



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

“ ARAGON ”

“ OBRAS HIDRAULICAS QUE CONFORMAN UNA
PRESA DE ALMACENAMIENTO ”

T E S I S

Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL

Presentan:

ARMANDO TELLO MORALES
y
RAYMUNDO MELENDEZ PIÑON

Director de Tesis : Ing. José Fidel Bustos Campillo

San Juan de Aragón, Méx.

1988



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

INTRODUCCION

CAPITULO I ESTUDIOS PREVIOS

	PAG.
I.1 GENERALIDADES	1
I.1.1. Ubicación	3
I.1.2. Comunicaciones	4
I.1.3. Banco de materiales	4
I.2 CLIMA	5
I.2.1. Temperatura	5
I.2.2. Precipitación	6
I.2.3. Evaporación	9
I.3 TOPOGRAFIA	17
I.4 GEOLOGIA	18
I.5 HIDROLOGIA	23
I.5.1. La cuenca	24
I.5.2. Escurrimiento	25
I.5.3. Infiltración	27
I.5.4. Transpiración	28
I.5.5. Evapotranspiración	29
I.5.6. Agua subterránea	34
EJEMPLOS	39

CAPITULO II CORTINAS

II.1 INTRODUCCION	53
II.2 CLASIFICACION DE CORTINAS	55

	PAG.
II.3 TIPOS DE CORTINAS	56
II.3.1. Clasificación por su altura	56
II.3.2. Clasificación por su uso	56
II.3.3. Clasificación por su proyecto hídrico	57
II.3.4. Clasificación por tipos de cons- trucción y materiales que la -- constituyen	58
II.4 FACTORES QUE AFECTAN LA DETERMINACION DEL TIPO DE CORTINA	60
II.5 CAPACIDADES EN CORTINAS DE ALMACENAMIENTO	69
II.5.1. Capacidad de aprovechamiento	69
II.5.2. Capacidad de sobrealmacenamiento	78
II.5.3. Capacidad de azolves	85
II.5.4. Capacidad de bordo libre	93
II.6 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE CORTINAS	102
II.6.1. Introducción	102
II.6.2. Cortinas de tierra	102
II.6.2.1. Tipos de cortinas de tierra	103
II.6.2.2. Estabilidad de taludes	104
II.6.2.3. Condiciones de trabajo	105
II.6.2.4. Métodos típicos para - el análisis de estabi- lidad	110
II.6.2.5. Causas de fallas	135
II.6.2.6. Drenes	143
II.6.2.7. Filtros	144
II.6.2.8. Efectos sísmicos	145
II.6.3. Cortinas de enrocamiento	147
II.6.3.1. Tipos de cortinas	147
II.6.3.2. Cimentaciones	148
II.6.3.3. Análisis de estabilidad	149
II.6.4. Cortinas de concreto	150
II.6.4.1. Clasificación	150
II.6.4.2. Fuerzas que obran sobre la cortina	151
II.6.4.3. Cortinas de gravedad de concreto	156
II.6.4.4. Cortinas de arco	159
II.6.4.5. Cortinas de contrafuer- tes	160

EJEMPLOS

PAG.
162CAPITULO III
OBRAS DE DESVIO

III.1	INTRODUCCION	171
III.2	FACTORES QUE INFLUYEN EN LA SELECCION DEL METODO DE DESVIO	173
III.2.1.	Hidrología	173
III.2.2.	Topografía	174
III.2.3.	Geología	174
III.2.4.	Planeación	175
III.2.5.	Tipo de cortina	175
III.3	TIPOS DE OBRAS DE DESVIO	176
III.3.1.	Ataguías	177
III.3.1.1.	Ataguías tipo terraplen	178
III.3.1.2.	Ataguías celulares y em parrillados	179
III.3.2.	Canal o tajo temporal	181
III.3.3.	Túneles	195
III.3.4.	Conductos	205
III.3.5.	Desvío a través de las cortinas de concreto	209
III.4	CIERRE DE CAUCES	210
III.4.1.	Métodos de cierre	212
III.4.2.	Criterios para el cálculo	226
III.4.3.	Materiales para el cierre	235
III.5	PROGRAMA DE CONSTRUCCION	242
	EJEMPLOS	243

CAPITULO IV
OBRA DE EXCEDENCIAS

IV.1	INTRODUCCION	267
IV.2	TIPOS DE OBRAS DE EXCEDENCIAS	268

	PAG.	
IV.2.1.	Clasificación	268
IV.2.2.	Vertedores de caída libre	269
IV.2.3.	Vertedores de cimacio	270
IV.2.4.	Vertedores de abanico	270
IV.2.5.	Vertedores de medio abanico	271
IV.2.6.	Vertedores de canal lateral	271
IV.2.7.	Vertedores en rápida	272
IV.2.8.	Vertedores en túnel	273
IV.3	ESTRUCTURAS COMPONENTES DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS	274
IV.3.1.	Canal de acceso	275
	IV.3.1.1. Diseño hidráulico	275
IV.3.2.	Estructura de control	276
	IV.3.2.1. Diseño hidráulico de las estructuras de control	277
IV.3.3.	Conducto de descarga	309
	IV.3.3.1. Diseño hidráulico	309
IV.3.4.	Estructura terminal	319
	IV.3.4.1. Diseño hidráulico	321
EJEMPLOS		331

CAPITULO V
OBRAS DE TOMA

V.1.	INTRODUCCION	343
V.2.	TIPOS DE OBRAS DE TOMA	345
	V.2.1. Clasificación	345
V.3	TOMA DE CONDUCCION A SUPERFICIE LIBRE	346
	V.3.1. Estructura colectora	346
	V.3.1.1. Umbral de entrada y canal de acceso	347
	V.3.1.2. Rejillas	350
	V.3.1.3. Compuertas	357
	V.3.1.4. Tanque desarenador	358
	V.3.2. Canal de conducción	364
	V.3.2.1. Diseño hidráulico	366
	V.3.2.2. Pérdidas de agua en el canal	368
	V.3.3. Estructura de puesta a presión	374
V.4	TOMAS CON GALERIA A PRESION Y A PIE DE PRESA	376
	V.4.1. Estructura colectora	376

	V.4.1.1. Estructuras de rejillas	PAG.
	V.4.1.2. Transición de entrada	377
V.4.2.	Estructura de control	378
V.4.3.	Túnel a presión	382
V.4.4.	Cámara de oscilación	384
		386
V.5	TUBERIA A PRESION	395
	EJEMPLOS	401
	CONCLUSIONES	
	BIBLIOGRAFIA	

INTRODUCCION

INTRODUCCION.

El agua siempre ha sido uno de los principales elementos que han estado presentes en el desarrollo de la humanidad.

Desde épocas remotas el hombre ya empleaba a el agua en sus múlti ples usos.

Paralelamente con el avance del hombre el uso del agua se fue diversificando, se le fueron agregando más y más usos, entre ellos - por ejemplo, el aprovechamiento de su fuerza para mover implementos mecánicos de molinos de granos, ubicados en las orillas de los ríos.

En la actualidad el agua es un factor indispensable dentro de la producción, por consiguiente su asignación a los diferentes usos - deberá contemplar el aspecto más importante que es su función social como recurso, aunque no es suficiente para lograr el bienestar integral del ser humano.

La demanda creciente por el agua como un resultado del crecimiento demográfico, económico, industrial y la gran necesidad de productos agrícolas, han originado una competencia por el uso del agua y esta lucha ha afectado el desarrollo económico y social.

En nuestro país el 80% de la actividad industrial se localiza en elevaciones superiores a los 500 m. o más sobre el nivel del mar - y entre los paralelos 18° a 20°.

El 70% de la población se concentra en estos mismos lugares, mientras el 85% de nuestros recursos hidráulicos se encuentra abajo - dichas zonas, estableciendo así, una demanda de agua en regiones - donde la oferta es escasa, planteando por lo tanto problemas de a bastecimiento para las actividades básicas.

Los principales usos a los que se destina el recurso hidráulico - son los siguientes:

- a) Uso doméstico.
- b) Uso agrícola.

- c) Uso pecuario.
- d) Uso industrial.
- e) Generación de energía eléctrica.
- f) Servicio público.
- g) Uso recreativo.
- h) Otros usos simples.

Estimaciones a nivel nacional* hasta 1981 de la distribución de los volúmenes de agua utilizada.

USO	CONSUMO (MILLONES DE m ³)	%
Riego en agricultura	37,968	91.1
Generación de energía	75	0.2
Agua potable	1,350	3.2
Industria	2,279	5.5
Total	41,672	100.0

* Fuente: SARH - Plan Nacional Hidráulico 1981.

Teóricamente el volumen de agua en sus tres estados: sólido, líquido y gaseoso, que existen en el planeta, es el mismo desde -- los primeros tiempos. Su distribución en el mundo ha sido estudiada por diversos autores, estimándose su cantidad de la manera siguiente:

FUENTE	VOLUMEN EN KM ³	PORCENTAJE
Agua de mares y océanos	1 370 000 000	81.83
Hielo polar y nieve	24 000 000	1.43
Lagos de agua dulce	150 000 000	8.96
Lagos de agua salada	130 000 000	7.77
Agua en corrientes	1 200	0.00007
Agua constitutiva de los suelos	80 000	0.0048
Vapor atmosférico	14 000	0.0008
Total	1 674 095 200	

La gran cantidad de agua de mares y océanos unida a la de hielo-polar y nieve, es practicamente inutilizable, una por salada y - la otra por estar en lugares inaccesibles. El agua dulce de la--gos se emplea en parte; y los de agua salada por su condición -- quedarían fuera de su uso normal.

El agua corriente que representa un mínimo del total, es la que - más se utiliza, debiendose poner mayor atención en su conserva---ción y por los beneficios que produce su empleo.

Con respecto al agua superficial y su distribución en la Repúbli-ca Mexicana el país se encuentra dividido en 14 regiones o unida-des naturales, delimitadas practicamente en todos los casos por - medio de líneas de partaguas del sistema orográfico.

En el cuadro siguiente se muestra el promedio del volumen de escu-rrimiento por región de la República Mexicana.

Zona	Escurrimiento (Millones m ³)	Porcentaje %
1.- Península de Baja California	574	0.16
2.- Noroeste	33 708	9.43
3.- Cuenca del Río Balsas	12 186	3.41
4.- Pacífico del Centro	11 333	3.17
5.- Pacífico del Sur y zona Its- mica	75 199	21.03
6.- Golfo Norte	27 153	7.59
7.- Golfo Centro	27 398	7.66
8.- Cuenca del Río Papalapan	41 135	11.51
9.- Golfo del Sur	110 875	31.01
10.- Península de Yucatán	3 685	1.03
11.- Cuencas Cerradas de Chihua- hua	856	0.24
12.- Cuencas Cerradas del Norte	100	0.03
13.- Cuencas Cerradas de los Ríos Nazas y Mezquital	2 303	0.64
14.- Centro Lerma	10 970	3.09
República Mexicana	357 475	

La ciencia medica moderna ha reducido grandemente los indices de--mortalidad coadyuvando esto a incrementar el indice poblacional, - lo que implica mayor demanda de agua tanto para consumo personal, como para riego, ya que se requerirá de una mayor área de agricul-

tura. Así mismo, el progreso industrial encuentra mayores usos para el agua en las industrias de transformación y para la producción de energía eléctrica.

Considerando lo anterior podemos decir que el desarrollo y aprovechamiento de los recursos hidráulicos requiere la concepción, planeación, diseño, construcción y operación de instalaciones para controlar y utilizar el agua. Estas ocupaciones son básicamente una función de los ingenieros civiles, pero necesitan también de los servicios de especialistas en otros campos profesionales. Los problemas de los recursos hidráulicos también atañen a los economistas, especialistas en ciencias políticas, geólogos, ingenieros electricistas y mecánicos, químicos, biólogos y otros avocados a las ciencias naturales y sociales. Cada proyecto para el desarrollo y aprovechamiento de las aguas, se enfrenta a un grupo especial y único de condiciones físicas a las cuales debe adaptarse y, por tanto, los diseños estandarizados y tipificados, que lleven a soluciones simples de manual ó instructivo, raramente pueden ser utilizados. Las condiciones especiales de cada proyecto deben tomarse en cuenta, y los problemas derivados de las mismas deberán resolverse por medio de una aplicación integrada del conocimiento fundamental de muchas disciplinas.

Un sistema de aprovechamiento hidráulico es un conjunto de obras de ingeniería que, a manera de sistema, aprovecharía los recursos de una región en la producción de un conjunto de bienes y servicios que mejorarían el bienestar de la población. Puede ser pequeño o grande, sencillo o complejo, para un objeto o para varios, pero debe constar de las instalaciones necesarias para obtener el máximo aprovechamiento de los recursos hidráulicos explotados, con el mínimo deterioro de los recursos naturales, económicos y humanos disponibles.

De acuerdo a estos bienes y servicios que se pueden producir al utilizar el agua, los sistemas de aprovechamiento hidráulico se pueden clasificar en tres grupos, los cuales se describen a continuación:

- 1.- Dar agua y mantenerla en aquellos lugares, tiempos y cantidades adecuadas para su utilización. A este grupo corresponden los sistemas con fines de riego, abastecimiento de agua potable, generación de energía eléctrica, navegación, etc.

2. Regular o controlar el exceso de agua de manera que no provoque graves daños a los bienes y servicios, o hasta pérdidas - de vidas humanas. En este grupo caen los proyectos cuyo propósito es controlar las avenidas, drenar los terrenos, eliminar aguas residuales, etc.
3. Manejar y controlar el recurso para protegerse de las consecuencias del demérito de su calidad. En este grupo se encuentran los proyectos cuyo propósito radica en el tratamiento de las aguas para su aprovechamiento municipal y agrícola, controlar la polución, estimar la propagación de la fauna silvestre, mantener el valor estético de los ríos y lagunas, fomentar la recreación, etc.

En muchos casos, el proyecto tendrá un objetivo doble o múltiple. Por esta razón, las investigaciones pueden abarcar un gran número de materias, de las cuales, algunas o todas influirán en la selección del emplazamiento de la presa, en el tamaño de la misma, y en los propósitos a los que se le destine.

Al estudiar la viabilidad de las presas y vasos deben siempre tomarse en cuenta las posibles objeciones con respecto a la salubridad pública y a los perjuicios que se puedan producir, debiendo hacer los esfuerzos necesarios para evitarlos.

En conclusión, se hace patente la importancia que reviste la elaboración de un proyecto de obras hidráulicas, así como su repercusión social y económico.

En consecuencia el objetivo del presente trabajo tiene como finalidad dar un marco de referencia sobre los criterios fundamentales que deberán considerarse para la elaboración de un proyecto hidráulico. Asimismo, pretende ser una guía o libro de consulta para la signatura "Obras Hidráulicas", que forma parte del plan de estudios de la carrera de ingeniero civil, que es impartida en la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón.

CAPITULO I
ESTUDIOS PREVIOS

I. ESTUDIOS PREVIOS

I.1 Generalidades

Un sistema de aprovechamiento hidráulico, puede ser pequeño o grande, sencillo o complejo, para un objeto o para varios, pero debe constar de las instalaciones necesarias para obtener el máximo aprovechamiento de los recursos hidráulicos explotados.

En muchos casos, el proyecto tendrá un objeto doble o múltiple. Razón por la cual, las investigaciones pueden abarcar un gran número de áreas tanto sociales, económicas, técnicas, políticas, etc., de las cuales, algunas o todas influirán en la selección del emplazamiento de la presa, en el tamaño de la misma y en los propósitos a los que se le destine. Por lo tanto, todo el proyecto debe considerarse para su estudio como una sola unidad, antes de establecer definitivamente los requisitos de diseño correspondientes a un solo elemento, como una presa, cada objetivo al que se destina y cada incremento en su tamaño o alcance, deben justificar su inclusión en el proyecto con alguna medida apropiada de viabilidad o justificación, que generalmente se relaciona a los beneficios que producen, la necesidad que remedian, o a la inversión que se puede recuperar con o sin intereses.

Conforme prosigue la formulación del proyecto puede hacerse evidente el contar con mayor información, lo que implicará hacer una revisión del mismo.

El primer paso en la formulación del proyecto, es la definición de las condiciones de frontera que restrinjan al mismo. Por ejemplo:

1. Determinar de acuerdo al sitio definido para la construcción, los aprovechamientos que pueden ser factibles de realizarse.
2. Ciertos problemas pueden fijarse mediante su localización, tal como control de inundaciones para una ciudad existente.
3. La disponibilidad de agua puede estar limitada o estar sujeta únicamente a pequeños cambios.
4. Pueden ser definibles, las áreas máximas de tierras utilizables para fines diversos. Esta condición no excluye -

la posibilidad de usos alternativos para una determinada parcela de tierra.

5. La decisión de una cierta política puede reservar tierras para fines específicos, como parques y áreas recreativas.
6. Los sitios factibles para almacenamiento de agua (superficial y del subsuelo) pueden definirse y evaluarse sus capacidades limitantes.
7. Hay existentes ciertos puntos o áreas de utilización de agua y deben continuar siendo abastecidos.
8. Restricciones legales pueden reservar a ciertas tierras o prohibir ciertas actividades o acciones.

Estas limitaciones pueden simplificar etapas posteriores al dejar de considerarse algunas alternativas.

Igualmente, se tiene la siguiente lista de las consecuencias ambientales originadas por proyectos hidráulicos que incluye los siguientes puntos:

1. Degradación del tramo inferior o de aguas abajo de un cauce y de las playas costeras por pérdida de material de sedimentos retenido en su vaso.
2. Pérdida de sitios únicos: Geológicos, Históricos, Arqueológicos o escénicos, inundados y cubiertos por las aguas de un vaso.
3. Inundación de lechos para criaderos peces migratorios -- evitando su reproducción y destrucción de la grava para criadero por dragado o revestimiento del cauce.
4. Cambio de la temperatura del agua de la corriente como un resultado del vaso que conduce a cambios en las especies acuáticas.
5. Liberación de agua del fondo del vaso que pueda tener alto contenido de sales disueltas o bajo contenido de oxígeno con un cambio resultante en las especies acuáticas.
6. Drenaje de pantanos, charcos, etc., disminuyendo la oportunidad para la supervivencia de animales anfibios y -- aves acuáticas.

7. Cambio en la calidad del agua, como un resultado del drenaje de un proyecto de riego, que pueda favorecer el crecimiento de algas en las aguas receptoras o conducir hacia un cambio en las especies acuáticas conforme aumente la salinidad del cuerpo receptor.
8. Por la construcción de un vaso de almacenamiento creación de una barrera a las rutas normales de migración de animales terrestres.
9. Alteración a especies acuáticas por mayor turbidez a causa de presión inducida por el hombre o por trabajos de dragado.
10. Daños a especies animales superiores, por materias tóxicas (pesticidas, metales tóxicos, etc.), que sean cargadas a una corriente y concentradas en la cadena alimenticia.
11. Daños a la pesca por el paso a través de cuerpos de bombas y turbinas, o sobre los vertedores de demasias de presas altas.
12. Daños a la vegetación de márgenes y bancos de ríos, por la alteración del régimen fluvial.

Pudieran agregarse muchos más conceptos a esta lista y hay probablemente efectos encubiertos, que todavía no han sido identificados. Una distinción clara debe hacerse entre los daños temporales (trabajos de construcción, desmontes, rellenos, sanitarios, etc.), y los efectos a largo plazo e irreversibles.

I.1.1 Ubicación

La descripción de la ubicación del lugar propuesto para el emplazamiento de una presa, deberá contener las características - que a continuación se detallan:

a) Mapa de localización y de los alrededores

1. Población, Municipio, Estado, Ciudad más cercana, etc.
2. Localización con respecto a otros detalles
3. Lindero Estatal y Lindero Municipal
4. Meridiano principal, Latitud, Longitud y Altitud
5. Localización del proyecto

6. Localización de las obras existentes afectadas por la obra propuesta
7. Localización de carreteras, ferrocarriles y otros servicios públicos y relocalizaciones propuestas
8. Lugares de embarque por ferrocarril y aeropuertos
9. Estaciones de aforo y de muestreo, estaciones meteorológicas.

I.1.2 Comunicaciones

Deberá indicarse en un plano, la localización de las obras viales, portuarias, aeroportuarias y en general todo tipo de comunicaciones que circunden la zona o sitio de estudio.

1) Mapa de localización de vías de comunicación.

- a. Carreteras federales, estatales, caminos y bridas de acceso
- b. Puertos y aeropuertos
- c. Línea de ferrocarril y estaciones
- d. Electricidad, línea de transmisión y telefónica, agua potable y alcantarillado, centros educativos, de investigación y asistenciales.

I.1.3 Banco de materiales

Localización de los bancos de materiales en un plano topográfico, indicando la cantidad estimada de dichos materiales. Así como sus propiedades y características que se hayan determinado a través de las pruebas de laboratorio.

I.2 Clima

Para establecer el tipo de clima que impera en la región de estudio, se requiere de los registros de Temperatura, Precipitación, Evaporación y Viento, que obtendremos de las estaciones climatológicas: Aledañas al lugar. A fin de poder determinar -- los siguientes datos climatológicos.

