.	TIERRA	10	1960	1983	1
16	DANTIWADA	INDIA	TIERRA/GRAVEDAD	61	1969	1973	
17	DHANIBARA	INDIA	TIERRA	21	1976	1976	
18	EAST FORK	U.S.A.	TIERRA/ESCOLLERA	62	1974	1976	
19	ELANDSDRIFT	SUDAFRICA	TIERRA/GRAVEDAD	28	1974	1975	
20	EUCLEDES DA CUNHA	BRASIL	TIERRA	59	1958	1977	
21	EYREUX	FRANCA	GRAVEDAD	5	(OLD)	1979	
22	FLORISKRAAL	SUDAFRICA	CONTRAFUERTES	32	1957	1981	
23	FOZILING	CHINA	ARCOS MULTIPLES	61			
24	FRIAS	ARGENTINA	MAMPOST. PIEDRA	15	1938	1970	26
25	GALLINAS	U.S.A.	GRAVEDAD	29	1910	1957	
26	HANS STU. COFFER	SUDAFRICA	TIERRA	18	1975	1977	
27	HEBRON	U.S.A.	TIERRA	17	1913	1942	
28	HEWAKE	JAPON	TIERRA	20	1949	1951	
29	HELL HOLE	U.S.A.	ESCOLLERA	67	1964	1964	
30	HOWARD	U.S.A.	TIERRA	8		1982	
31	HUBACOV	CHECOSLOVAQ	TIERRA	6	(OLD)	1974	
32	HYOKIRI	COREA DEL	TIERRA	16	1940	1961	250
33	IVERELL	AUSTRALIA	GRAVEDAD	13			
34	IRUKAKE	JAPON	TIERRA	27	(OLD)	1972	
35	JANDULA	ESPAÑA	GRAVEDAD	86	1932	1962	
36	KADDAM	INDIA	TIERRA	41	1957	1958	
37	KHADAKWASLA	INDIA	GRAVEDAD	40	1979	1981	MUCHAS
38	KHARAGPUR	INDIA	TIERRA	24	1956	1961	
39	LA PAZ	MEXICO	TIERRA	10		1976	430
40	LAKE BARCROFT	U.S.A.	TIERRA/GRAVEDAD	21	1913	1972	
41	LAUREL RUN	U.S.A.	TIERRA	13	1917	1977	40
42	LEE LAKE	U.S.A.			1966	1968	2
43	LMOERIO	BRASIL	TIERRA	36	1958	1977	
44	LOERIE	SUDAFRICA	TIERRA	26	1971	1981	
45	LOWER IDAHO FALLS	U.S.A.	GRAV/ESCOLLERA	15	1914	1976	
46	LOWER MEMORIAL	U.S.A.	TIERRA	12		1969	
47	LOWER TWO MEDICINE	U.S.A.	TIERRA	12	1913	1964	27
48	MACHHU II	INDIA	TIERRA	26	1972	1979	2000
49	MARIA CRISTINA	ESPAÑA	GRAVEDAD	59	1920	1962	
50	MOZIFAN	CHINA	CONTRAFUERTES	80			
51	MUDDY BAYOU	U.S.A.	TIERRA	7		1973	
52	NOPPIKOSKI	SUECIA	TIERRA	19	1966	1985	

OBRAS HIDRÁULICAS

TABLA 9.3 (continuación)

FALLAS DE PRESAS POR SOBREPASO EN EL MUNDO - PERIODO 1935 / 1985

INADECUADA ESTIMACION DE EVENTOS HIDROLOGICOS EXTRAORDINARIOS
U OPERACIÓN DEFICIENTE DE LOS MEDIOS DE DESCARGA

Nº	NOMBRE	PAIS	TIPO	ALTURA (m)	AÑO DE CONSTR.	AÑO DE FALLA	VICTIMAS FATALES
53	NORWALK	U.S.A.	TIERRA	7		1969	
54	ODIEL	ESPANA	ESCOLLERA	35	1968	1970	
55	OGAYARINDO TAMEIKE	JAPON	TIERRA	19	1944	1963	
56	OHANIBARA	INDIA	TIERRA	21	1965	1976	
57	OROS	BRASIL	TIERRA	35	1960	1960	1000
58	OVCAR BANJA	EX-	TIERRA	27	1952	1965	
59	PALAGNEDRA	SUIZA	GRAVEDAD	72	1953	1978	24
60	RETURN CREEK	AUSTRALIA	TIERRA/ESCOLLERA	19			
61	RINCON DEL BONETE	URUGUAY	ARCOS MULTIPLES	30		1959	
62	RINCON DEL INDIO	ARGENTINA				1983	
63	SALLES OLIVEIRA	BRASIL	TIERRA	41	1966	1977	
64	SANDY RUN	U.S.A.	TIERRA	9	1917	1977	
65	SEMPOR	INDONESIA	ESCOLLERA	54	1967	1967	200
66	SENACA	U.S.A.	TIERRA		1975	1976	
67	SHIMANTAN	CHINA	TIERRA	25	1952	1975	
68	SPITSKOP	SUDAFRICA	TIERRA	17	1974	1988	
69	SWIFT	U.S.A.	TIERRA/ESCOLLERA	58	1914	1964	19
70	TATER HILL	U.S.A.	TIERRA	7		1977	
71	TOCOA	U.S.A.	TIERRA	6		1977	37
72	TOUS	ESPANA	TIERRA	77	1980	1982	40
73	UGAYARINDO	JAPON	TIERRA	20			
74	UMBERUMBERKA	AUSTRALIA	ARCO	41	1915	1955	
75	UPPER BOND	U.S.A.	TIERRA	5		1982	
76	UPPER CREGAN	INGLATERRA	TIERRA	8	(OLD)	1971	
77	VAL MARIE	CANADA	TIERRA		1937	1952	
78	XIUWEN	CHINA	ARCO	49			
79	XONXA	SUDAFRICA	TIERRA/ESCOLLERA	48	1970	1972	
80	ZGORIGRAD	BULGARIA	TIERRA	12		1966	96

Fuente: Inundaciones debidas a la operación o por fallas de obras hidráulicas, Malinow, Guillermo V.