1. Temperaturas y precipitaciones mensuales e intensidad de las tormentas.
2. Intensidades de la evaporación
3. Temperaturas máximas, mínimas y medias
4. Direcciones y velocidades del viento

I.2.1 Temperatura

Para determinar las siguientes temperaturas, es necesario contar con los registros de las estaciones meteorológicas más cercanas al sitio de estudio.

1. Temperatura promedio diaria.- Se toma el promedio de las temperaturas horarias. Resultados con precisión -- aceptable se pueden obtener promediando observaciones cada 3 ó 6 horas.
2. Temperatura media diaria.- Es el promedio de la temperatura máxima y mínima diaria.
3. Temperatura diaria normal.- Es el promedio de la temperatura media diaria de una fecha dada, calculada para un período específico de 30 años.
4. Temperatura promedio mensual.- Es el promedio de las temperaturas medias mensuales, máximas y mínimas.
5. Temperatura promedio anual.- Es el promedio de las temperaturas promedio mensuales para ese año.
6. Temperatura máxima extrema.- Es la temperatura más alta registrada.
7. Temperatura máxima media.- Es el promedio de las temperaturas máximas registradas.

- 8. Temperatura mínima extrema.- Es la temperatura mínima registrada.
- 9. Temperatura mínima media.- Es el promedio de las temperaturas mínimas registradas.

I.2.2 Precipitación

La precipitación se define como la cantidad de agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico, proveniente de la atmósfera.

Para que se origine la precipitación es necesario que una parte de la atmósfera se enfríe hasta que el aire se sature con el vapor de agua, dando lugar a la condensación del vapor atmosférico.

El enfriamiento de la atmósfera se logra por la elevación del aire, lo cual provoca que el origen de la precipitación sea por convección, orográfica o ciclónica.

- a) Precipitación por convección.- Se origina por el levantamiento de masas de aire ligero y cálido que al encontrarse a su alrededor con masas de aire densas y frías, se expanden y se enfrían dinámicamente originando la condensación y precipitación.
- b) Precipitación orográfica.- Es la precipitación debida al levantamiento del aire producido por las barreras montañosas, aquí la masa de aire sufre un desplazamiento vertical produciéndose un enfriamiento de ésta, ocasionando la condensación y precipitación.
- c) Precipitación ciclónica.- La precipitación ciclónica está asociada al paso de los ciclones y está ligada con los planos de contacto (superficies frontales) entre masas de aire de diferentes temperaturas y contenidos de humedad.

La precipitación se mide en términos de altura de lámina de agua y se expresa comúnmente en milímetros. Esta cantidad puede medirse como la altura del agua depositada en un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior de paredes verticales.

Los aparatos de medición se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones en pluviómetros y pluviógrafos.

Pluviómetros.- Consisten en un recipiente cilíndrico de lámina de aproximadamente 20 cm. de diámetro y de 60 cm. de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor, el cual se comunica -- con una probeta de sección 10 veces menor que la de la tapa.

Esto permite medir la altura de lluvia en la probeta con una -- aproximación hasta décimos de milímetros, ya que cada centímetro medido en la probeta corresponde a un milímetro de altura de lluvia; para medirla se saca la probeta y se introduce una -- regla graduada, con la cual se toma la lectura.

Pluviógrafo.- Por medio de este aparato se lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. Los más comunes son de forma cilíndrica y el embudo receptor está ligado a un sistema de flotadores, que originan el movimiento de una aguja sobre un papel - registrador montado en un sistema de reloj. Como el papel registrador tiene un cierto rango en cuanto a la altura de registro, una vez que la aguja llega al borde superior automáticamente regresa al borde inferior y sigue registrando.

En general, la altura de lluvia que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores aunque sea en sitios cercanos. Los aparatos descritos anteriormente registran la lluvia - puntual, es decir, la que se produce en el punto en que está -- instalado el aparato y para los cálculos ingenieriles, es necesario conocer la lluvia media en una zona dada, como puede ser una cuenca.

Para calcular la lluvia media para una tormenta dada, existen - tres métodos principales:

a) Método aritmético:

Consiste simplemente en obtener el promedio aritmético de las alturas de precipitación registradas en cada estación usada en el análisis:

$$\bar{h}_p = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_{p_i} \quad (I.1)$$

Donde:

- \bar{h}_p Es la altura de precipitación media
- \bar{h}_{pi} Es la altura de precipitación registrada en la estación i .
- n Es el número de estaciones bajo análisis

b) Polígonos de Thiessen:

Este método consiste en asignar a cada estación una zona de influencia limitada por rectas que bisectan a las líneas que unen a las estaciones más próximas entre sí y que son normales a dichas líneas y por el parteaguas de la cuenca. De este modo se forman los llamados Polígonos de Thiessen. La lluvia media se calcula entonces como un promedio de las precipitaciones registradas en cada estación, usando como peso el área de influencia correspondiente:

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_t} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi} \quad (I.2)$$

Donde:

- A_i Es el área de influencia de la estación i
- A_t Es el área total de la cuenca.

c) Método de las isoyetas

Este método consiste en trazar, con la información registrada en las estaciones, líneas que unen puntos de igual altura de precipitación llamadas isoyetas, de modo semejante a como se trazan las curvas de nivel en topografía. La precipitación media se calcula en forma similar a la ecuación (I.2), pero ahora el peso es el área A'_i entre cada dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca y la cantidad que se pesa es la altura de precipitación promedio entre las dos isoyetas, \bar{h}_{pi} :

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_t} \sum_{i=1}^n (\bar{h}_{pi} A'_i) \quad (I.3)$$

1.2.3 Evaporación

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, es importante conocer la cantidad de agua que se pierde por evaporación en grandes depósitos, como presas, lagos, sistemas de conducción abiertos, etc.

La evaporación es el proceso por el cual el agua pasa del estado líquido en que se encuentra en las grandes masas de agua y - en el suelo, en las capas cercanas a la superficie, a estado gaseoso, y se transfiere a la atmósfera.

La evaporación se produce básicamente por el aumento de energía cinética que experimentan las moléculas de agua cercanas a la superficie de un suelo húmedo o una masa de agua, producido por la radiación solar, el viento y las diferencias en presión de vapor. Este aumento en energía cinética hace que algunas moléculas de agua brinquen continuamente a la atmósfera. Al mismo tiempo, algunas de las moléculas que ya se encuentran en la atmósfera se condensan y regresan al cuerpo de agua. Naturalmente, lo que interesa en la ingeniería hidrológica es el flujo neto de partículas a la atmósfera.

La evaporación será entonces igual a la cantidad de agua que lo gre salir de la zona de intercambio. Si e_w es la presión de vapor existente en la zona de intercambio, e_a la presión del vapor del aire que se tiene en un momento dado y e_s la presión de vapor de saturación, se pueden presentar dos situaciones:

- a) $e_s > e_w$ Aquí, se produce evaporación mientras e_a sea menor que e_w . Cuando e_a alcanza el valor de e_w , cesa la evaporación. Esto sucede antes de que el aire se sature.
- b) $e_s < e_w$ En este caso, la evaporación cesa cuando e_a alcanza el valor e_s . A partir de ese momento, comienza a invertirse el proceso y se produce condensación, pues $e_a > e_s$.

En cualquier caso, la evaporación es proporcional al gradiente de presión entre la zona de intercambio y la atmósfera. Esto se conoce como LEY DE DALTON y se puede expresar en forma:

$$E = k (e_w - e_a) \quad (I.4)$$

Donde:

k Es una constante de proporcionalidad

E Es la evaporación

Sin embargo, e_w generalmente tiene un valor cercano a e_s , de modo que la ec. (I.4) se puede expresar en forma aproximada como:

$$E \approx k (e_s - e_a) \quad (I.5)$$

Métodos para el cálculo de la evaporación

1. Balance de energía

$$E = \frac{A \cdot R_n + E_a}{A + r} \quad (I.6)$$

Donde:

$$A = \frac{e'_s - e_s}{T'_s - T_a}$$

$$R_n = (1 - r) R_c - R_b$$

$$E_a = k (e_s - e_a) f (V_w)$$

r Constante psicométrica = $0.27 \frac{\text{mmHg}}{^\circ\text{F}}$

e'_s Presión de vapor de saturación para la temperatura del aire en la zona de intercambio, mmHg.

e_s Presión de vapor de saturación para la temperatura del aire, mmHg

T' Temperatura del aire en la zona de intercambio, $^\circ\text{F}$

r Reflectividad o albedo; $r=0.05$ para grandes masas de agua.

R_C	Radiación solar, $g.cal/cm^2 . día$
R_B	Radiación emitida por la masa de agua, $g. cal/cm^2 . día$.
k	Constante
V_w	Velocidad del viento, Km/h
E	Evaporación, mm/día

Para facilitar la aplicación de la ec. (I.6), Wilson propone el nomograma mostrado en la fig. I.1. Para usar dicho nomograma, se requieren los siguientes datos:

- Temperatura del aire T_a , °C
- Relación de nubosidad, n/D

Donde:

- n Número de horas de sol reales en el mes en cuestión
- D Número de horas de sol posibles, esto es, el que se tendría si no hubiera nubes en todo el día.

El valor de n puede estimarse a partir de información meteorológica y D según la latitud y la época del año con la Tabla I.1

- R_A . Puede calcularse también en función de la latitud y la época del año con la tabla I.2
- La humedad relativa h , en %, se calcula con la fig. I.2 en función de la presión de vapor y T_a .
- La velocidad del viento V_w , en Km/h, medida a 2m de la superficie.

2. Balance de agua

Este es un método indirecto para calcular la evaporación. Se basa en la ecuación de continuidad que, para un gran almacenamiento, es

$$E = I - O - \Delta v \quad (I.7)$$

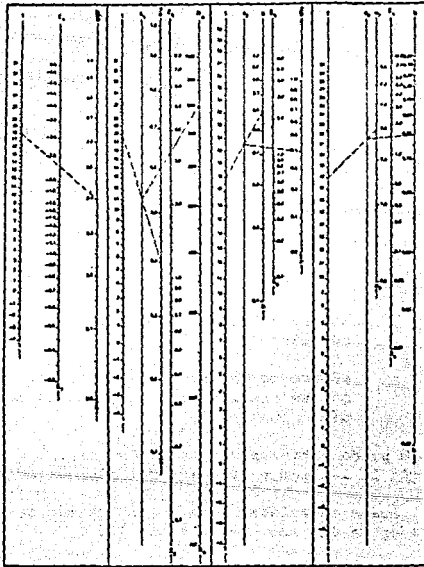


Fig. 1.1 Nomograma de Wilson.

Latitud N ó S (grados)	N Jul 17	Ago 19	Sep 17	Oct 18	Nov 17	Dic 16	Ene 13	Feb 11	Mar 13	Abr 17	May 15	Jun 14
	S Ene 15	Feb 15	Mar 15	Abr 15	May 15	Jun 15	Jul 15	Ago 15	Sep 15	Oct 15	Nov 15	Dic 15
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
10	12.6	12.4	12.2	11.9	11.7	11.5	11.6	11.8	12.0	12.3	12.6	12.7
20	13.2	12.7	12.2	11.7	11.2	10.9	11.0	11.4	12.0	12.4	13.1	13.3
30	13.9	13.1	12.3	11.4	10.6	10.2	10.4	11.0	11.9	12.8	13.6	14.1
40	14.6	13.6	12.4	11.1	9.9	9.3	9.6	10.5	11.8	13.2	14.3	15.0
50	15.9	14.2	12.5	10.6	9.0	8.1	8.5	9.9	11.7	13.4	15.3	16.3
60	18.0	15.3	12.7	10.0	7.4	5.9	6.6	8.7	11.5	14.3	17.0	18.7
70	24.0	17.6	13.2	8.8	3.6	0	0	6.7	11.3	15.2	21.3	24.0
80	24.0	24.0	14.6	4.2	0	0	0	0	11.2	20.2	24.0	24.0
90	24.0	24.0	24.0	0	0	0	0	0	0	24.0	24.0	24.0

Tabla I.1 Valores de D, en h.

Latitud	Mar 21	Abr 13	May 6	May 29	Jun 22	Jul 15	Ago 8	Ago 31	Sep 23	Oct 16	Nov 8	Nov 30	Dic 22	Ene 13	Feb 4	Feb 26
	N 90															
80	100	436	795	1029	1109	1024	788	431								
70	310	541	771	957	1012	943	764	525	111							
60	460	654	833	962	1008	957	825	648	455	281	150	74	50	75	25	135
50	592	754	893	987	1019	983	885	747	585	426	295	210	181	211	298	432
40	707	831	937	1001	1021	996	928	822	697	561	442	358	326	361	447	570
30	798	891	957	996	1024	989	949	852	759	683	581	507	480	509	585	690
20	866	921	951	963	963	958	943	911	856	788	706	646	623	649	712	792
10	908	924	920	907	899	893	813	814	897	860	813	770	755	775	819	870
0	922	899	862	828	814	824	855	889	912	923	898	879	868	881	904	923
S 10	908	849	783	728	708	725	776	838	897	937	954	959	951	964	964	949
20	866	773	680	611	584	608	674	763	856	934	987	1017	1029	1023	997	946
30	798	674	559	479	449	477	554	665	768	903	993	1051	1072	1056	1002	915
40	707	554	425	339	306	336	421	549	697	844	972	1058	1091	1063	982	853
50	592	420	284	199	170	198	282	416	585	765	928	1044	1088	1046	936	775
60	460	277	144	70	48	70	143	274	455	663	865	1113	1077	1022	872	672
70	316	131	24				24	130	312	518	801	1023	1113	1028	828	555
80										442	814	1072	1166	1077	820	447
90	166	7								442	825	1085	1183	1094	831	447

Tabla I.2 Valores de R_A , g.cal/cm². día.

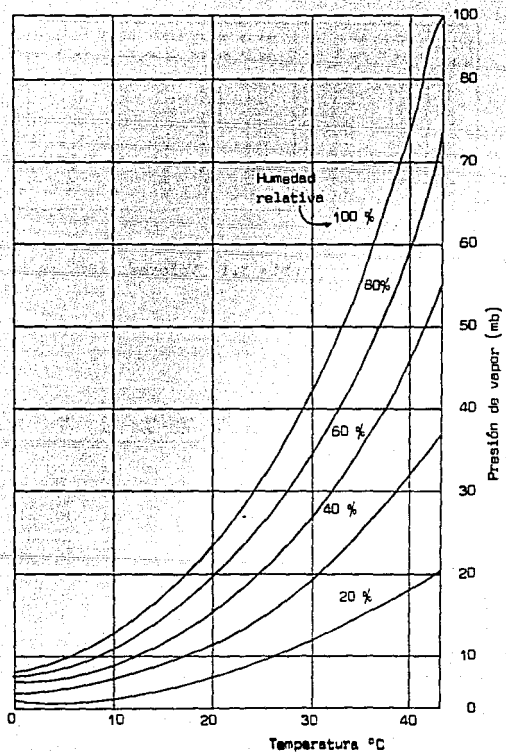


Fig.I.2

Donde:

- E Volumen de evaporación en el intervalo de --
tiempo t considerado.
- I Volumen de entradas al vaso en Δt (precipita-
ción directa y escurrimiento).
- O Volumen de salidas del vaso en el Δt (infiltra-
ción y escurrimiento; en el caso de presas, el
último se forma por las salidas por la obra de
toma y el vertedor de excedencias).
- Δv Cambio del volumen almacenado en el Δt .

La ec. I.7 puede ser usada con fines estadísticos para estimar la evaporación que podría presentarse en un vaso de almacenamiento dado o en vasos cercanos a él. Sin embargo, para que sus resultados sean confiables, I, O y Δv deben estar medidos con bastante precisión; dado que E es en general un término relativamente pequeño en comparación con los demás, los errores leves en la medición de I, O ó Δv conducirán a errores considerables en la estimación de E.

3. Medición de la evaporación

La evaporación puede medirse por medio de evaporímetros, que básicamente están formados por un recipiente en el que se coloca cierta cantidad de agua y se mide, diariamente o con la frecuencia que se estime conveniente, el cambio de tirante.

La altura de evaporación se mide mediante una regla graduada colocada dentro de un pequeño tubo quietador. -- Los valores medidos deben corregirse sumándoles la altura de precipitación registrada en el intervalo de tiempo en cuestión en la estación pluviométrica más cercana, generalmente situada en el mismo lugar que el evaporímetro.

Por otra parte, dado que para las mismas condiciones atmosféricas, la evaporación es mayor en depósitos pequeños que en los grandes, los datos registrados en un evaporímetro deben corregirse si se desean usar para estimar la evaporación en presas, lagos o cualquier otro tipo de gran almacenamiento.

Esta corrección se puede hacer simplemente multiplicando los valores registrados por un factor que varía entre 0.6 y 0.8; en general 0.7 es un buen valor.

I.3 Topografía

Es indispensable un plano topográfico para el proyecto y construcción de la presa. Antes de tratar de levantar un plano topográfico, es conveniente hacer una investigación completa para ver si existen planos que cubran las áreas del vaso, el emplazamiento de la presa y las fuentes potenciales de materiales de construcción.

Este material, permitirá hacer una evaluación previa de la factibilidad del proyecto. Así como la elección en primera instancia del conjunto de elementos estructurales que lo integrarán.

Lo que caracteriza los mapas topográficos es que llevan la configuración del terreno indicada por líneas de nivel, que son líneas imaginarias que siguen la superficie del terreno a una elevación constante. El intervalo de las líneas de nivel es la diferencia de elevación que separa a dos líneas adyacentes en el mapa. Estos intervalos dependen de la inclinación del terreno y de la escala del mapa. En algunos mapas de cuadriláteros se usan otros signos diferentes de las líneas de nivel para señalar la configuración topográfica. Estos son los hachures, líneas de configuración, símbolos y sombreados.

Además de los mapas topográficos publicados, se pueden obtener datos muy importantes para los ingenieros en forma aprovechable. Por ejemplo, las situaciones y verdaderas posiciones geodésicas de las estaciones de triangulación y bancos de nivel permanentes que están registrados.

Cuando no existen planos topográficos del área que se estudia se pueden usar otro tipo de mapas en las etapas preliminares. De considerable importancia para el proyecto de las presas son los levantamientos de los ríos. Son mapas en tiras que muestran el curso y la pendiente de las corrientes; la configuración del fondo del valle y faldas adyacentes y las ubicaciones de las ciudades, casas aisladas, zanjas de riego, caminos y otros detalles de los cultivos.

Los mapas topográficos son de muchísimo valor para la exploración de cimentaciones y de materiales de construcción para las presas. Las situaciones y elevaciones de los sondeos de explotación, los afloramientos, detalles de la erosión pueden colocarse en el mapa y la morfología indicada por las líneas de nivel, indican en cierto grado el tipo de suelo.

I.4 Geología

La cimentación de las estructuras hidráulicas que integran una presa, está en función directa de las características geológicas y del espesor de los estratos que las vayan a soportar.

Se puede obtener mucha información técnica útil de los mapas geológicos. Estos mapas identifican las unidades rocosas que quedan debajo del vaso y del emplazamiento de la presa.

Las características de las rocas son de mayor importancia en la selección del emplazamiento y en el proyecto de la presa. Muchos de los suelos superficiales están estrictamente relacionados con el tipo de la roca de la que provienen. Cuando se considera la influencia del clima y del relieve, se pueden hacer predicciones razonables del tipo de suelo asociado con los diferentes materiales de los cuales provienen. Las condiciones que imperan abajo de la superficie puede a menudo inferirse correctamente por medio de los datos tridimensionales, dados en los mapas geológicos. Estos mapas son especialmente valiosos en las áreas en las que se tienen datos limitados sobre suelos considerados desde el punto de vista agrícola; por ejemplo, en las regiones áridas o semiáridas en las que las capas de suelos son delgadas.

En los mapas geológicos las rocas se identifican por su edad, considerada dentro de los períodos geológicos. La unidad de roca más pequeña que figura en los mapas es generalmente una formación, la cual consiste en un manto aislado o varios estratos de roca que se extienden en una área relativamente grande que puede diferenciarse con claridad de las capas superiores o inferiores debido a sus características litológicas, a su estructura, o edad. La extensión superficial de estas formaciones está indicada en los mapas geológicos por medio de letras, colores y signos convencionales.

Uno de los símbolos más importantes es el buzamiento y el rumbo, que indican la dirección del rumbo de un estrato de roca, falla, plegamiento o estructura de las corrientes; la dirección de buzamiento y su ángulo con la horizontal en grados.

Los mapas geológicos con frecuencia llevan uno o más cortes -- geológicos como datos marginales. El corte es una representación de la disposición de los diferentes estratos en profundidad a lo largo de una línea arbitraria marcada en el mapa. Los cortes geológicos son algo hipotéticos y deben usarse con precaución, ya que la escala vertical casi siempre se exagera. Los cortes hechos solamente con datos superficiales, es fácil que lleguen a estar equivocados; los cortes elaborados de los registros de los sondeos o con datos obtenidos de las minas son más precisos. Un corte hecho con datos obtenidos en una pequeña localidad se le llama, columna geológica y muestra solamente los estratos y no la estructura de los mismos como el corte geológico.

Existen varios tipos de mapas geológicos. Un mapa en que se muestre una vista en planta de la roca que existe en una zona es un mapa geológico regional. Este mapa indica los linderos de las formaciones visibles y la distribución deducida de las unidades cubiertas con plantas o suelos y generalmente, incluye una o más secciones geológicas. Excepto cuando se indican gruesos depósitos de aluvión, los mapas regionales no indican los suelos o la reolita sin consolidar. En las áreas de geología complicada en las que los afloramientos de roca son escasos, la localización de los contactos entre formaciones están a menudo indicados como supuestos. Los mapas geológicos superficiales separan los materiales superficiales sin consolidar de acuerdo con sus categorías geológicas, como en aluviones, grava glacial y arenas eólicas. Estos mapas indican la extensión superficial, características, período geológico de los materiales superficiales. Los mapas geológicos regionales de las zonas moderadamente deformadas llevan con frecuencia suficientes símbolos estructurales para -- que se comprenda mejor la estructura geológica de la región. En las zonas muy complicadas, sin embargo, cuando son necesarias una gran cantidad de datos estructurales para la interpretación de la geología, se preparan mapas geológicos estructurales especiales.

Además de dar el período geológico de las rocas que figuran en el mapa, algunos mapas describen brevemente las rocas. Muchos -- mapas, sin embargo, no llevan ninguna descripción litológica. El geólogo experimentado puede hacer determinadas suposiciones o generalizaciones respecto al período a que pertenece la roca -- por analogías con otras zonas. Para tener una corteza mayor sobre la identificación de la litología y para otros detalles, se debe consultar la literatura geológica de toda el área.

Estudiando el mapa geológico básico, al mismo tiempo que los datos geológicos colaterales que pertenecen al área mostrada, es posible preparar un mapa especial en el que se interprete la geología en función de los materiales de construcción. De la misma manera, las condiciones de las cimentaciones y de las excavaciones, así como los datos superficiales y los relativos al nivel freático, pueden interpretarse de los mapas geológicos. - Estos datos son valiosos en la preparación de las actividades preliminares, pero no son un sustituto de las investigaciones de campo detalladas en las etapas de viabilidad y de las especificaciones.

Así tendremos que los datos proporcionados por la exploración geológica, pueden presentarse para su análisis en forma individual o integral, para lo cual, se cuenta con las siguientes formas de representación:

- 1) Mapas geotécnicos
- 2) Perfiles geotécnicos individuales
- 3) Perfiles geotécnicos integrados
- 4) Estereogramas

1) Mapas geotécnicos

La información que contendrán básicamente estos mapas será referente a:

- a) Topografía y toponimia
- b) Litología (contactos geológicos)
- c) Propiedades de suelos y rocas
- d) Espesores de suelos
- e) Discontinuidades (datos estructurales: fallas, fracturas, rumbos y echados plegamientos, etc.)
- f) Aprovechamientos hidráulicos, manantiales
- g) Zonas de filtración, terrenos permeables, hundidos
- h) Zonas inestables (soliflucción, creep, deslizamientos, avalanchas)
- i) Bancos de materiales
- j) Fenómenos erosivos y de depósito
- k) Datos sobre riesgo sísmico

Independientemente de esta información, deberá considerarse algunos datos específicos que requiera la obra, para la cual se construye el mapa.

Por otra parte, la escala o escalas a las que se debe de realizar el mapa estarán dadas en función del tipo de obra y de la etapa misma para la que se requiera, aunque es recomendable de preferencia se realice entre 1:100 y 1:10000

2) Perfiles geotécnicos individuales

Es la representación gráfica de los datos obtenidos mediante -- observaciones o pruebas de campo y análisis de laboratorio.

- a) Perfil de un sondeo
- b) Perfil de un socavón
- c) Perfil de un pozo a ciclo abierto
- d) Perfil de una trinchera
- e) Perfil geofísico (sísmico, eléctrico) de una sección

La escala recomendable para la representación gráfica de estos perfiles es entre 1:100 y 1:500.

3) Perfiles geotécnicos integrados

Este tipo de perfiles permiten una visión más general sobre la estructura que presenta el área en estudio, espesores, distribución de las formaciones y depósitos de relleno, amplitud probable de fallas, dirección de flujo subterráneo y niveles piezométricos. También se emplean en el análisis de estabilidad de laderas o en el estudio para bancos de materiales.

Su presentación gráfica se puede hacer en escalas entre 1:500 a 1:5000, a fin de que pueda apreciarse con claridad los elementos estructurales y la distribución de las rocas y suelos.

4) Estereogramas

Es la representación de la posición y dirección preferencial -- del fracturamiento que presenta un macizo rocoso, en el cual se muestra en forma objetiva y estadística los resultados de las -- observaciones y mediciones realizadas en la zona de estudio.

La representación del fracturamiento se realiza mediante diagramas, los cuales se desarrollan con base en la red estereográfica utilizando los diagramas de puntos y los de frecuencia.

Los primeros, son la representación de los planos de discontinuidades por medio de puntos llamados polos, los cuales se definen de la siguiente manera: Suponiendo que todos los planos de las fracturas pasan por el centro de una esfera de referencia, la línea perpendicular a cada fractura que pasa por el centro de la esfera la atravesará en dos puntos, llamados polos.

En cuanto al diagrama de frecuencias su objetivo es tener una idea de conjunto del fracturamiento, distribuido en áreas de igual valor en cuanto a la frecuencia de las direcciones medidas en el campo, lo que da por resultado una serie de zonas sobre el plano circular que permiten conocer las principales direcciones de fracturas en el área.

I.5 Hidrología

Hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución sobre y debajo de la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.

Aceptando esta definición, es necesario limitar la parte de la hidrología que se estudia en la ingeniería civil a una rama que comúnmente se llama ingeniería hidrológica o hidrología aplicada. La ingeniería hidrológica incluye aquellas partes del campo de la hidrología que atañen al diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y uso del agua.

El análisis exhaustivo es el primer paso fundamental en la planeación, diseño y operación de proyectos hidráulicos. En la fase de planeación y diseño, el análisis se dirige básicamente a fijar la capacidad y seguridad de estructuras hidráulicas. Las dimensiones físicas o la capacidad de conducción de una estructura hidráulica se determinan, desde luego, de acuerdo con los volúmenes y gastos que se deseen almacenar, controlar o transmitir. En este sentido, se requieren estudios hidrológicos para determinar la disponibilidad de fuentes naturales y para saber si el abastecimiento de la fuente es adecuado en todo tiempo o si se requerirá de otras estructuras para corregir las deficiencias o para disponer de los volúmenes excedentes de agua. La seguridad de presas en lo que concierne a la capacidad del vertedor y a la elevación máxima del embalse depende en gran medida, de la determinación de una tormenta de diseño y de su conversión a una avenida generada en la cuenca, o bien directamente de la última y en menor grado de las olas y la marca generadas por el viento. Asimismo, la estabilidad de muros y terraplenes depende de los estudios hidrológicos e hidráulicos que definen los niveles probables del agua, así como su rango, duración y cambios en el tiempo. La hidrología juega también un papel importante en la operación efectiva de estructuras hidráulicas, especialmente aquellas que se destinan a la generación de energía y control de avenidas, donde se aplican con frecuencia procedimientos de pronósticos de avenidas y sequías.

Así pues, los principales objetivos de la hidrología, al diseñar una obra de ingeniería, puede resumirse en dos grandes grupos:

- a) Obtención de la avenida máxima que con una determinada frecuencia puede ocurrir en un cierto lugar, lo cual es necesario considerar al diseñar vertedores, puentes y drenajes en general.
- b) Conocimiento de la cantidad, frecuencia y naturaleza - de ocurrencia del transporte de agua sobre la superficie terrestre. Esto servirá para el diseño de instalaciones de irrigación, abastecimiento de agua, aprovechamientos hidroeléctricos y navegación de ríos.

Para llevar a cabo el proyecto de una presa y estructuras principales ya sea con fines de riego, aprovechamiento hidroeléctrico, es necesario contar con los siguientes estudios hidrológicos del sitio en cuestión:

- a) La cuenca
- b) Esguerrimiento
- c) Infiltración
- d) Transpiración
- e) Evapotranspiración
- f) Agua Subterránea

1.5.1 La cuenca

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre tal que (si fuera impermeable) todas las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por un sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

La definición anterior se refiere a una cuenca superficial; -- asociada a cada cuenca superficial, existe también una cuenca subterránea, cuya forma en planta es semejante, aunque no igual, a la de la cuenca superficial. De ahí la aclaración de que la definición es válida si la superficie fuera impermeable.

Reunir toda la información de la cuenca en estudio es indispensable, por lo que debe contarse con un mapa de la cuenca donde se muestre la red de drenaje, la ubicación de las estaciones pluviométricas y de aforos. Así como los datos del tipo de suelo y vegetación que se encuentran dentro de la cuenca.

La cuenca hidrológica se define como el área tributaria que -- contribuye a través del esguerrimiento superficial y subterráneo al flujo de la corriente principal.

El área tributaria se encuentra limitada por una línea imaginaria que une a los puntos de mayor nivel topográfico, cruzando a la corriente principal en el punto de salida; se conoce a esta línea como parteaguas.

Existen cuencas que debido a su magnitud es necesario dividir las para su estudio, de tal forma que podremos localizar cuencas tributarias dentro de estas, definiéndolas por medio de -- parteaguas interiores. Independientemente de que debe tomarse como base para hacer tales subdivisiones, la ubicación de las -- estaciones hidrométricas existentes en la zona.

Difícilmente se puede distinguir una cuenca grande de una pequeña, tomando como base únicamente su extensión, en virtud de que dos cuencas semejantes se comportan de manera diferente.

Por lo que una cuenca pequeña se define como aquella que su escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y donde predominan las condiciones físicas del suelo sobre el flujo del cauce, lo que indica que una cuenca pequeña -- puede variar desde unas hectáreas hasta el límite que para fines prácticos VEN TE CHOW considera de 250 Km².

Tomando en consideración que el potencial de las avenidas varía debido a las diferencias topográficas, geológicas y fuentes de humedad de la cuenca, se tiene una relación muy estricta entre la situación geográfica y las características de las tormentas de tal forma que el escurrimiento en una cuenca depende de las siguientes características fisiográficas:

- a) Área de la cuenca
- b) Pendiente de la cuenca
- c) Elevación de la cuenca
- d) Red de drenaje
- e) Longitud y pendiente del cauce principal

I.5.2 Escurrimiento

El escurrimiento es la parte de la precipitación drenada por -- las corrientes de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes y con base a ellas, se considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial y subterráneo.

El escurrimiento superficial es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que ocurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. Su efecto sobre el escurrimiento total es directo y sólo existirá durante una tormenta o inmediatamente que ésta cese.

El escurrimiento subsuperficial se debe a la precipitación infiltrada en la superficie del suelo, pero que se mueve lateralmente sobre el horizonte superior del mismo. Esto puede ocurrir cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo, su efecto puede ser inmediato o retardado dependiendo de las características del suelo.

El escurrimiento subterráneo proviene del agua subterránea, la cual es recargada por la parte de la precipitación que se infiltra a través del suelo, una vez que se ha saturado. La contribución del escurrimiento subterráneo al total varía muy lentamente con respecto al superficial.

Para analizar el escurrimiento total, puede considerársele compuesto por los escurrimientos directo y base. En donde el directo es debido al escurrimiento superficial producto de una tormenta mientras que el escurrimiento base es debido a una corriente perene, a causa del agua subterránea.

Para el estudio de una corriente deben considerarse los escurrimientos base y directo, en virtud de que son los principales componentes para la elaboración de un hidrográma.

El hidrográma de una corriente es la representación gráfica de sus variaciones de flujo, arregladas en orden cronológico. En general para expresar el flujo se usa el gasto que es la relación del volumen contra tiempo.

Para realizar el aforo de corriente se cuenta con diversos criterios, entre los cuales tenemos:

- a) Secciones de control.- Una sección de control de una corriente se define como aquella en la que existe una relación única entre el tirante y el gasto. De los muchos tipos de secciones de control que se pueden usar para aforar una corriente, los más comunes son los que producen un tirante crítico y los vertedores.

- b) Relación sección-pendiente.- Este método se utiliza para estimar el gasto máximo que se presentó durante una avenida reciente en un río donde no se cuenta con ningún otro tipo de aforos. Para su aplicación se requiere solamente contar con la topografía de un tramo del cauce y las marcas del nivel máximo del agua durante el paso de la avenida. Usando la fórmula de Manning-Strickler.
- c) Relación sección-velocidad.- Este es el método más usado en México para aforar corrientes. Consiste básicamente en medir la velocidad en varios puntos de la sección transversal y después calcular el gasto por medio de la ecuación de continuidad.

$$Q = vA \quad (I.8)$$

En donde la velocidad se mide con unos aparatos llamados molinetes.

- d) O por medio de aparatos de medición, como son el limnómetro o el limnógrafo.

I.5.3 Infiltración

La diferencia entre el volumen de agua que llueve en una cuenca y el que escurre por su salida recibe el nombre genérico de pérdidas. En general las pérdidas están constituidas por la intercepción en el follaje de las plantas y en los techos de las construcciones, la retención en depresiones o charcos (que posteriormente se evapora o se infiltra), la evaporación y la infiltración. Además de que en la práctica es difícil separar estos cuatro componentes, la porción más considerable de las pérdidas está dada por la infiltración, por lo que es costumbre calcularlas conjuntamente bajo este nombre.

La infiltración juega un papel de primer orden en la relación lluvia-escorrimento y por lo tanto en los problemas de diseño y predicción asociados al dimensionamiento y operación de obras hidráulicas. Generalmente el volumen de infiltración es varias veces mayor que el de escurrimiento durante una tormenta dada, especialmente en cuencas con un grado de urbanización relativamente bajo.

La infiltración se define como el movimiento del agua, a través de la superficie del suelo y hacia adentro del mismo, producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares. La capacidad de infiltración de un suelo, es la velocidad máxima con la cual el agua entrará al mismo para una determinada condición.

La capacidad de infiltración depende de muchos factores entre los cuales tenemos: humedad del suelo, compactación por la lluvia, lavado de material fino, compactación por el hombre y animales, micro y macro estructura del suelo, cubierta vegetal, -- temperatura de presiones naturales y los almacenamientos ya -- sean naturales o artificiales. Teóricamente, si la capacidad de infiltración de un suelo fuera conocida el volumen del escurrimiento resultante de una lluvia determinada podría calcularse -- restando la infiltración y la retención superficial (intercepción más el almacenamiento en depresiones) de la lluvia total.

La velocidad de infiltración es el ritmo con el cual el agua -- entra efectivamente al suelo durante una tormenta.

Para el cálculo de la infiltración en una cuenca se cuenta con la fórmula del balance hídrico, infiltrómetro, curva de capacidad de infiltración media.

I.5.4 Transpiración

La transpiración es el proceso por el cual las moléculas del -- agua escapan principalmente de las hojas de las plantas.

Entre los factores que afectan la transpiración se encuentran -- los fisiológicos y ambientales. Los factores fisiológicos más -- importantes son:

- a) Densidad y comportamiento de las hojas
- b) Extensión y características de la cubierta protectora
- c) Estructura de la hoja
- d) Enfermedades de la planta

Los principales factores ambientales son:

- a) La temperatura
- b) Radiación solar
- c) Viento
- d) Humedad del suelo
- e) Diferencia de vapor existente

Entre estos factores ambientales el más importante es la diferencia de vapor existente en la pérdida de agua de la planta.

Determinación de la transpiración.- Ante la imposibilidad de medir la transpiración directamente en condiciones naturales, su determinación se limita a estudios de muestras de laboratorio cuyos métodos se pueden dividir en dos clases.

- a) Medición del agua transpirada
- b) Medición del cambio de peso debido a la pérdida de agua.

I.5.5 Evapotranspiración

La evaporación, que algunas veces se llama uso consuntivo o evaporación total, describe la cantidad total de agua extraída de una determinada área o zona por los procesos de evaporación y transpiración desde el suelo, de la nieve y de las superficies del agua.

El conocimiento de la evapotranspiración es un factor determinante en el diseño de sistemas de riego, incluyendo las obras de almacenamiento, conducción, distribución y drenaje. En especial, el volumen útil de una presa para abastecer a una zona de riego depende fundamentalmente del uso consuntivo.

En México se usan principalmente dos tipos de métodos para el cálculo del uso consuntivo: el de Thorntwaite y el de Blaney-Criddle. El primero por tomar en cuenta sólo la temperatura media mensual, arroja resultados estimativos que pueden usarse únicamente en estudios preliminares o de gran visión, mientras que el segundo es aplicable a casos más específicos.

- a) Método de Thorntwaite
Este método calcula el uso consuntivo mensual como una función de las temperaturas medias mensuales mediante la fórmula.

$$U_j = 1.6 \left(\frac{10 T_j}{I} \right)^a \quad (I.9)$$

Donde:

- U_j Uso consuntivo en el mes j , en cm.
 T_j Temperatura media en el mes j , en °C
 a, I constantes

La constante I (índice de eficiencia de temperatura) se calcula como sigue:

$$I = \sum_{j=1}^{12} i_j \quad (I.10)$$

Donde:

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

j número de mes

La constante a se calcula como:

$$a = 675 \times 10^{-9} I^3 - 771 \times 10^{-7} I^2 + 179 \times 10^{-4} I + 0.492$$

Los valores obtenidos con la ecuación (I.9) deben corregirse según el número de días de cada mes y el número de horas de cada día en las que se produce evapotranspiración. Esta corrección se puede hacer multiplicando los valores calculados con la ecuación mencionada por los factores que se dan en la siguiente tabla -- (I.3)

LATITUD, GRADOS	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0	1.04	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.01
10	1.00	0.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99
20	0.95	0.90	1.03	1.05	1.13	1.11	1.14	1.11	1.02	1.00	0.93	0.91
30	0.90	0.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88
35	0.87	0.85	1.03	1.09	1.21	1.21	1.23	1.16	1.03	0.97	0.86	0.85
40	0.84	0.83	1.03	1.11	1.24	1.25	1.27	1.18	1.04	0.96	0.83	0.81
45	0.80	0.81	1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	0.94	0.79	0.75
50	0.74	0.78	1.02	1.15	1.33	1.36	1.37	1.25	1.06	0.92	0.76	0.70

Tabla I.3 Factores de corrección para el uso consuntivo mensual.

Cultivo	Ciclo vegetativo	Coefficiente Global Kglobal
Ajucame	Perenne	0.50 - 0.55
Ajonyoli	3 a 4 meses	0.80
Alfalfa	Entre heladas	0.80 - 0.85
	En invierno	0.60
Algodón	6 ó 7 meses	0.60 - 0.65
Ajruiz	3 a 5 meses	1.00 - 1.20
Chalchote	5 meses	0.60 - 0.65
Cacao	Perenne	0.75 - 0.80
Cañi	Perenne	0.75 - 0.80
Carote	5 a 6 meses	0.60
Caña de azúcar	Perenne	0.75 - 0.90
Cártamo	5 a 8 meses	0.55 - 0.65
Carvales de grano pequeño (alpiste, avena, cebada, centeno, trigo)	3 a 6 meses	0.75 - 0.85
Citrinos	7 a 8 meses	0.50 - 0.65
Chile	3 a 4 meses	0.60
Espirago	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
Gladíola	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
Mafz	4 meses	0.60 - 0.70
Mafz	4 a 7 meses	0.75 - 0.85
Murco	Perenne	0.75 - 0.80
Melón	3 a 4 meses	0.60
Nojal	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
Ronolacha	6 meses	0.65 - 0.75
Sandía	3 a 4 meses	0.60
Sorpo	3 a 5 meses	0.65 - 0.80
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
Trébol ladro	Perenne	0.80 - 0.85
Zanahoria	2 a 4 meses	0.60

Tabla I.4 Ciclo vegetativo.