Una relación más reciente de grandes presas que han fallado en el mundo, se puede consultar en las siguientes ligas: http://en.wikipedia.org/wiki/Dam_failure (2012), <http://www.wise-uranium.org/mdaf.html> (2013) y http://en.wikipedia.org/wiki/List_of_hydroelectric_power_station_failures (2013).

De lo anterior se puede concluir que la determinación del gasto de diseño es de suma importancia en el proyecto de una presa y que éste depende directamente del grado de precisión con que se realice el estudio hidrológico y la veracidad de la información recopilada para su elaboración, ya que como se puede apreciar en la tabla anterior, existe un gran número de presas de tierra que han fallado, principalmente por el paso sobre la corona de la presa, de una avenida superior a la de diseño, también es importante resaltar que las políticas de operación de las presas es un factor determinante en el éxito de una presa de almacenamiento, ya que permite prevenir posibles problemas, derivado del cambio de las condiciones originales en que se proyectó la cortina, como por ejemplo la presa Madín localizada en el límite del municipio de Naucalpan, Edo. De Mex., cuya cuenca de aportación se ha venido urbanizando con el tiempo, lo cual da origen a que el coeficiente de escurrimiento este cambiando y por ende el agua que llega al vaso de la presa, lo que ha dado origen a que la presa no pueda estar llena por ningún motivo, ya que aguas debajo de

OBRAS HIDRÁULICAS

la cortina se encuentran un sin número de colonias y fraccionamientos, como se puede observar en la siguiente imagen.

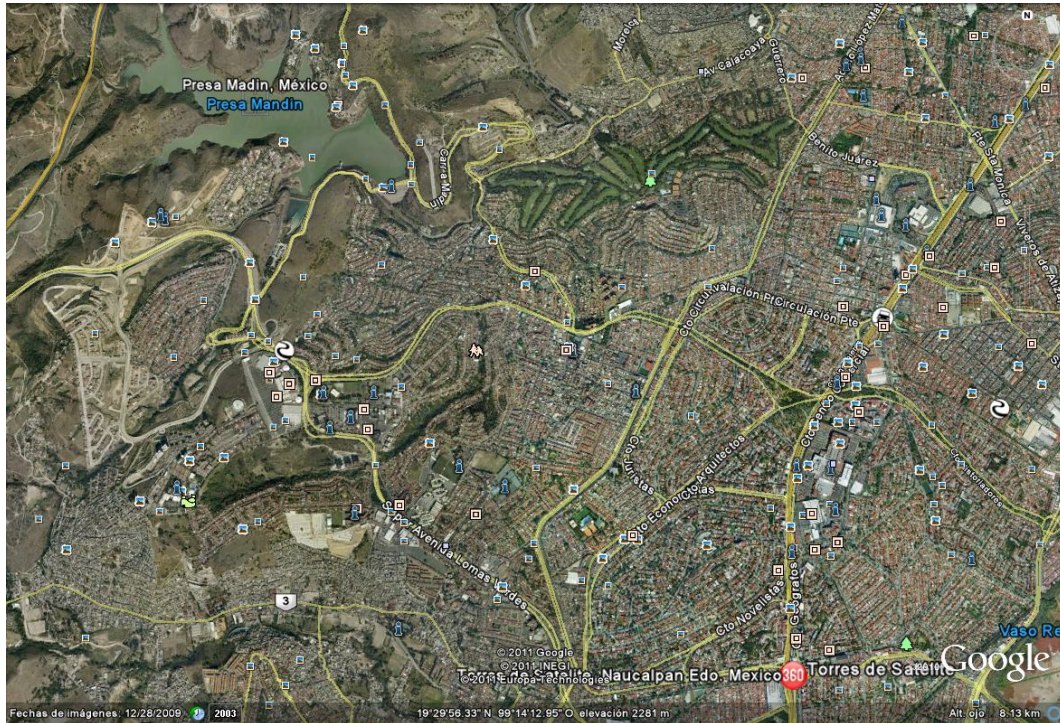


Figura 9.1 Presa Madín, Edo. de México

Se sugiere la lectura del artículo "Políticas de operación de presas", de Sergio Fuentes Maya, de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, que se puede adquirir de forma gratuita en la revista Tecnología y Ciencias del Agua, del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, cuya liga se presenta a continuación:

http://www.imta.gob.mx/tyca/index.php?page=shop.product_details&flypage=flypage.tpl&product_id=46&category_id=15&option=com_virtuemart&Itemid=88&lang=es

Otro artículo que se sugiere leer es "Inundaciones debidas a la operación o por fallas de obras hidráulicas", de MALINOW, Guillermo V., que se puede consultar en la siguiente liga:

http://www.gmalinow-ingenieria.com.ar/pdf/publicaciones/inundacion_oper_falla_presa_mar_04.pdf