Horarios de horas de sol mensual

LATITUD NORTE	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	8.67	8.30
10	8.13	7.47	8.45	8.37	8.81	8.60	8.86	8.71	8.25	8.34	8.91	8.10
15	7.94	7.36	8.43	8.44	8.98	8.80	9.05	8.83	8.28	8.20	9.75	7.88
16	7.93	7.35	8.44	8.46	9.07	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	9.72	7.83
17	7.86	7.32	8.43	8.48	9.04	8.87	9.11	8.87	8.27	8.22	9.69	7.80
18	7.83	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	9.16	8.90	8.27	8.21	9.66	7.74
19	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.26	8.19	9.63	7.71
20	7.74	7.21	8.41	8.52	9.15	9.02	9.25	8.96	8.26	8.03	9.58	7.65
21	7.71	7.24	8.40	8.54	9.18	9.05	9.29	8.95	8.25	8.15	9.54	7.62
22	7.66	7.21	8.40	8.56	9.22	9.09	9.33	9.00	8.20	8.13	9.50	7.55
23	7.62	7.19	8.40	8.57	9.24	9.12	9.35	9.02	8.30	8.11	9.47	7.50
24	7.58	7.17	8.40	8.60	9.30	9.20	9.41	9.05	8.31	8.09	9.43	7.46
25	7.53	7.14	8.39	8.61	9.33	9.23	9.45	9.09	8.32	8.09	9.40	7.42
26	7.49	7.12	8.40	8.64	9.38	9.30	9.49	9.10	8.31	8.06	9.36	7.37
27	7.43	7.09	8.38	8.65	9.40	9.32	9.52	9.13	8.32	8.03	9.36	7.31
28	7.40	7.07	8.39	8.68	9.46	9.38	9.58	9.16	8.32	8.02	9.32	7.27
29	7.35	7.04	8.37	8.70	9.49	9.43	9.61	9.19	8.32	8.00	9.24	7.20
30	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.33	7.99	9.19	7.15
31	7.25	7.00	8.36	8.73	9.57	9.54	9.72	9.24	8.33	7.95	9.15	7.09
32	7.20	6.97	8.37	8.76	9.62	9.59	9.77	9.27	8.34	7.93	9.11	7.05
33	7.15	6.94	8.38	8.78	9.68	9.65	9.82	9.31	8.35	7.94	9.07	6.98
34	7.10	6.91	8.36	8.80	9.72	9.70	9.88	9.33	8.36	7.93	9.02	6.92
35	7.05	6.88	8.35	8.83	9.77	9.76	9.94	9.37	8.37	7.88	8.97	6.85
36	6.99	6.85	8.35	8.85	9.82	9.82	9.99	9.40	8.37	7.85	8.92	6.79
38	6.87	6.79	8.34	8.90	9.92	9.95	10.10	9.47	8.38	7.80	8.82	6.66
40	6.76	6.72	8.33	8.95	10.02	10.08	10.22	9.54	8.39	7.75	8.72	6.52
42	6.63	6.65	8.31	9.00	10.14	10.22	10.35	9.62	8.40	7.69	8.62	6.37
44	6.49	6.58	8.30	9.06	10.26	10.38	10.49	9.70	8.41	7.63	8.49	6.21
46	6.34	6.50	8.29	9.12	10.39	10.54	10.64	9.79	8.42	7.57	8.36	6.04
48	6.17	6.41	8.27	9.18	10.53	10.71	10.80	9.89	8.44	7.51	8.23	5.86
50	5.98	6.30	8.24	9.24	10.68	10.91	10.90	10.00	8.46	7.45	8.10	5.65
52	5.77	6.13	8.21	9.29	10.85	11.13	11.20	10.12	8.49	7.39	7.93	5.43
54	5.55	6.08	8.18	9.36	11.03	11.38	11.43	10.26	8.51	7.30	7.74	5.18
56	5.30	5.95	8.15	9.45	11.22	11.67	11.69	10.40	8.52	7.22	7.54	4.89
58	5.01	5.81	8.12	9.55	11.46	12.00	11.98	10.55	8.51	7.10	7.31	4.56
60	4.67	5.65	8.08	9.65	11.74	12.39	12.31	10.70	8.51	6.98	7.04	4.22

LATITUD SUR	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	8.68	7.76	8.53	8.15	8.34	8.05	8.33	8.28	8.19	8.56	8.37	8.68
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.88
15	9.05	7.98	8.55	8.02	8.02	7.65	7.95	8.15	8.15	8.68	8.70	9.10
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	8.13	8.76	8.87	9.33
25	9.46	8.21	8.60	7.94	7.66	7.20	7.54	7.90	8.11	8.86	9.04	9.58
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	8.97	9.24	9.85
32	9.81	8.39	8.63	7.69	7.36	6.85	7.21	7.70	8.06	9.03	9.33	9.96
34	9.92	8.45	8.64	7.64	7.27	6.74	7.10	7.63	8.05	9.06	9.42	10.08
36	10.03	8.51	8.65	7.59	7.18	6.62	6.99	7.56	8.04	9.11	9.51	10.21
38	10.15	8.57	8.66	7.54	7.03	6.50	6.87	7.49	8.03	9.16	9.61	10.34
40	10.27	8.63	8.67	7.49	6.97	6.37	6.76	7.41	8.02	9.21	9.71	10.49
42	10.40	8.70	8.68	7.44	6.85	6.23	6.64	7.33	8.01	9.26	9.82	10.64
44	10.54	8.78	8.69	7.38	6.73	6.08	6.51	7.25	7.99	9.31	9.94	10.82
46	10.69	8.86	8.70	7.32	6.61	5.92	6.37	7.16	7.96	9.37	10.07	10.97

Tabla I.5 Horarios de horas de sol.

b) Método de Blaney-Criddle

En este método se toma en cuenta, además de la temperatura y las horas de sol diarias, el tipo de cultivo, la duración de su ciclo vegetativo, la temporada de siembra y la zona.

El ciclo vegetativo de un cultivo es el tiempo que transcurre entre la siembra y la cosecha. El ciclo vegetativo varía de cultivo a cultivo; en la tabla (I.4) se presentan los ciclos vegetativos de algunos cultivos comunes en México.

Si se desea estimar la evapotranspiración durante un ciclo vegetativo completo, se puede emplear la fórmula:

$$E_t = K_g F \quad (I.11)$$

Donde:

- E_t Evapotranspiración durante el ciclo vegetativo, en cm.
 F Factor de temperatura y luminosidad
 K_g Coeficiente global de desarrollo

El coeficiente global de desarrollo varía entre 0.5 y 1.2. En la tabla (I.4) se muestran algunos de los valores de K_g para diversos cultivos. El factor de temperatura y luminosidad F se calcula como:

$$F = \sum_{i=1}^n f_i \quad (I.12)$$

Donde:

n Número de meses que dura el ciclo vegetativo.

$$f_i = P_i \left(\frac{T_i + 17.8}{21.8} \right) \quad (I.13)$$

P_i Porcentaje de horas de sol del mes i con respecto al año (ver tabla I.5)

T_i Temperatura media del mes i en °C

Cuando la zona en cuestión es árida, los valores de f_i se multiplican por un factor de corrección K_{ti} que se calcula como:

$$K_{ti} = 0.03114T_i + 0.2396 \quad (I.14)$$

Cuando se desea determinar valores de la evapotranspiración en períodos más cortos que un ciclo vegetativo, por ejemplo un mes, se usa la fórmula

$$E_{ti} = K_{ci} F_i \quad (I.15)$$

Donde:

E_{ti} es la evapotranspiración durante el período i
 f_i se calcula con la ecuación (I.13) con P_i y T_i correspondientes al período considerado.

K_{ci} es un coeficiente de desarrollo parcial. K_{ci} se puede determinar mediante parcelas experimentales instaladas en el sitio de interés, o bien usando los valores medios mostrados en la figura anexa (I.3)

Aun cuando se cuenta con bastantes métodos para medir la evapotranspiración, ninguno se considera como general. Sin embargo, estos se pueden agrupar en tres categorías.

- a) Aproximaciones teóricas basadas en la física del proceso de evapotranspiración.
- b) Aproximaciones analíticas basadas en el balance de energía o cantidades de agua.
- c) Aproximaciones empíricas basadas en la relación regional entre la evapotranspiración medida y las condiciones climáticas.

I.5.6 Agua subterránea

El agua del subsuelo es una fuente vital de abastecimiento, especialmente en donde los veranos secos o las sequías prolongadas, originan que el escurrimiento fluvial cese o se agote. No debe estudiarse el agua del subsuelo como un capítulo por separado del escurrimiento superficial, en virtud de que muchas corrientes reciben una porción principal de su escurrimiento, del agua del subsuelo.

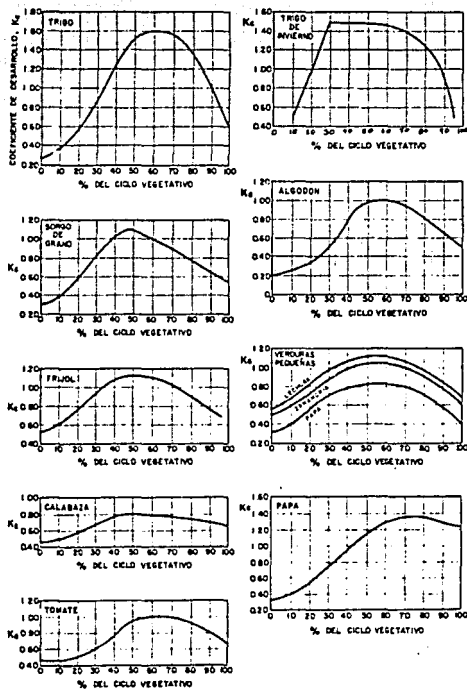


Fig. I.3.a Coeficiente de desarrollo parcial.

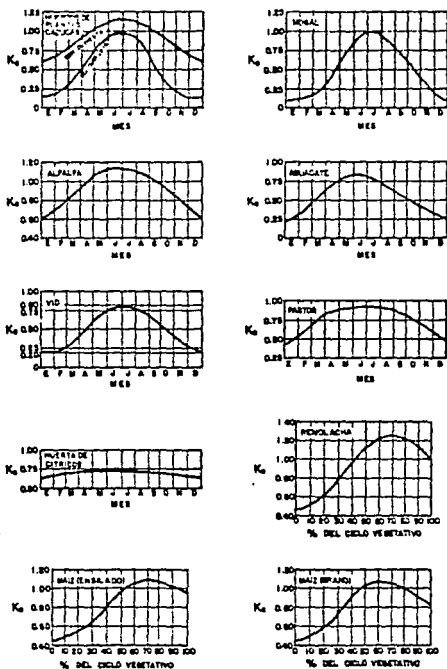


Fig. 1.3.b Coeficiente de desarrollo parcial.

La fuente principal de alimentación del agua del subsuelo es la precipitación y en menor grado el cauce de las corrientes principales, debido a esto la recarga del agua del subsuelo es un proceso intermitente a irregular.

El agua que se encuentra por debajo de la superficie del suelo puede estar alojada en dos zonas, las cuales están delimitadas por el nivel freático. La zona que se encuentra por arriba del nivel freático se conoce con el nombre de zona de aereación y la zona inferior se denomina de saturación.

En la zona de saturación es donde se localiza el agua subterránea y como todos los intersticios* están llenos, la porosidad es una medida directa del agua por unidad de volumen.

En la siguiente tabla (I.6) se indica la variación de la porosidad para los materiales más comunes de las formaciones del subsuelo.

MATERIAL	POROSIDAD %	RENDIMIENTO ESPECIFICO %
ARCILLA	45	3
ARENA	35	25
GRAVA	25	22
GRAVA Y ARENA	20	16
ARENISCAS	15	8
CALIZAS, PIZARRAS	5	2
CUARZITA, GRANITO	1	0.5

Tabla I.6 Porosidad media aproximada y rendimiento específico para diversos materiales.

El rendimiento específico es el volumen de agua (expresado como un porcentaje del volumen total del acuífero) que se drenará libremente del acuífero. El rendimiento específico es siempre menor que la porosidad ya que una parte de agua será retenida en el acuífero por las fuerzas moleculares o capilares.

*INTERSTICIO.- Hendidura, espacio por lo común pequeño que media entre dos cuerpos o entre las partes de un mismo cuerpo. Intervalo, grieta, resquicio.

En general los acuíferos pueden considerarse como recipientes - de almacenaje subterráneo. La recarga de los recipientes puede ser natural o artificial y el agua puede retornar a la superficie por la acción de la gravedad o por la extracción de un pozo. Los acuíferos pueden clasificarse en confinados y no confinados.

Ejemplo I.1

De la cuenca que se ilustra en la figura I.4, obtener la altura de precipitación media (hp) del área de la cuenca, por los siguientes métodos:

- a) Método aritmético
- b) Polígonos de Thiessen
- c) Método de las isoyetas

Dentro del área de la cuenca en cuestión, se tienen instaladas seis estaciones pluviométricas y de las cuales se tienen los siguientes registros de precipitación:

ESTACION	ALTURA DE PRECIPITACION hp (mm)
1	127
2	98
3	101
4	90
5	86
6	72

Por otra parte, la cuenca tiene un área de:

$$A = 58.5 \text{ Km}^2$$

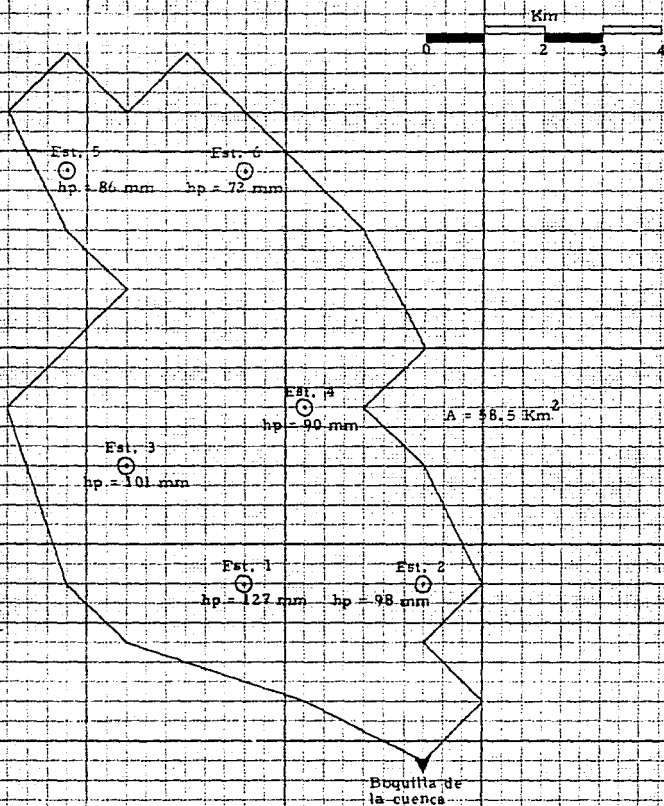


Fig. 14

a) Método aritmético.

De acuerdo a los datos proporcionados y aplicando el presente método; el cual consiste en obtener únicamente el promedio de las alturas de precipitación registradas en cada estación y aplicando la ecuación 1.1 tenemos:

$$\bar{h}_p = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_{p_i}$$

donde:
n = 6

$$\bar{h}_p = \frac{1}{6} (h_{p_1} + h_{p_2} + h_{p_3} + h_{p_4} + h_{p_5} + h_{p_6})$$

$$\bar{h}_p = \frac{1}{6} (127+98+101+90+86+72)$$

$$\bar{h}_p = 95.67 \text{ mm}$$

b) Polígonos de Thiessen

En la figura I.5 se ilustra el trazo de los polígonos o áreas tributarias de cada estación pluviométrica, de acuerdo a lo descrito por este método, por lo que aplicando la ecuación I.2, tenemos:

ESTACION	hp (mm)	AREA (Km ²) TRIBUTARIA
1	127	10.089
2	98	8.994
3	101	11.790
4	90	11.518
5	86	6.443
6	72	9.666

Aplicando la ecuación I.2

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_t} \sum_{i=1}^n A_i h_{p_i}$$

$$\bar{h}_p = 96.413 \text{ mm}$$

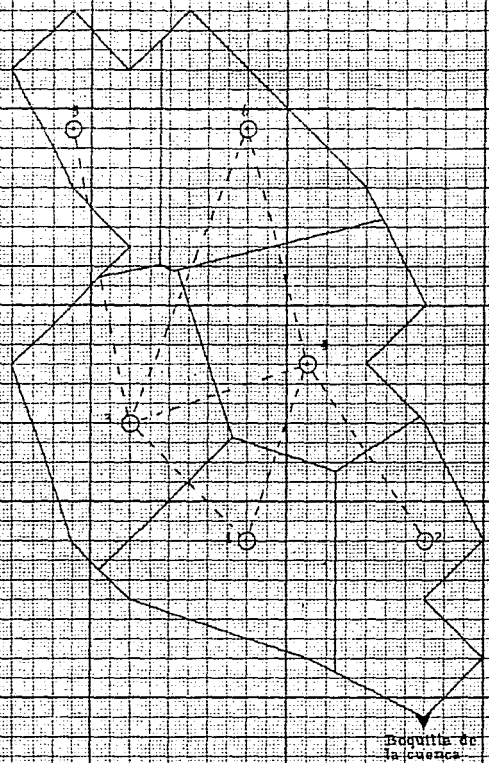
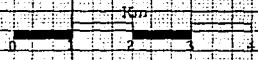


Fig. 1.5 Método de Polígonos de Thiessen

c) Método de las isoyetas.

En la figura 1.6 se ilustra el trazo de las isoyetas para este caso.

ISOYETA	\bar{h}_p (mm)	$\frac{A_i}{A_t}$ AREA (Km ²)
60-70	65	3.415
70-80	75	8.613
80-90	85	13.826
90-100	95	10.12
100-110	105	11.509
110-120	115	7.105
120-130	125	3.912

Aplicando la ecuación 1.3

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_t} \sum_{i=1}^n (h_{p_i} A'_t)$$

$$\bar{h}_p = 94.343 \text{ mm}$$

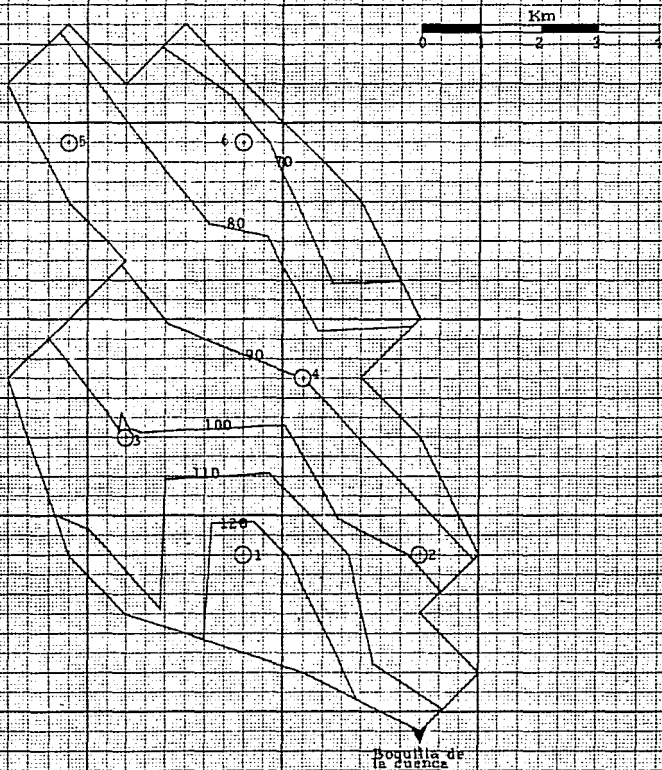


Fig. 1.6 Método de la Isoyetas

El método aritmético es el más simple de todos, pero no toma en cuenta la distribución de las estaciones en la cuenca ni la manera en que se distribuye la lluvia en el espacio.

El método de los polígonos de Thiessen sí toma en cuenta la distribución de las estaciones en el área de la cuenca, pero no los factores topográficos y de otro tipo que afectan a la distribución de la lluvia; este método es, sin embargo, más conveniente que el de las isoyetas desde el punto de vista práctico, particularmente para cálculos repetitivos como cuando se analiza una gran cantidad de tormentas, pues los polígonos no cambian a menos que se agreguen o se eliminen estaciones.

El más preciso de todos es el método de las isoyetas si éstas se dibujan de modo que toman en cuenta los efectos topográficos en la distribución de la lluvia. Por otra parte, es el método más laborioso de los tres, pues cada tormenta tiene un plano de isoyetas diferente, y su precisión no es mayor que la de los polígonos de Thiessen.

En conclusión, la altura de precipitación media calculada depende, en general, del número de estaciones pluviométricas o pluviográficas que se usan en el análisis; entre menor sea el número de estaciones, mayor será el error cometido en la estimación de la precipitación media.

Ejemplo I.2

Determinar las extracciones mensuales que es necesario hacer de una presa para regar un área de 20,000 ha sembrada de algodón en la región lagunera (Zona arida) en la latitud 25° 30' N.

La fecha de siembra es el 10. de abril. Las temperaturas, alturas de precipitación y alturas de evaporación medias mensuales - en la zona son las mostradas en la tabla I.7. El área de las conducciones es de 100,000 m² y se estima que el desperdicio medio mensual es de 2,000,000 m³ . Usar:

- a) Método de Thorntwaite
b) Método de Blaney-Criddle

MES	TEMPERATURA (°C)	PRECIPITACION hp (mm)	EVAPORACION hev (mm)
ENERO	13.0	0.0	68.0
FEBRERO	15.8	0.0	73.2
MARZO	18.4	0.0	75.4
ABRIL	22.6	0.0	85.2
MAYO	25.4	6.0	91.5
JUNIO	27.0	8.0	82.3
JULIO	26.7	10.0	85.2
AGOSTO	26.1	7.0	80.1
SEPTIEMBRE	24.2	0.0	75.9
OCTUBRE	21.0	0.0	70.0
NOVIEMBRE	16.2	0.0	65.1
DICIEMBRE	12.6	0.0	67.3

Tabla I.7

Se tomarán 6 meses como ciclo vegetativo del algodón

a) Método de Thornthwaite.

Aplicando este método se puede formar una tabla de cálculo --
(Tabla I.8) conforme a la siguiente secuela:

columna 1 Se anotará el mes j

columna 2 Se determina el valor de i_j conforme a la fórmula --
I.10a

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

columna 3 Se calcula el uso consuntivo (U_j) correspondiente a los meses del ciclo vegetativo del algodón, mediante la ec. I.9

$$U_j = 1.6 \left(\frac{10T_j}{I} \right)^a$$

Donde:

El valor de I es igual a la sumatoria de la columna --
2, de donde $I = 106.01$, y a será igual:

$$a = 675 \times 10^{-9} I^3 - 771 \times 10^{-7} I^2 + 179 \times 10^{-4} I + 0.492$$

$$a = 675 \times 10^{-9} (106.01)^3 - 771 \times 10^{-7} (106.01)^2 + 179 \times 10^{-4} (106.01) + 0.492$$

$$a = 2.327$$

columna 4 Mediante una interpolación lineal, se determina el --
factor de corrección de la tabla I.3.

columna 5 El volumen bruto, se calcula mediante el producto de la columna 3 por la 4 y por el área de riego.

columna 6 El volumen de precipitación se obtiene multiplicando la altura de precipitación (hp) de la tabla I.7 por --
el área de riego.

columna 7 El volumen de evaporación, se obtiene a partir del --
producto de la altura de evaporación (hev) de la tabla I.7 por el área de las conducciones.

columna 8 El volumen D_i que es necesario extraer del almacena-
miento durante un período i, se determina:

restándole al valor de la columna 5 el de la 6 y sumando el de la columna 7, más 2×10^6 m³, correspondientes al desperdicio medio mensual.

1	2	3	4	5	6	7	8
MES j	1j	Uj (cm)	FACTOR DE CORRECCION	VOLUMEN BRUTO ($\times 10^6$ m ³)	hp VOLUMEN ($\times 10^6$ m ³)	hv VOLUMEN (m ³)	Dj ($\times 10^6$ m ³)
1	4.25						
2	5.71						
3	7.19						
4	9.81	9.31	1.065	19.83		8520	21.84
5	11.71	12.22	1.158	28.30	1.2	9150	29.11
6	12.85	14.09	1.143	32.21	1.6	8230	32.62
7	12.63	13.73	1.173	32.21	2.0	8520	32.22
8	12.21	13.02	1.151	29.97	1.4	8010	30.58
9	10.89	10.92	1.030	22.50		7590	24.51
10	8.78						
11	5.93						
12	4.05						

106.01

Tabla I.8

b) Método de Blaney-Criddle

Al aplicar éste método se puede conformar la tabla de cálculo como la mostrada en la tabla I.8. Donde:

columna 1 Meses correspondientes al ciclo vegetativo del algodón.

columna 2 Porcentaje de horas sol del mes; (tabla I.5)

columna 3 Como la zona de riego en cuestión es una zona árida los valores de f_i se multiplican por este factor, - el cual se determina mediante la ec. I.14.

$$K_{ti} = 0.03114 T_i + 0.2396$$

columna 4 El factor de temperatura y luminosidad f_i se calcula con la ec. I.13, multiplicando su resultado por el valor de la columna 3.

columna 5 Se encuentran los valores del coeficiente de desarrollo mensual tomados de la fig. I.3.a

columna 6 Se determinan los valores de las evapotranspiraciones mensuales a partir de la ec. I.15.

$$K_{ti} = K_{ci} f_i$$

columna 7 El volumen D_i que es necesario extraer del almacenamiento durante un período i , se determina; multiplicando el valor de la columna 6 por el área de riego, además se le adiciona el volumen de agua de desperdicio y el de la evaporación en los conductos, por último se le resta el volumen de la precipitación por el área de riego.

1	2	3	4	5	6	7
MES	P_i	K_{ti}	f_i	K_{ci}	E_{ti} (cm)	D_{i6} ($\times 10^6 \text{ m}^3$)
ABRIL	8.625	0.943	15.073	0.25	3.768	9.549
MAYO	9.355	1.031	19.113	0.60	11.468	23.745
JUNIO	9.265	1.080	20.563	0.95	19.535	39.478
JULIO	9.470	1.071	20.704	1.00	20.704	41.417
AGOSTO	9.095	1.052	19.267	0.75	14.450	29.508
SEPTIEMBRE	8.315	0.993	15.908	0.45	7.159	16.326

Tabla I.9

Es de hacer notar que entre los dos métodos puede haber grandes diferencias. Por ello, es recomendable usar el método de Blaney-Criddle, ya que éste método además de la temperatura y las horas de sol diarias, toma en cuenta el tipo de cultivo, la duración de su ciclo vegetativo, la temporada de siembra y la zona.

CAPITULO II CORTINAS

II. CORTINAS

II.1 Introducción

Las cortinas, son estructuras hidráulicas que se colocan en forma perpendicular al cauce de una corriente, esto es con el objeto de formar un almacenamiento a la derivación de dicho escurrimiento.

Básicamente el proyecto de este tipo de estructuras, debe cumplir su objetivo en forma satisfactoria y funcional al costo total mínimo.

Por lo que el dique deberá proyectarse para un máximo aprovechamiento, máxima utilización de los materiales más económicos de que se disponga, incluyendo los materiales que deben excavarse para sus cimentaciones y los de sus estructuras auxiliares. Así mismo, habrán de considerarse las necesidades de mantenimiento, de manera que la economía obtenida en el costo inicial de la -- construcción no resulte posteriormente excesivo.

Por otra parte las cortinas se construyen generalmente de tierra, enrocamiento, materiales graduados y de concreto, siendo - la más común la primera en combinación con la segunda.

En nuestro país, las cortinas de las principales presas de almacenamiento en cuanto a material de construcción se refiere, son del tipo:

a) Tierra y Enrocamiento	45%
b) Enrocamiento	25%
c) Materiales Graduados	18%
d) Concreto	12%

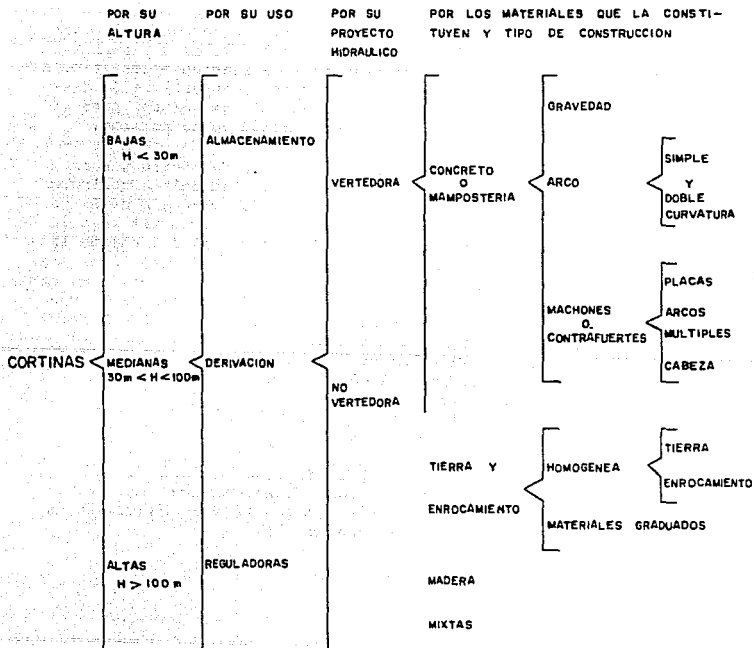
En general la selección del tipo de cortina en el sitio de construcción, involucra la factibilidad desde el punto de vista técnico, así como el costo de la erección de la obra. La factibilidad está regida por los estudios topográficos, geológicos, hidráulicos, estructurales y de resistencia de materiales, incluyendo los de mecánica de suelos y rocas, además debiendo considerar el tipo de clima.

Finalmente, terminada la fase de planeación y anteproyecto, se decide proyectar la estructura en base a un programa que incluye las diversas etapas de estudio en el campo, el procesamiento de datos en el gabinete, las investigaciones de laboratorio y - la elaboración de los planos de construcción.

II.2 CLASIFICACION DE CORTINAS

Para la clasificación de este tipo de estructuras existen diferentes criterios, pero básicamente se realiza en función de su proyecto hidráulico, materiales que la constituyen y tipo de construcción.

A continuación se presenta un cuadro sinóptico con las clasificaciones más comunes de las cortinas.



II.3 Tipos de cortinas

De acuerdo a la clasificación de las cortinas mostradas en el punto anterior, se describirán brevemente las características de este tipo de estructuras.

II.3.1 Clasificación por su altura

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

Altura estructural de cortinas de tierra, enrocamiento y materiales graduados.- La altura de cortinas de tierra y enrocamiento se define como la diferencia en elevación entre la corona de la cortina y el punto inferior en la superficie de desplante, incluyendo la trinchera principal, si existe, pero excluyendo pequeñas trincheras y zonas angostas de relleno.

Altura hidráulica de cortinas de concreto, de tierra y enrocamiento y materiales graduados.- La altura hidráulica o altura hasta la cual se eleva el agua debida a la presencia de la cortina es la diferencia en elevación entre el punto más bajo en el lecho original del río, en el plano vertical del eje de la estructura y el nivel de control más alto en el vaso. Para presas de almacenamiento sin capacidad de control, el nivel de control más alto se considerará como el nivel más alto en el vaso que pueda alcanzar sin descargas por la obra de excedencias. En presas de almacenamiento con capacidad de control, el nivel de control más alto será el correspondiente a dicha capacidad de control. El nivel de control más alto no incluirá ninguna carga por superalmacenamiento.

II.3.2 Clasificación por su uso

Las cortinas se pueden clasificar de acuerdo con la función más general que van a desempeñar, como almacenamiento, derivación o regulación, aunque puede precisarse más esta clasificación, si se consideran sus funciones específicas.

- a) Cortinas de almacenamiento. Los proyectos de abastecimiento de agua, riego e hidroeléctricos que extraen directamente el agua de una corriente, no pueden ser capaces de satisfacer las demandas de sus consumidores o -- usuarios durante los escurrimientos extremadamente bajos. La corriente que puede no llevar agua, o bien, tener escurrimientos muy pequeños de ésta durante ciertas épocas del año, con frecuencia se vuelve un impetuoso torrente después de lluvias fuertes y entonces, constituye un peligro a todas las actividades a lo largo de sus márgenes. Una cortina de almacenamiento o de consecuación, puede retener ese exceso de agua en los períodos de altos escurrimientos para su utilización durante los períodos de sequía.

Además de conservar el agua para uso posterior, el almacenamiento del agua de avenidas también puede reducir el daño de inundaciones, aguas abajo del vaso.

- b) Cortinas de derivación, se construyen con la finalidad de proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia zanjias, canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se va a usar. Se utilizan para sistemas de riego, para usos municipales, industriales, o para una combinación de los mismos.
- c) Cortinas reguladoras, se construyen para retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales.

A su vez, se dividen en dos tipos: En el primero de -- ellos, el agua se almacena temporalmente y se deja salir por una obra de toma con un gasto que no exceda de la capacidad del cauce de aguas abajo. En el otro tipo, el agua se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja infiltrar en las laderas del valle o por los estratos de grava de la cimentación; conocida también como -- de distribución o dique, porque su principal objetivo es recargar los acuíferos.

II.3.3. Clasificación por su proyecto hidráulico

Las cortinas se pueden clasificar también como vertedoras y no vertedoras.

- a) Cortinas vertedoras, se proyectan para descargar sobre sus coronas, deben estar hechas de materiales que no se erosionen tales como: concreto, mampostería, acero o madera.
- b) Cortinas no vertedoras, son las que se proyectan para que el agua no rebase su corona.

II.3.4 Clasificación por tipos de construcción y materiales que la constituyen.

La clasificación más común que se usa en la discusión de los procedimientos de construcción se basa en los materiales que conforman la estructura.

- a) Cortinas homogéneas de tierra.- El cuerpo total de la cortina está formado por tierra común, con ambos taludes protegidos por una capa de enrocamiento. La tierra se coloca en capas delgadas y se le da mecánicamente la compactación de proyecto.
- b) Cortinas homogéneas con filtros.- Tiene en la base del terraplén un filtro formado con arena bien graduada; el espesor y la longitud de este elemento son susceptibles de diseño mediante estudios del flujo en la masa de tierra.
- c) Cortinas homogéneas de enrocamiento.- En este tipo de cortina se utiliza roca de todos los tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable. La membrana puede ser una capa de material impermeable del lado del talud aguas arriba, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero, o cualquier otro dispositivo semejante; o puede ser un núcleo interior delgado de tierra impermeable.
- d) Cortinas de materiales graduados.- Este tipo de cortinas consiste en una zona central o corazón impermeable, con zonas semipermeables y permeables colocadas progresivamente hacia aguas abajo y aguas arriba desde dicho corazón. La estabilidad de estas estructuras es una función de la estabilidad de sus taludes, en las diversas condiciones de trabajo, en donde el flujo de agua a través del cuerpo de las mismas desempeña un papel sumamente importante.

- e) Cortinas de concreto del tipo de gravedad.- Es costumbre limitar el término cortina de gravedad a las cortinas masivas de concreto o mampostería, las cuales resisten al sistema de fuerzas que le son impuestas, principalmente por el peso propio de ellas mismas. Estas cortinas pueden tener planta curva o recta; la planta curva puede proporcionar algunas ventajas en lo que respecta al costo y a la seguridad.
- f) Cortinas de concreto del tipo de arco.- El término cortina de arco se usa para designar una estructura curva, masiva, de concreto o mampostería, con convexidad hacia aguas arriba, la cual adquiere la mayor parte de su estabilidad al transmitir la presión hidráulica y las cargas adicionales, por acción de arco a las superficies de la cimentación.

Estas a su vez, se pueden clasificar de varias maneras, de acuerdo a su forma en planta, elevación y secciones. Por ejemplo, una cortina de arco puede ser simétrica o asimétrica, en planta y elevación; de espesor constante o variable; centro de curvatura constante o variable; - de uno o varios centros de curvatura, etc.

- g) Cortinas de machones o contrafuertes.- Las cortinas clasificadas con esta denominación comprenden dos elementos estructurales principales; una cubierta inclinada que soporta el empuje hidráulico y machones, contrafuertes o muros que soportan la cubierta y transmiten las cargas a la cimentación a lo largo de planos verticales.

Dentro de este tipo de cortinas se puede efectuar una subclasificación haciendo referencia a la cubierta que soporta la presión hidráulica en: Cortinas de Machones y losas, Cortinas de Arcos múltiples y cortinas de machones con cabeza.

II.4 Factores que afectan la determinación del tipo de cortina.

La determinación del tipo de cortina más conveniente, para un sitio determinado, involucra la consideración de muchos factores, aun cuando, con frecuencia, para estudios preliminares se requiere la elaboración de diseños de más de un tipo, con el objeto de estimar costos y determinar el que se usará en el diseño final.

En numerosos casos, el costo excesivo de las protecciones contra las descargas del vertedor de demasías, las limitaciones en las obras de toma, y el problema de desviar la corriente durante la construcción tiene una importante influencia en la selección del tipo. En algunos casos, la selección del tipo puede también depender de la mano de obra y del equipo que se pueda disponer. -- Lo que puede ser un elemento muy importante cuando entre el factor tiempo. Lo inaccesible del lugar puede tener una influencia importante en la selección.

Los factores que generalmente tienen importancia en la determinación del tipo de cortina son los siguientes:

- a) Condiciones del sitio
- b) Condiciones climáticas
- c) Condiciones de tránsito
- d) Factores hidráulicos
- e) Aspectos legales, económicos y estéticos

La elección final del tipo de cortina se hará generalmente después de considerar estos factores. Usualmente, el factor más importante para determinar la elección final del tipo de cortina será el costo de construcción. En los párrafos siguientes se discuten los factores más importantes para la selección del tipo de cortina.

- a) Condiciones del sitio

1. Accesos al sitio

El efecto de este factor tiene una estrecha relación con la disponibilidad de materiales de construcción, para la determinación del tipo de cortina.

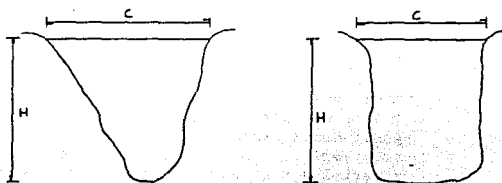
En virtud de que se elevará el costo de los materiales puestos en obra, si se quiere la construcción de caminos que permitan el acceso al sitio.

2. Topografía

La topografía, es en primera instancia la que nos define la posible elección del tipo de cortina, ya que dependerá del tipo de cañón, desfiladero o llanura por el que circule nuestra corriente. Así tendremos que una corriente angosta, corriendo entre desfiladeros de roca sugiere una presa vertedora. Las llanuras bajas, onduladas, con la misma propiedad, sugieren una presa de tierra con vertedor separado, o en su caso si tenemos un cañón angosto es factible construir una cortina en arco.

Si el costo de la obra de excedencias y de toma, no es un factor determinante para la elección del tipo de cortina y existe la disponibilidad económica y de materiales de construcción, las cortinas de tierra y materiales graduados compiten favorablemente con otros tipos posibles de cortinas.

Formas de boquilla



RELACION	TIPO DE CORTINA
$\frac{C}{H} < 4$	Arco Boveda Arco Delgado
$4 < \frac{C}{H} < 7$	Arco Grueso Arco Gravedad
$\frac{C}{H} > 7$	Tipo Gravedad Contrafuertes
C. Cuerda H. Altura	

Considerando lo anterior, se describe en seguida un criterio que es factible de utilizarse para la elección del tipo de cortina.

Las cortinas de tierra, enrocamiento y materiales graduados por lo general se pueden construir en cualquier forma de boquilla y con cualesquiera relación $\frac{C}{H}$

3. Condiciones geológicas y de cimentación.

Las condiciones de la cimentación dependen de las características geológicas, por lo que se deben efectuar investigaciones -- muy amplias, tanto de campo como de laboratorio, que nos muestren el espesor de los estratos que van a soportar el peso de la cortina, esfuerzos permisibles, características elásticas, - coeficientes de permeabilidad, profundidades de excavaciones, - relación con los estratos subyacentes, fallas, fisuras y valuación de la efectividad, tanto de consolidación como de impermeabilidad.

La cimentación limitará la elección del tipo en cierta medida, aunque estas limitaciones se modifican con frecuencia al considerar la altura de la cortina propuesta. Se discuten en seguida las diferentes cimentaciones comunmente encontradas.

- 3.1 Cimentaciones de roca sólida.- Debido a su relativa alta resistencia a las cargas y su resistencia a la erosión y filtración, presentan pocas restricciones por lo que toca al tipo de cortina que puede construirse encima de ellas. El factor decisivo será la economía que se puede obtener en los materiales o en el costo total. Con frecuencia será necesario remover la roca desintegrada y tapar grietas y fracturas con inyecciones de cemento.
- 3.2 Cimentaciones de grava.- Si está bien compactada, es buena para construir cortinas de tierra, de enrocamiento y cortinas bajas de concreto. Como las cimentaciones de grava son con frecuencia muy permeables, deben tomarse precauciones especiales -- construyendo dados efectivos o impermeabilizantes.
- 3.3 Cimentaciones de limo o arena fina.- Se pueden -- utilizar para apoyar cortinas de gravedad de poca altura si están bien proyectadas, pero no sirven para las cortinas de enrocamiento. Los principales problemas son los asentamientos, evitar las - tubificaciones, y las pérdidas excesivas por filtración y la protección de la cimentación en el -

pie del talud seco contra la erosión.

- 3.4 Cimentaciones de arcilla.- Se pueden usar para apoyar las cortinas, pero requieren de un tratamiento especial. Como pueden producirse grandes asentamientos de la cortina si la arcilla no está consolidada y su humedad es elevada, las cimentaciones de arcilla, generalmente no son buenas para la construcción de cortinas de concreto del tipo de gravedad, y no deben usarse para cortinas de escollera. Generalmente es necesario efectuar pruebas del material en su estado natural para determinar las características de consolidación y su capacidad para soportar la carga que va a sostener.

4. Materiales disponibles.

El tipo de cortina más económico, será aquel, para el que se encuentren los materiales en la cantidad y calidad necesarios dentro de un perímetro razonable, es por esto, que se requiere de la investigación previa de todos los datos que nos identifiquen la ubicación de los bancos de materiales, así como las características de los mismos. Ya que deberán aprovecharse todos los recursos locales para reducir el costo de la obra sin sacrificar la eficiencia y calidad de la estructura final.

5. Temblores.

Si una cortina queda en una área que esté sujeta a las sacudidas de los temblores, deberá considerarse en el proyecto el aumento de las cargas y de los esfuerzos. Los tipos de estructuras que mejor se adaptan a resistir las sacudidas de los terremotos sin perjudicarse, son las cortinas de tierra y las de concreto del tipo de gravedad.

b) Condiciones climáticas.

1. Efectos de clima.

El clima, cuando es muy extremo, puede tener efectos perjudiciales en estructuras muy delgadas como arcos y machones, en donde es conveniente proteger las superficies expuestas a grandes cambios de temperatura para evitar que se descascare el concreto y se reduzca la sección útil.

c) Condiciones de tránsito.

Con mucha frecuencia las presas presentan problemas de inundación en tramos de carreteras y caminos localizados dentro del vaso de almacenamiento y es indispensable su relocalización, en --

esos casos la cortina puede presentar una buena solución para cruzar el río.

Las cortinas tipos gravedad, arco grueso, tierra y materiales graduados se adaptan bien para la construcción de un camino en su corona; no así los tipos de arcos delgados y machones, en donde se deben hacer consideraciones especiales muchas veces de un costo elevado.

d) Factores hidráulicos.

Con mucha frecuencia y desde el punto de vista económico, es la obra de excedencias la estructura más importante que influye en la determinación del tipo de cortina, siguiéndole en su orden - la obra de desvío y la obra de toma.

1. Obra de desvío.

El método para desviar el escurrimiento del río durante la construcción de la cortina depende del tipo de la misma, del tipo de obras de excedencias y de toma, del flujo probable propiamente dicho y del espacio disponible en la zona de construcción.

Cuando se trate de cortinas de concreto, de gravedad y arco ya sean vertedoras o no vertedoras, y haya suficiente espacio para el equipo de construcción, con frecuencia es conveniente hacer colados por bloques y dejar pasar el flujo entre ellos, sin que tenga gran influencia el gasto máximo que brinque sobre la estructura.

En otras ocasiones es probable que el flujo pueda pasar a través de un hueco que se deje en la estructura; al igual que en cortinas de machones, el desvío se puede hacer entre ellos, y posteriormente a través de un hueco en la cubierta.

El desvío por medio de túneles construídos en las laderas de los cañones y que libren la zona de construcción pueden tener alguna ventaja en cortinas de concreto, y su uso es casi obligado en cortinas de tierra y materiales graduados.

Para cortinas de tierra y materiales graduados con mucha frecuencia hay necesidad de hacer el desvío en dos etapas.

Una primera en tajo o canal y una segunda en túneles. Los túneles de desviación se pueden usar con ventaja en la descarga de

vertedores con canal lateral y en obras de toma y de control, -- por lo que en la planeación general se debe tener en cuenta esa posibilidad.

El costo del desvío por lo general, es mayor en cortinas de tierra y materiales graduados que en cortinas de concreto, debido a la gran amplitud de la base en las cortinas primeramente señaladas.

Sin embargo, las diferencias en costo de diferentes desvíos ordinarios no son de gran importancia en la selección del tipo de -- cortina, salvo en el caso de que se tenga un río perene y muy -- caudaloso.

2. Obra de toma.

El costo de la obra de toma rara vez influye en la determinación del tipo de cortina, ya sea ésta de gravedad, machones, tierra o materiales graduados. Sin embargo, las cortinas de arco, sobre todo de arco delgado, no son ventajosas para tomas de gran tamaño o para varios huecos de toma, especialmente en zonas de grandes esfuerzos en el concreto.

Si se requiere una obra de toma de gran capacidad, al mismo tiempo que una cortina de arco, es preferible la solución a base de tunel o túneles a través de la masa de roca en las laderas.

3. Obra de excedencias.

El vertedor es un elemento vital de una cortina. Con frecuencia su tamaño y tipo y las restricciones naturales en su localización serán el factor decisivo en la elección del tipo de cortina. La capacidad del vertedor la dictan principalmente las características de escurrimiento y el gasto de la corriente, independiente de las condiciones del lugar o del tipo o tamaño de la -- cortina.

La selección del tipo específico de la obra de excedencias dependerá de la magnitud de la avenida que tenga que verterse, por lo que el vertedor podrá convertirse en la estructura dominante si la corriente es de gran potencial en su avenida; pasando entonces la elección del tipo de cortina a segundo término.

El costo de la construcción de un gran vertedor con frecuencia -- constituye una porción considerable del costo total del sistema. En estos casos, combinando la cortina y el vertedor para que -- formen una sola estructura puede resultar conveniente, y resultaría indicada la adopción de una cortina vertedora de concreto. En -- algunos casos, cuando el material excavado de los canales del ver-

tedor separado se puede utilizar en la cortina de tierra, este tipo puede resultar ventajoso. El que sea necesario un vertedor de demasias pequeño, con frecuencia favorece la selección de los tipos de cortinas de tierra o de enrocamiento, aún en lugares an gustos.

La conveniencia o costumbre de construir vertedores de demasias de concreto sobre cortinas de tierra o de roca ha disminuido por las especificaciones más conservadoras que deben emplearse y el mayor cuidado que debe tenerse en prevenir las fallas. Los problemas inherentes asociados con estos proyectos son: Asentamientos desiguales de la estructura debido a consolidaciones diferenciales del terraplen y de la cimentación, después de que se aplican las cargas del vaso, la necesidad de precauciones especiales para impedir el agrietamiento del concreto o la abertura de las juntas que podrían permitir filtraciones del canal al terraplen, con la correspondiente tubificación o deslave del material circundante; y los retrasos en la construcción por la necesidad de haber completado y madurado la cortina antes de comenzar la construcción del vertedor. La consideración de los factores anteriores, asociados con el aumento de los costos que provienen del -- aumento de la seguridad de los detalles de construcción, como el aumento arbitrario del espesor de los revestimientos, aumentos en el acero de refuerzo, dentellones, tratamiento de las juntas, drenaje, precargado, han tenido por resultado generalmente la se lección de otras alternativas para el proyecto de los vertedores de demasias, como la colocación de la estructura sobre o a través del material natural de los arranques de la cortina o debajo de la cortina como un conducto.

En las cortinas tipo gravedad y de machones con placas con facilidad se pueden adaptar vertedores de demasias que viertan por encima de ellas, incluso para gastos de gran consideración; en cambio las cortinas tipo arco, vertedoras, se limitan a pequeños gastos y con caídas reducidas.

Las cortinas de machones y placas no se adaptan bien para vertedores controlados con compuertas radiales de grandes dimensiones aun cuando pueden serlo para compuertas relativamente pequeñas. Las cortinas de machones con arcos múltiples no son muy favorables para ser vertedoras, debido a la dificultad de acondicionar el cimacio del vertedor.

Los vertedores con canal lateral y descarga en tunel en la ladera son adaptables a cualquier tipo de cortina. Cuando se requieren vertedores de gran capacidad y donde el agua adquiere altas velocidades, es recomendable que la descarga sea en canal abierto, razón por la cual resulta favorable la solución de cortinas gravadas y de machones y placas, vertedoras.

e) Aspectos legales, económicos y estéticos.

1. Aspectos legales.

Dentro del marco legal, la explotación, uso y aprovechamiento de los recursos hidráulicos; en nuestro país, está regido por la ley federal de aguas, que en su capítulo II, artículo 5° de la fracción I a la XI, se indica que son aguas propiedad de la nación: Las de los mares territoriales en la extensión y términos que fije el derecho internacional; las aguas marinas interiores; las de las lagunas y esteros que se comuniquen permanentemente o intermitentemente con el mar; las de los lagos interiores de formación natural que estén ligados directamente a corrientes constantes; las de los ríos y sus afluentes directos o indirectos, desde el punto del cauce en que inicien las primeras aguas permanentes, intermitentes o torrenciales, hasta su desembocadura en el mar, lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional; las de las corrientes constantes o intermitentes y sus afluentes directos o indirectos en toda su extensión o en parte de ellas, sirva de límite al territorio nacional o a dos entidades federativas; las de los lagos, lagunas o esteros cuyos vasos, zonas o riveras estén cruzados por línea divisoria de dos o más entidades o entre la república y un país vecino; las de los manantiales que broten en las playas, zonas marítimas, cauces, vasos o riveras de los lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional; las que se extraigan de las minas; las que corresponden a la nación en virtud de tratados internacionales; y las aguas del subsuelo.

En tal virtud, la planeación integral del aprovechamiento de estos recursos es de carácter nacional y solamente tiene sentido, si se efectúa técnica y jurídicamente; así, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, es la dependencia administrativa del gobierno federal facultada legalmente para regular y controlar la explotación, uso o aprovechamiento de las aguas propiedad de la nación, ya sea que se realicen por otras dependencias organismos descentralizados, empresas de participación estatal y demás instituciones paraestatales, gobiernos de los estados, ayuntamientos, o por ejidos, comunidades y particulares.

2. Aspecto económico.

Considerando el objeto para el que va a servir una presa, con -- frecuencia se deduce el tipo más adecuado, como ejemplo, cuando su función principal es proporcionar un almacenamiento continuo y seguro de agua para riego, energía eléctrica o uso doméstico; para controlar las avenidas por detención; para regular el gasto de las corrientes; o para que sirva de presa de derivación o levantadora sin almacenamiento.

Pocos lugares existen en lo que es imposible construir una presa que sea segura y útil, pero en muchos casos las condiciones que prevalecen en el emplazamiento aumentan el costo hasta sobre pasar el gasto justificable. Los resultados de las búsquedas de emplazamientos favorables determinan con frecuencia si un proyecto se puede construir a un costo proporcional a los beneficios que se pueden obtener del mismo.

Existen procedimientos para valorizar los beneficios obtenidos -- de la energía, de la irrigación o del abastecimiento del agua; -- estos procedimientos están menos definidos en el control de avenidas; y no existe un procedimiento satisfactorio para medir el valor de los proyectos para recreo.

La justificación de una obra para recreo debe basarse en una comparación de la población que resulte beneficiada, la ubicación -- de otros proyectos de la misma clase, y en la tendencia de crecimiento en el distrito (apreciativa y depreciativa), todo en relación con el costo del proyecto y del dinero disponible.

3. Aspecto estético.

En general, todos los tipos de estructuras deben tener una apariencia terminada, de trabajo hecho por el hombre, compatible -- con la función que va a desempeñar. El alineamiento y textura de las superficies acabadas debe de ser fiel a los requisitos de -- proyecto y estar exento de irregularidades desagradables. Las -- consideraciones estéticas pueden tener una gran importancia en -- la selección del tipo de estructura, especialmente en aquellas -- que se van a usar para recreo.

II.5 Capacidades en cortinas de almacenamiento.

Cuando se puede disponer de una capacidad de almacenamiento relativamente grande levantando un poco la altura de la cortina arriba del nivel normal y esto se puede hacer económicamente, una -- porción del volumen de la avenida se puede retener temporalmente en el vaso, en el espacio de sobrecarga y la capacidad del vertedor se puede reducir considerablemente. Si una cortina pudiera -- hacerse suficientemente alta con espacio suficiente para almacenar todo el volumen de la avenida, arriba del nivel normal de almacenamiento, teóricamente no necesitaría más vertedor que uno -- del tipo de emergencia, siempre que la capacidad de la obra de -- toma pudiera evacuar el almacenamiento de sobrecarga en un tiempo razonable, en previsión de que se repita la avenida.

En este caso, el nivel máximo del vaso dependería completamente del volumen de la avenida y su gasto no tendría ninguna importancia. Bajo un punto de vista práctico, sin embargo, existirán relativamente emplazamientos que permitan almacenar por completo -- una avenida de proyecto en el almacenamiento de sobrecarga. Estos emplazamientos, generalmente, quedarían fuera del cauce de -- la corriente.

Por consiguiente, cualquiera que sea la capacidad de un vaso o -- el uso final del agua, la función principal de un almacenamiento es estabilizar el escurrimiento del agua, ya sea regulando un -- abastecimiento variable en una corriente natural, o mediante la satisfacción de una demanda variable para los consumidores finales.

El método de operación de un vaso de uso múltiple no debe cambiarse arbitrariamente sin tomar en cuenta el efecto del cambio en la operación de la presa y sobre el nivel máximo del agua -- que resultará, en caso de que ocurra la avenida de proyecto.

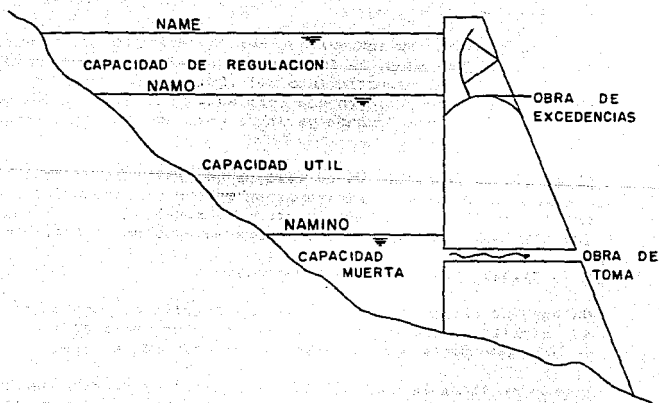
II.5.1 Capacidad de aprovechamiento

Un vaso de almacenamiento cumple una función de regulación, esto es, permite almacenar los volúmenes de agua que escurren en exceso para que pueda aprovecharse cuando ésta sea escasa.

Cuando se lleva la contabilidad de los volúmenes almacenados el objetivo es disponer de información estadística que permita definir políticas de operación a corto plazo y adaptar o mejorar las políticas diseñadas para la operación a largo plazo.

La simulación de la evolución de los niveles en el vaso, se realiza durante el proceso de diseño. Se utiliza fundamentalmente - para seleccionar los niveles característicos de la presa: **NAMINO** (nivel de aguas mínimas de operación), **NAMO** (nivel de aguas máximas de operación) y **NAME** (nivel de aguas máximas extraordinarias) que resulten más adecuadas (Fig. II.1).

Figura II.1. Componentes de un vaso.



La capacidad de un vaso de forma regular puede calcularse con -- las formulas para los volúmenes de sólidos. La capacidad de los vasos en sitios naturales generalmente deben determinarse por medio de levantamientos topográficos. Una curva de áreas-elevaciones (figura II.2), se construye planimetreando el área comprendida dentro de cada curva de nivel del sitio del vaso de almacenamiento. La integral de la curva áreas-elevaciones, es la curva - de elevaciones o alturas-capacidades o curva de capacidades del vaso.

El incremento de almacenamiento entre dos alturas o elevaciones, generalmente se calcula como el promedio de las áreas en las dos elevaciones por la diferencia de elevaciones. La suma de estos - incrementos abajo de cualquier elevación, es el volumen almacenado abajo de ese nivel.

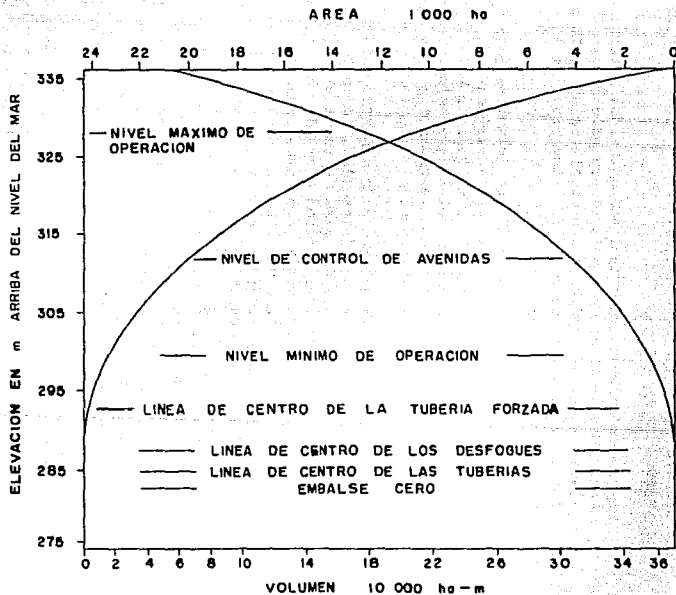
El nivel normal de almacenamiento (NAMO) es la elevación máxima a la cual la superficie del vaso subirá durante las condiciones ordinarias de funcionamiento u operación. Para la mayoría de -- los vasos de almacenamiento, el almacenamiento está definido por la elevación de la cresta del vertedor o por la parte superior de las compuertas del vertedor.

El nivel mínimo de almacenamiento o NAMINO (nivel de aguas mínimas de operación), es la mínima elevación a la cual se trabajará el vaso en condiciones normales. Este nivel puede fijarse por - la elevación de la obra de toma o salida más baja en la presa, - ya sea para el abastecimiento de agua para usos municipales o de riego, o en el caso de vasos de almacenamiento para generación - de energía hidroeléctrica, tomando cuenta las condiciones de - la eficiencia de operación para las turbinas.

El volumen de almacenamiento entre el nivel mínimo y el normal - se llama almacenamiento útil. El agua retenida abajo del almacenamiento mínimo normalmente es el almacenamiento muerto. En los vasos de propósito múltiple, el abastecimiento útil puede subdividirse en almacenamiento para conservación y en almacenamiento para control de avenidas, de acuerdo con el plan de operación -- que se adopte.

Durante las avenidas, las descargas sobre el vertedor de demasias pueden hacer que el nivel del agua suba arriba del nivel -- normal de almacenamiento. Este superalmacenamiento, normalmente no se controla, es decir, sólo existe cuando esta presentándose

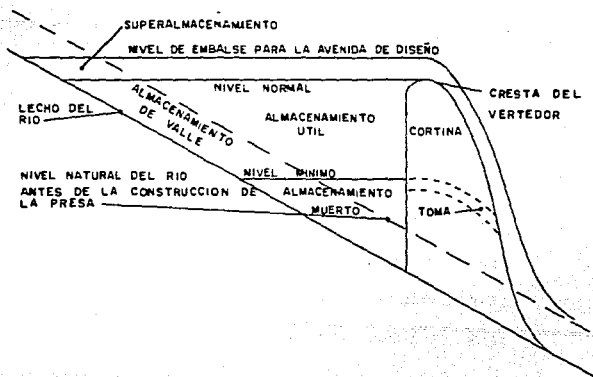
Figura II. 2. Curvas de alturas-capacidades y alturas-áreas para el vaso Cherokee en el río Holston, Tennessee.



una avenida y no puede almacenarse o retenerse para uso posterior.

Los bancos o bordos del vaso, generalmente son permeables y el agua penetra al suelo cuando el vaso se llena y se drena cuando el nivel del agua es bajo. Este almacenamiento de bancos aumenta efectivamente la capacidad del vaso arriba de la indicada por la curva de elevaciones-capacidades. La cantidad o magnitud del almacenamiento de bancos depende de las condiciones geológicas y puede llegar a ser o representar cierto volumen del vaso. El agua en un cauce de una corriente natural ocupa un volumen variable de almacenamiento de valle. El incremento neto de la capacidad de almacenamiento que resulta o se produce por la construcción de un vaso, es igual a la capacidad total menos el almacenamiento natural del valle. Esta distinción no tiene importancia en los vasos para conservación, pero desde el punto de vista del control de avenidas, el almacenamiento efectivo en el vaso es el almacenamiento útil más el superalmacenamiento, menos el almacenamiento natural de valle que corresponde al ritmo de las aportaciones al vaso. (Fig. II.3).

Figura II.3 Zonas de almacenamiento en un vaso.



El análisis anterior ha considerado que la superficie del agua - en el vaso esté a nivel. Esta es una consideración razonable para muchos vasos pequeños y profundos. Sin embargo, en la práctica cuando hay un escurrimiento pasando por la presa, debe haber cierta pendiente de la superficie del agua que cauce dicho escurrimiento. Si el área de la sección transversal del vaso es grande en comparación con el ritmo del escurrimiento, la velocidad será pequeña y la pendiente de la línea del gradiente hidráulico será muy plana.

En vasos relativamente superficiales o poco profundos y estrechos, la superficie del agua en los altos escurrimientos, puede apartarse considerablemente de la horizontal.

Para simular el funcionamiento de un vaso se utiliza la ecuación de continuidad; para un intervalo ΔT se expresa:

$$E - S = \Delta V \quad (\text{II.1.})$$

Donde:

E Volumen de agua que entra al vaso durante el intervalo considerado.

$$E = \text{ICP} + \text{IT} + \text{VLL} \quad (\text{II.2.})$$

Donde:

ICP Escurrimientos generados por la cuenca propia.

IT Entradas por transferencias por otras cuencas.

VLL Volumen de lluvia en el vaso.

S Volumen que sale del vaso durante el mismo intervalo

$$S = \text{VDEM} + \text{VEVA} + \text{VINF} + \text{DERR} \quad (\text{II.3.})$$

Donde:

VDEM Volumen extraído para satisfacer la demanda.

VEVA Volumen evaporado.

VINF Volumen infiltrado.

DERR Volumen derramado.

ΔV Variación del volumen almacenado.

En la simulación se utilizan, generalmente, intervalos de un mes; pero si los vasos son muy grandes, con capacidad de regulación interanual, pueden utilizarse intervalos mayores, hasta de un -- año; en cambio en vasos de muy poca capacidad de regulación, el intervalo se reduce a una semana o un día.

La determinación de la capacidad necesaria para un vaso fluvial, generalmente se llama estudio de operación y esencialmente es una simulación de la operación del vaso para un período de tiempo de acuerdo con un grupo de reglas adoptadas.

La simulación del funcionamiento de un vaso puede ser a partir de condiciones históricas si se cuentan con datos de más de 15 años o a partir de registros hidrológicos sintéticos, los cuales se definen como aquellos que tienen la misma probabilidad de ocurrir que el registro histórico. Pero la práctica moderna favorece el empleo de un registro sintético largo, en virtud que con los datos sintéticos es posible estimar el grado de aprovechabilidad de los vasos de almacenamiento de varias capacidades.

Cuando se van a analizar datos sintéticos de gran longitud, están indicados o son convenientes los análisis con computadora y comunmente se usa el algoritmo del pico o máximo secuente. Los valores de la suma acumulativa de las aportaciones, menos las extracciones (incluyendo la evaporación promedio y las filtraciones), son calculados. El primer pico (máximo local de la aportación neta acumulada) y el pico secuente próximo (pico próximo siguiente que es mayor que el primer pico) son identificados (figura II.4). El almacenamiento necesario para el intervalo es la diferencia entre el pico inicial y la depresión o sima más baja en el intervalo. El proceso se repite para todos los casos, en el período en estudio y se determina el valor más grande o máximo del almacenamiento necesario.

Una curva masa (o diagrama de Rippl) es una representación acumulativa de la aportación neta al vaso. En la fig. II.5 se muestra una curva-masa para un período de 4 años. La pendiente de la curva-masa en cualquier tiempo, es una medida de la aportación en ese tiempo. Las curvas de demanda que representan un ritmo o gasto uniforme de demanda son líneas rectas. Las líneas de demanda -

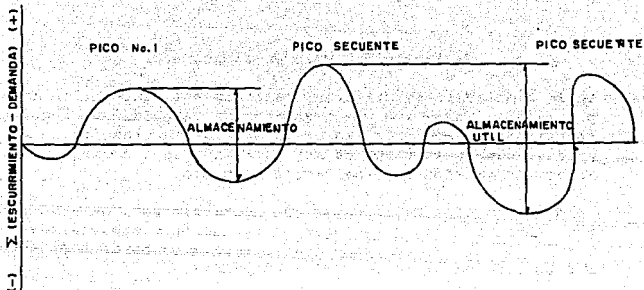


Figura II.4 Algoritmo del pico secuente.

trazadas como tangentes en los puntos altos de la curva-masa -- (A,B) representan gasto de extracciones del vaso. Considerando -- que el vaso este siempre lleno cuando una línea de demanda corte a la curva-masa, la desviación máxima entre la línea de demanda y la curva-masa representan a la capacidad del vaso necesaria para satisfacer la demanda. La distancia vertical entre tangentes sucesivas representa el agua vertida por la obra de excedencias. Si la demanda no es uniforme, la línea de demanda se vuelve una curva (realmente una curva-masa de demanda), pero el análisis no cambia. Sin embargo, es esencial que la línea de demanda para -- una demanda que no sea uniforme, coincida cronológicamente con la curva-masa, es decir, la demanda de junio debe coincidir con la aportación de junio, etc.

Así, al simular el funcionamiento del vaso, se pueden presentar periodos en que el almacenamiento sea insuficiente para cubrir -- la demanda, lo cual ocurre sí:

- El nivel del agua es menor que el de la obra de toma para riego y por lo tanto, no es posible utilizar el agua.
- Se prevén pequeñas aportaciones futuras y por tanto, es conveniente almacenar agua para prevenir déficits mayores en el futuro.
- En el caso de plantas hidroeléctricas, existe un nivel -- bajo del cual no es conveniente utilizar el agua para ge

neración de energía, ya que la eficiencia de las turbinas disminuye considerablemente o se pondrían en peligro.

Por el contrario en ocasiones el volumen que ingresa en el vaso rebasa la capacidad de regulación, siendo necesario desalojar - el sobrante por la obra de excedencias, hasta disponer de un volumen que permita controlar futuras avenidas. Se entiende que en un aprovechamiento hidroeléctrico se ha tratado de generar a ple na carga antes de derramar.

Las restricciones anteriores se toman en cuenta estableciendo un nivel de aguas mínimo de operación (NAMINO) tal que cuando el nivel del vaso es menor, el gua no debe ser utilizada, y un nivel de aguas máximo de operación (NAMO) que no debe rebasarse durante la operación normal de la presa. En ocasiones es conveniente establecer diferentes NAMO para las distintas épocas del año, según la probable ocurrencia de avenidas importantes que pudieran poner en peligro la presa.

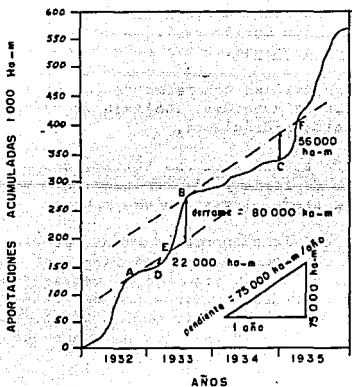


Figura II.5. Empleo de una curva masa para determinar la capacidad de vaso necesaria para dar un rendimiento especificado.

II.5.2 Capacidad de sobrealmacenamiento.

Por sobrealmacenamiento se entiende el volumen retenido para regulación de avenidas expresado en millones de M^3 , y es el volumen comprendido entre NAMO (nivel de aguas máximas de operación) y el NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias) y sólo existe cuando está presentándose una avenida y no puede almacenarse o retenerse para uso posterior.

En general, el ingeniero proyectista debe ser sumamente cauteloso al valorar este sobrealmacenamiento, ya que de ello depende la seguridad tanto de la presa como de las vidas humanas y de los bienes materiales. En virtud de que si llegara a presentarse una avenida mayor que la supuesta, el nivel del agua sobrepasaría la elevación de la corona de la cortina, provocando graves daños a la misma si esta es de tierra, enrocamiento o materiales graduados.

De lo anterior se desprende, la importancia de conocer la evolución de los niveles del agua para confirmar si la regla de operación seleccionada (política de salidas por la obra de excedencias y obra de toma) es adecuada. Así como la de dimensionar la obra de excedencias durante la etapa de estudios y proyecto y fijar altura de cortina, dimensionar las obras de desvío y altura de ataguías, razón por la cual, es necesario aplicar un estudio de tránsito de avenidas, a través del embalse.

Este método se utiliza generalmente en proyectos de almacenamiento, predicción de avenidas, análisis de cuencas y estudios sobre aprovechamientos hidráulicos.

El tránsito de avenidas es una técnica que se emplea para conocer el cambio de forma y el desplazamiento en el tiempo del hidrograma de entrada al vaso de una presa.

A diferencia del funcionamiento de un vaso, en el tránsito de -- una avenida no se consideran variables como la evaporación y la infiltración, ya que su magnitud es varias veces inferior al volumen de las entradas o salidas por escurrimiento; esto puede -- apreciarse comparando el intervalo de tiempo que se emplean en el tránsito de avenidas (horas) con el que se usa en el funcionamiento de un vaso (un mes).

El cálculo teórico es extremadamente difícil cuando se aplica a las condiciones complejas que se encuentran en los cauces naturales. Por lo que se ha hecho necesario el empleo de una solución basada en el principio de continuidad aplicada a un tramo corto al cauce de la corriente. Este principio es el siguiente:

$$I - O = \Delta V / \Delta t \quad (II.4.)$$

Donde:

I Gasto de entrada al vaso.

O Gasto de salida del vaso.

$\Delta V/\Delta t$ Variación del almacenamiento V en el tiempo t

Para resolver la ecuación anterior se puede utilizar el siguiente esquema de diferencias finitas.

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad (II.5.)$$

Donde:

Δt Intervalo de tiempo seleccionado para efectuar los cálculos del tránsito.

i, i+1 Subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo Δt , respectivamente.

Para seleccionar el intervalo de tiempo Δt , que nos proporcione confiabilidad en la precisión de los cálculos, es conveniente utilizar un intervalo pequeño, por lo que se sugiere:

$$\Delta t \leq 0.1 t_p$$

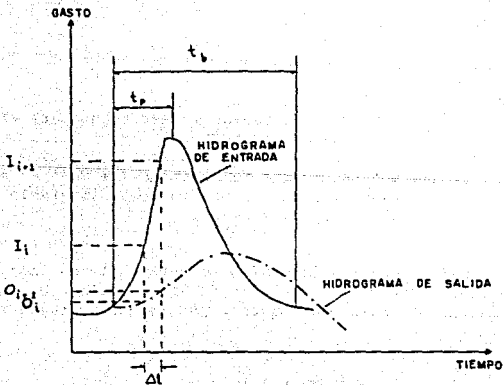
Donde:

t_p Es el tiempo de pico del hidrograma de entrada --
(figura II.6).

Sólo en casos excepcionales, por ejemplo, en hidrogramas donde el cociente del tiempo base (t_b) entre el de pico (t_p) sea próximo a 2, Δt podrá tomarse mayor que el indicado anteriormente y su valor puede ser:

$$\Delta t = 0.3 t_p$$

Fig. II.6 Hidrogramas de entrada y salidas por el vaso de una presa.



La ecuación (II.5.) puede expresarse también de la forma siguiente:

$$I_i + I_{i+1} + \frac{2V_i}{\Delta t} - O_i = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1} \quad (\text{II.6.})$$

y que para su solución se requiere de establecer una relación en el almacenamiento y gastos de salida, para lo cual es necesario manejar dos tipos de curvas; la de elevaciones-volúmenes de almacenamiento del vaso y la de elevaciones-gastos de salida por la obra de excedencias.

La primera curva se obtiene a partir de los planos topográficos del vaso; la segunda, si se trata de un vertedor de cresta libre, es simplemente la curva de descarga de esa obra de excedencias. Cuando el vertedor es de cresta controlada, la relación elevación-gasto de salida estará dada por las reglas de operación de compuertas utilizadas. Por otro lado, habrá que incluir dentro de los gastos de salida las extracciones que se hagan por la obra de toma.

Mediante estas dos curvas se puede conocer, para cada volumen almacenado en la presa, la elevación del agua y con ésta el gasto de salida, y de ahí la relación volumen de almacenamiento-gasto de salida.

Para realizar un tránsito de avenidas en vasos, que nos permita conocer la capacidad de sobrealmacenamiento, existen muchos procedimientos, de los cuales aquí se describen dos: Uno semigráfico y otro numérico; para ambos se requiere:

- a) Hidrograma de entrada.
- b) Elevación del nivel de agua en el vaso en el instante en que empieza a llegar a la presa la avenida correspondiente al hidrograma del inciso (a).
- c) Gasto de salida por el vertedor en el instante en que empieza el hidrograma del inciso (a).
- d) Gasto de salida por la obra de toma.
- e) Curva elevaciones-volúmenes de almacenamiento.
- f) Curva elevaciones-gastos de salida de la obra de excedencias.

Por precisión, rapidez y flexibilidad en los cálculos conviene utilizar el método numérico con ayuda de una calculadora programable o computadora digital. El método semigráfico se puede utilizar cuando no se disponga de la ayuda electrónica mencionada.

Método semigráfico.

Para utilizar este método es necesario hacerlo con detenimiento, ya que el error de lectura en las figuras es acumulativo. Su aplicación requiere fijar de antemano la curva elevaciones-gastos de salida por la obra de excedencias, por lo que no es utilizable cuando se seleccione una política de operación compleja. (COMPUERTAS).

Para emplear el método se asocian los valores de $\left(\frac{2V_i}{\Delta t} + O_i\right)$ contra O_i y se traza una curva como la de la figura II.7. Para obtener esta gráfica se puede escoger como elevación inicial el nivel más bajo del vaso, por ejemplo, la elevación de la cresta del vertedor y calcular $h_{i+1} = h_i + \Delta h$ y considerando $\Delta h \leq \frac{1.2 \Delta t}{10}$, donde Δt puede ser la altura de la presa o la diferencia entre la elevación de la cresta del vertedor y el NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias). A continuación se describen los pasos para obtener dicha gráfica:

1. Se determina un intervalo de tiempo Δt y se fija un valor cualquiera de h_i en el vaso, mayor que H.
2. Con h_i en la curva elevaciones-volúmenes de almacenamiento se obtiene V_i .
3. De la curva elevaciones-gastos de salida de la obra de excedencias, se obtiene el O_e correspondiente a la h_i del paso 1.
4. Se calcula $O_i = O_e + O_t$, donde O_t es el gasto de salida por la obra de toma.
5. Se calcula $\frac{2V_i}{\Delta t} + O_i$
6. Para definir adecuadamente la figura II.7, se regresa al paso 2 tantas veces como sea necesario.
7. Se dibuja la curva de $\frac{2V_i}{\Delta t} + O_i$ contra O_i . (figura II.7).

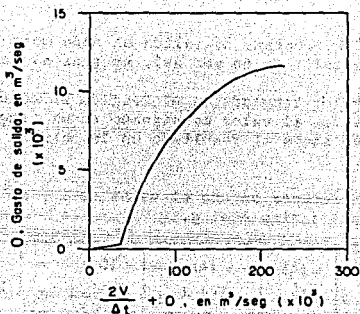


Figura II.7 Curva $\frac{2V}{\Delta t} + O$ contra O (Método Semi gráfico).

Por otra parte de la ecuación II.6 en la cual se desconocen los valores de O_{i+1} y V_{i+1} . Los cálculos del tránsito de la avenida se efectúan de la siguiente manera. (Tabla II.1).

- Columna 1 se selecciona adecuadamente Δt .
- Columna 2 y 3 son conocidos los valores de i e I_i .
- Se calculan las sumas de $I_i + I_{i+1}$ y se anotan sus valores en la columna 4.
- El valor del primer renglón de la columna 5 se conoce por los datos iniciales.
- Para el renglón i se suman los valores de las columnas 4 y 5, y se anota su valor en la columna 6.
- De la figura II.7 (que se obtuvo para el problema en estudio) con el valor anotado en el renglón i , columna 6, se obtiene en el eje vertical el valor de la descarga O_{i+1} , la que se anota en ese mismo renglón columna 7.

- g) Si el hidrograma de salida ha sido generado, se termina el cálculo; de no ser así, se pasa al siguiente paso.
- h) Del valor tabulado en el renglón i , columna 6, se resta dos veces el valor consignado en el renglón i , columna 7 y se anota el resultado en la columna 5 en el renglón $i+1$.
- i) Se incrementa en uno el valor de i y se repiten los pasos del inciso e al g.

(1) Tiempo	(2) i	(3) I_i	(4) $I_i + I_{i+1}$	(5) $\frac{2V_{i+1} - O_{i+1}}{\Delta t}$	(6) $\frac{2V_{i+1} + O_{i+1}}{\Delta t}$	(7) O_{i+1}
t_1	1	I_1	$I_1 + I_2$			
t_2	2	I_2	$I_2 + I_3$			
t_3	3	I_3	$I_3 + I_4$			
...			
...			
t_n	n	I_n	$I_n + I_{n+1}$			

Tabla II.1 Guía para tabular los valores obtenidos al realizar el tránsito de avenidas por un vaso, utilizando el método semigráfico.

Método numérico.

Los datos de las curvas elevaciones-volúmenes de almacenamiento y elevaciones-gastos de salida se deben dar por pareja de valores entre las cuales se hacen interpolaciones lineales para obtener valores intermedios.

Este método es rápido y permite considerar diferentes curvas elevaciones-gastos de salida complicadas, si fuera necesario como podrían ser las reglas de operación de compuertas si el vertedor es de cresta controlada.

Si se desea valuar con mayor precisión el gasto de salida O_{i+1} , el número de iteraciones puede aumentarse ($K > 3$), aunque 3 ya se considera suficiente.

Se resuelve la ecuación II.6 utilizando el procedimiento de aproximación mediante una calculadora programable o computadora digital.

El procedimiento consiste, previa selección de Δt , en:

- a) Se conocen V_i , I_i , I_{i-1} , O_{ei} , h_i , O_t (para $i = 1$ -- son los datos iniciales) y se toma $O_{i+1} = O_{ei} + O_t$ y $K=0$
- b) Se calcula V_{i+1} de la ecuación II.6.
- c) Con V_{i+1} se obtiene de la curva elevaciones-volúmenes de almacenamiento la elevación h_{i+1} .
- d) Con h_{i+1} , utilizando la curva elevaciones-gasto de salida de la obra de excedencias, se obtiene O_{ei+1} ; se calcula $O_{i+1} = O_{ei+1} + O_t$
- e) Se hace $K=K+1$ y si $K < 3$ se regresa al inciso b), de otro modo, se continúa con el siguiente inciso.
- f) El valor de O_{i+1} corresponde al gasto de salida del intervalo del tiempo en cuestión.
- g) Se toma $i=i+1$ y se regresa al inciso a) tantas veces como se requiera para definir el hidrograma de salida.

II.5.3. Capacidad de Azolves.

Se acostumbra denominar "Capacidad de Azolves", C_z a la necesaria para retener los azolves que lleguen al vaso de la presa y sedimenten durante la "vida útil" de la misma.

La cantidad anual que se va a depositar de sedimento se debe determinar para tener la seguridad de que se deja suficiente volumen de almacenamiento de azolves en el vaso, de manera que las funciones útiles del vaso no desmerezcan por el depósito de sedimentos dentro de la vida útil de la obra o del período que se ha considerado para hacer su análisis económico, digamos de 50 ó 100 años.

El suelo es removido constantemente de la superficie de la tierra y transportado aguas abajo por los ríos hasta que se depósita finalmente en los lagos, estuarios y océanos. Dado que el agua es uno de los principales agentes de la erosión y el vehículo principal de transporte del material erosionado, este proceso es de gran interés para el hidrólogo. El interés principal en hidrología son las tasas de transporte y las tasas de deposición en embalses, puertos y estuarios, así como los medios para controlar la erosión en los sitios donde se produce, tanto para conservar el suelo en su sitio, como para minimizar la acumulación en embalses y puertos.

Una corriente de erosión puede mover el material de su cauce o de sus bancos de varias maneras.

- a) Levantamiento directo.- Como se ha visto, en el flujo turbulento el agua se desplaza a lo largo de caminos no paralelos al fondo. El agua se remolina y da vueltas y si un remolino es suficientemente poderoso, desaloja partículas del cauce y las levanta dentro de la corriente.
- b) Abrasión.- Las partículas sólidas transportadas por una corriente pueden actuar por si mismas como agentes erosivos, puesto que son capaces de desgastar el lecho o los fragmentos más grandes del fondo de la corriente.
- c) Impacto.- El impacto de las partículas grandes contra el lecho o contra otras partículas hace saltar fragmentos que se suman a la carga de la corriente.
- d) Solución.- Resulta también algo de erosión de la solución de los escombros y de las rocas del fondo del cauce en el agua de la corriente. Sin embargo, la mayor parte de la materia disuelta transportada por una corriente es probablemente una contribución del agua del subsuelo que drena sobre ella.
- e) Cavitación.- A velocidades muy altas, de unos 7 a 9 metros por segundo, entra en juego un proceso erosivo altamente efectivo, conocido como cavitación. La cavitación se refiere al colapso repentino de las burbujas de vapor en el agua de una corriente.

Hemos visto que, siendo iguales otros factores, cuanto más grande es la velocidad de una corriente, mayor es su poder erosivo. Es claro, entonces, que la fuerza erosiva más grande (y el mayor transporte) de cualquier corriente tiene lugar durante la época de las avenidas.

Existen un gran número de factores que nos determinan -- las tasas de erosión. Los más importantes son: El régimen de lluvias, la cobertura de vegetal, el tipo de suelos y la pendiente del terreno.

El material que una corriente levanta directamente de su propio cauce o que es aportada por el deslave de una ladera, por sus tributarios o por el movimiento de masa, se mueve corriente abajo hacia su meta eventual.

Hay tres maneras mediante las cuales puede transportar -- una corriente material:

- 1) Por solución.- En la naturaleza ningún agua es completamente pura, debido a la cantidad de materia disuelta la cual varía de acuerdo al clima, la estación y la ubicación geológica y se mide en términos de partes de materia disuelta por millón de partes de agua.
- 2) En suspensión.- Las partículas de materia sólida que son barridas por la corriente turbulenta de un río constituyen el material en suspensión. Este proceso de transporte está controlado por dos factores: Uno debido a la turbulencia del agua y el otro a una característica conocida como velocidad terminal de cada grano individual, esto es, que si dejamos caer un grano de arena en un estanque tranquilo se asentará hacia el fondo a una velocidad siempre creciente hasta que la fricción del agua sobre el -- grano equilibre este grado de incremento; después se asentará el grano a una velocidad constante, que es su velocidad terminal. Si se introduce una fuerza que iguale o exceda a la velocidad terminal del grano, lograremos mantenerlo en suspensión; esta fuerza es proporcionada por la turbulencia del agua.

- 3) Carga de Fondo o carga del Lecho.- Los materiales que se mueven a lo largo del fondo de una corriente constituyen la carga de fondo de dicha corriente, en contraste con la carga suspendida y la carga en solución. Puesto que es difícil observar y medir el movimiento de la carga de fondo. Las partículas de la carga de fondo se mueven hacia adelante de tres maneras: Por saltación, rodamiento o deslizamiento.

Para la medición del transporte de sedimentos en solución y en suspensión, es necesario contar con un toma muestras manual, este medidor consiste en un cuerpo aerodinámico con una botella de vidrio para contener las muestras; un conducto permite la salida del aire a medida que el agua llena la botella y controla la velocidad de entrada.

Las muestras de sedimentos recogidas se filtran y el sedimento se seca. La relación entre el peso seco de sedimentos y el peso total de la muestra es la concentración de sedimentos, que se expresa generalmente en partes por millón.

Las medidas del transporte de sedimentos, lo mismo que las mediciones de caudal, producen solamente lecturas ocasionales de la tasa de transporte. Las curvas de calibración de sedimentos, que relacionan las tasas de transporte en suspensión con los caudales (figura II.8), se utilizan frecuentemente para obtener estimativos del transporte en días para los cuales no se hicieron mediciones.

La relación entre el azolve total acarreado Q_s y el escurrimiento fluvial, con frecuencia se representa en papel logarítmico -- (figura II.8), que puede expresarse matemáticamente con una ecuación de la forma.

$$Q_s = k Q^n \quad (II.7.)$$

Donde:

n varía comúnmente entre 2 y 3.

k es el punto donde Q vale uno, que generalmente es -- bastante pequeño.

El transporte total de sedimentos puede estimarse mediante la adición de una cantidad conveniente al acarreo del sedimento en suspensión, para así tomar en cuenta la contribución de la carga de fondo o lecho.

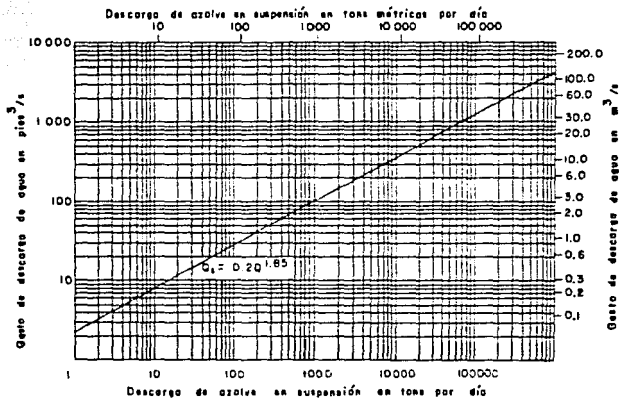


Figura II.8 Curva de calibración de sedimentos para un río.

Para la tasa media anual de transporte en suspensión Q_s en toneladas, como una función del caudal medio anual en pies cúbicos - por segundo, para varios tipos de cobertura vegetal, se tiene la siguiente ecuación:

$$Q_s = a Q^n \quad (\text{II.9.})$$

En la siguiente tabla (II.2) se dan los valores para a y n .

Cobertura vegetal	n	a	
		Para Q_s en toneladas	Para Q_s en toneladas métricas.
Variada, de hoja ancha coníferas	1.02	117	106
Floresta conifera y pastos altos.	0.82	3 523	3 196
Pastos bajos y arbustos	0.65	19 260	17 472
Desierto y arbustos	0.72	37 730	34 228

Tabla II. 2 Valores de a y n en la ecuación II.9

La velocidad de asentamiento de las partículas en suspensión en agua tranquila está aproximadamente dada por la ley de Stokes - como:

$$v_s = \frac{2(P_p - P) g r^2}{9 u} \quad (\text{II.10.})$$

Donde:

P_p Densidad de las partículas

P Densidad del fluido

r Radio de la partícula

u Viscosidad absoluta del agua

Esta ecuación es adecuada para partículas entre 0.0002 y 0.2 milímetros de diámetro.

El cálculo del transporte de material del lecho se realiza mediante la ecuación clásica de Du Boys.

$$G_i = \gamma \frac{I_o}{W} (\tau_o - \tau_c) \quad (II.11.)$$

Donde:

- G_i Es la tasa de transporte de fondo por unidad de ancho del cauce.
- γ Es un coeficiente empírico que depende del tamaño de las partículas de sedimento.
- W Es el peso específico del agua.
- τ_o Es el esfuerzo cortante en el lecho del río.
- τ_c Es la magnitud del esfuerzo cortante crítico al cual se inicia el movimiento.

En la tabla (II.3) siguiente se muestran factores de la ecuación para el movimiento de carga del lecho.

Diámetro de la Partícula (MM)	γ		τ_c	
	PIE ⁶ /LB ² SEG	M ⁶ /KG ² SEG	LB/PIE ²	KG/M ²
1/8	0.81	0.0032	0.016	0.078
1/4	0.48	0.0019	0.017	0.083
1/2	0.29	0.0011	0.022	0.107
1	0.17	0.0007	0.032	0.156
2	0.10	0.0004	0.051	0.249
4	0.06	0.0002	0.090	0.439

Tabla II.3 Factores de la ecuación II.11 para el movimiento de carga de lecho.

El volumen ocupado por el sedimento en el embalse dependerá del peso específico del material. El peso específico varía con la clase de sedimento y con la edad de los depósitos. Los sedimentos más viejos tienen más tiempo para consolidarse y además están bajo una capa pesada de los sedimentos más recientes. Lane y Koelzer encontraron que el peso específico w_t al cabo del tiempo t está definido por:

$$w_t = w_i + K \log t \quad (\text{II.12.})$$

Donde:

w_i Peso específico inicial

K Es un coeficiente de consolidación (tabla II.4.)

CONDICIONES DEL EMBALSE	ARENAS		LIMOS		ARCILLAS	
	w_i	K	w_i	K	w_i	K
Sedimentos siempre sumergidos.	93	0	65	5.7	30	16.0
Embalse moderadamente vacío.	93	0	74	2.7	46	10.7
Embalse considerablemente vacío.	93	0	79	1.0	60	6.0
Embalse normalmente vacío.	93	0	82	0.0	78	0.0

Tabla II.4 Constantes de la ecuación II.12 para el peso específico de los sedimentos en LB/PIE³ (Para KG/M³ multiplicar - por 16.1).

II.5.4 Capacidad de Bordo Libre.

El bordo libre es una magnitud, en metros, que mide el desnivel entre el NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias) y la corona de una cortina. Es una función de:

- a) Marea de viento
- b) Oleaje de viento
- c) Pendiente y características del paramento mojado.
- d) Factor de seguridad

Las presas de tierra deben tener suficiente bordo libre arriba del nivel máximo del vaso, para que las ondas no puedan deslavar la parte superior. Las ondas en los vasos, también pueden dañar las estructuras en las playas y a los bordos adyacentes al agua e interferir con la navegación.

a) Marea de viento.- La marea por el viento es una agitación de la superficie del agua, de manera que ésta queda por arriba del nivel del agua en calma en el lado protegido por dentro del vaso y abajo del nivel del agua en calma, por el lado expuesto al viento. La marea es causada por los movimientos del agua superficial hacia las playas protegidas y por la acción del viento. Esto produce un desequilibrio hidrostático y debe ocurrir un escurrimiento de regreso a cierta profundidad. La pendiente de la superficie del agua que resulta es aquella necesaria para mantener al escurrimiento de retorno con las condiciones de rugosidad del fondo y con el área de la sección transversal del escurrimiento que exista. Las mareas por el viento generalmente son mayores en los vasos que son poco profundos y tienen fondos ásperos.

Las mareas causadas por el viento se estiman comúnmente con la ecuación:

$$S = \frac{v^2 F}{68816 D} \quad (\text{II.13.})$$

Donde:

- S Marea de viento en metros
- V Velocidad del viento en KM por hora (a 7.5 metros de altura sobre el nivel del agua).
- F Fetch efectivo en KM
- D Profundidad media del vaso en metros.

Los efectos de la marea de viento pueden transferirse alrededor de coños en un vaso y el valor de F utilizado algunas veces es de mayor longitud que el fetch de línea recta.

b) Oleaje de viento.- Cuando el viento empieza a soplar sobre -- una superficie en calma, las pequeñas olas son causadas por las fuerzas tangenciales entre el viento y el agua. Las olas aumentan en tamaño como resultado de la fuerza tangencial y también por el empuje del viento contra la parte trasera de la ola. Conforme las olas crecen en tamaño, también aumentan su velocidad -- hasta que se mueven a la misma velocidad del viento. Como las -- fuerzas del viento que actúan sobre la ola son función de la diferencia entre la velocidad del viento y la velocidad de la ola, el crecimiento posterior cesa cuando las velocidades se igualan. La duración del viento puede ser un factor importante en la altura final de las olas, ha no ser que la ola pase fuera de la región de los altos vientos o pegue en la línea de playa antes de que llegue a su crecimiento máximo. El crecimiento de las olas -- de viento puede calcularse por principios aerodinámicos, si se -- considera la forma de la ola y se desprecia la viscosidad.

El efecto del oleaje de viento es una función de la altura de la ola H_0 y de la altura que dicha ola puede remontar el paramento mojado de la cortina.

En la figura II.9 aparece el diagrama propuesto por Saville para determinar la altura de la ola significativa h_s , que para efectos de cálculo se puede poner como igual a H_0 .

En la figura II.10 aparece la relación propuesta por Saville, entre el fetch en KM, la velocidad del viento en KM por hora y el período T de la ola en segundos.

Con el valor de T de la figura II.10 se puede encontrar la longitud aproximada de la ola L_0 , medida de cresta a cresta.

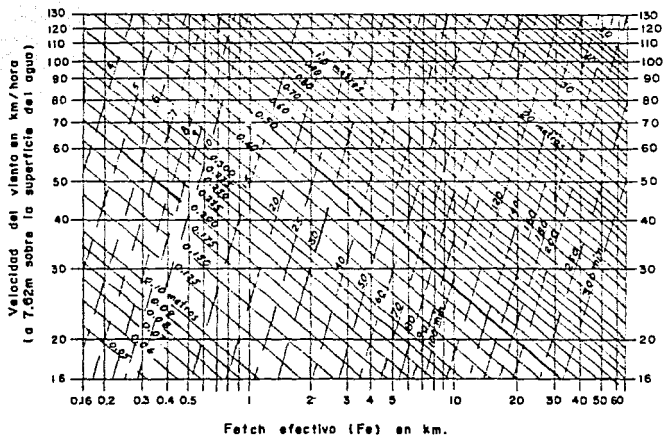
$$L_0 = 1.57 T^2 \quad (II.14.)$$

Donde:

T Esta dado en segundos

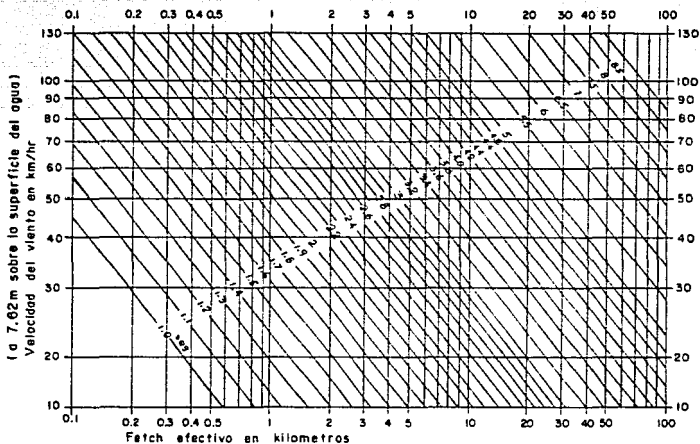
L_0 En metros

Figura II.9 Diagrama para determinar la altura de la ola significativa (h_s) y la duración mínima de viento (t_d).



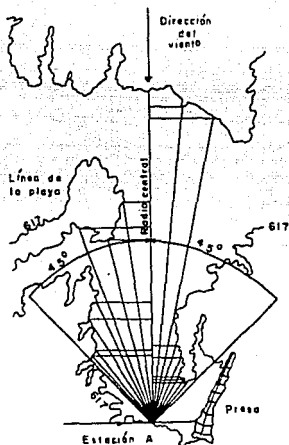
NOTA: Las líneas completas representan las alturas de la ola significativa en metros. Las líneas interrumpidas representan la duración mínima del viento en minutos requerida para generar la altura de la ola indicada para las correspondientes velocidades de viento y fetch.

Figura II.10 Diagrama para determinar el período máximo de la ola en función de la velocidad del viento y del fetch.



Fetch es la distancia sobre la que el viento puede actuar sobre una masa de agua. Generalmente, se define como la distancia normal de la playa de Barlovento hacia la estructura que se proyecta, aunque el fetch "efectivo" puede tener una trayectoria ligeramente curva, como en el caso del viento que este soplando de bajada a lo largo de un valle sinuoso de un río entre bordos de tierra.

La figura II.11 muestra el método para calcular el fetch efectivo, en el caso de un vaso estrecho.



ϕ	$\cos \phi$	X_i	$X_i \cos \phi$
42	0.742	5.1	3.79
36	0.809	5.5	4.45
30	—	—	—
24	—	—	—
18	—	—	—
12	—	—	—
6	—	—	—
0	—	—	—
6	—	—	—
12	—	—	—
18	—	—	—
24	—	—	—
30	—	—	—
36	—	—	—
42	—	—	—
TOTAL	$\Sigma \cos \phi$		$\Sigma X_i \cos \phi$

Fetch efectivo

$$\frac{\sum X_i \cos \phi}{\sum \cos \phi} \quad (\text{en km})$$

Figura II.11 Cálculo del fetch efectivo. (modificado de Saville, McClendon y Cochran).

Las curvas para taludes de enrocamiento relativamente permeables, representan una construcción extremadamente permeable y para zambados más típicos en diques de tierra, el escurrimiento hacia arriba puede, algunas veces, ser mayor, dependiendo en ambos casos, de la permeabilidad y de la relativa uniformidad de la superficie.

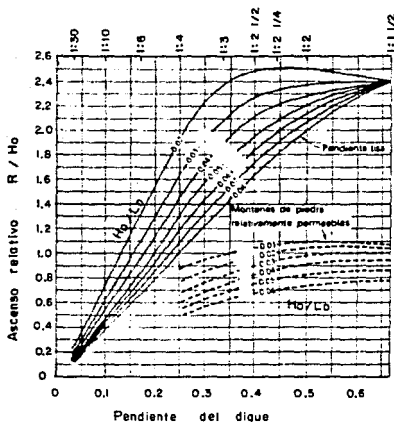


Figura II.12 Relaciones de la ola de escurrimiento hacia arriba ver sus inclinaciones de la ola y -- pendientes del dique (De Saville, McClendon y Cochran.

Como el diseño debe hacerse antes de que el vaso este terminado, generalmente se utilizan los datos de viento sobre el terreno. - La tabla II.5 da las relaciones entre la velocidad del viento sobre el terreno y la velocidad sobre el agua y puede utilizarse para corregir el viento, observado a las condiciones del vaso. - Las olas son rítmicas únicamente cuando el vaso está cerca de los niveles máximos. En esa forma, al seleccionar la velocidad crítica del viento para los vasos sujetos a fluctuaciones estacionales, los vientos únicamente pueden presentarse durante la estación de niveles máximos y así debe considerarse. La dirección del viento y el fetch adoptado, también deben ser los mismos.

Fetch Millas (KM)	0.5 (0.8)	1 (1.6)	2 (3.2)	4 (6.5)	6 (9.7)	8 (12.9)
<u>V Aguas</u> V Terrenos	1.08	1.13	1.21	1.28	1.31	1.31

Tabla II.5 Relación entre viento sobre terrenos y viento sobre aguas (De Saville, McClendon y Cochran).

c) Pendiente y Características del Paramento mojado.- Cuando una ola golpea a una ladera, subirá por la pendiente arriba de la altura del agua libre. La cantidad de escurrimiento hacia arriba depende de la superficie. En figura II.12 se pueden obtener los valores relativos de remontaje de la ola, en función de sus características H_o / L_o , la pendiente del paramento mojado y el acabado de dicho paramento.

Se puede observar que para taludes 2:1, que son los más frecuentes en cortinas de enrocamiento, ya sea con placa de concreto o de materiales graduados, los valores de R/H_o resultan aproximadamente 2 y 1, respectivamente.

R Remontaje de la ola en metros.

d) Factor de seguridad.- El factor de seguridad, es una cantidad en metros, que debe estimar el proyectista y que puede variar entre 0.5 y 1.0 m.

A continuación se da un resumen de las formulas empíricas propuestas para la determinación de alturas de las olas, del cual se ha compendiado la tabla siguiente:

Fetch en KM	Velocidad del viento en KM por hora.	Altura de las olas, en metros.
1.609	80.45	0.82
1.609	120.68	0.91
4.023	80.45	0.98
4.023	120.68	1.09
4.023	160.90	1.19
8.045	80.45	1.13
8.045	120.68	1.31
8.045	160.90	1.46
10.090	80.45	1.37
10.090	120.68	1.65
10.090	160.90	1.86

Tabla II.6 Formulas empíricas propuestas para la determinación de alturas de las olas.

Se deben considerar todas las condiciones que afectan la exposición de la presa al viento al elegir la máxima velocidad del mismo. Se cree que desde el punto de vista geográfico, ninguna localidad está a salvo de la ocurrencia de vientos hasta de 150 Km/Hs, al menos una vez durante un período de muchos años, aunque algunos sitios determinados estén topográficamente abrigados de manera que el vaso está protegido de los vientos sostenidos de alta velocidad. Bajo estas condiciones se pueden usar velocidades de 110 Km/Hs. o aún de 75 Km/h.

Para el proyecto de las presas pequeñas con taludes cubiertos por enrocamiento, se recomienda que el bordo libre sea suficiente para evitar el rebasamiento de la cortina debido al ascenso de la ola igual a 1.5 veces la altura de la misma obtenida por interpolación en la tabla anterior, medida verticalmente desde el nivel del agua tranquila. El bordo libre normal debe basarse en una velocidad del tiempo de 150 Km/h. y el bordo libre mínimo en una velocidad de 75 Km/h. Basándose en estas suposiciones y en otras consideraciones para el objeto del bordo libre, como anteriormente se mencionó, en la siguiente tabla se da una lista de las ---

magnitudes mínimas recomendadas para los bordos libres normales y mínimos sobre terraplenes cubiertos de enrocamiento; el proyecto de la cortina debe satisfacer los requisitos que sean más críticos.

Será necesario aumentar el bordo libre dado en la tabla II.7 en las cortinas en las que el fetch es de 4 Km. y menor, si la cortina está ubicada en clima muy caliente o muy frío, especialmente si se usan suelos de las clasificaciones CL (arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres) y CH (arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas), para la construcción de los núcleos. También se recomienda que la magnitud del bordo libre dado en la tabla se aumente en un 50% si va a llevar un pavimento liso el paramento de aguas arriba.

Fetch, en KM	Bordo libre normal, en metros.	Bordo libre mínimo, en metros.
Menor de 1.609	1.22	0.91
1.609	1.52	1.22
4.023	1.83	1.52
8.045	2.44	1.83
16.090	3.05	2.13

Tabla II.7

II.6 Criterios para el diseño de cortinas.

II.6.1. Introducción

Dado que el diseño y la construcción de cortinas está basado aún en gran medida en conocimientos empíricos, resulta esencialmente valioso, revizar toda la información disponible, acerca del comportamiento que han tenido estructuras similares a la que se proyecta. Ya que lo importante no es evitar fallas o defectos en sí, sino sus consecuencias negativas.

Por tal motivo, todos los aspectos de diseño de una cortina, serán afectados principalmente en lo concerniente a los coeficientes de seguridad que se aplicarán. Estos coeficientes dependerán básicamente de los siguientes factores: capacidad del vaso y su localización con respecto a centros de población y zonas de gran valor económico, y por la importancia intrínseca de la obra. La magnitud estructural de la cortina será también un elemento de consideración, pues una cortina de dimensiones sin precedentes, involucrará mayores incertidumbres que otras cuyas características pueden compararse con casos de comportamiento conocido.

Por otra parte las variantes condiciones, tanto topográficas, como geológicas e hidráulicas de nuestro país, han motivado que las soluciones adoptadas sean muy diversas para almacenar o derivar ríos.

En el presente subtema, se describirán algunos de los criterios más importantes para el diseño de cortinas, ya sean éstas de tierra, enrocamiento o concreto.

II.6.2. Cortinas de tierra.

Las cortinas de tierra son, sin lugar a dudas unas de las estructuras ingenieriles más importantes, tanto por su complejidad técnica, como por las inversiones que generalmente requieren y los servicios que prestan; son desde luego, unas de las estructuras de la ingeniería en que más deja sentir su influencia la mecánica de suelos actual. De hecho, en las cortinas de tierra es preciso aplicar prácticamente todos los conocimientos que la mecánica de suelos ha ido incorporando a la ingeniería y los avances en el campo de la teoría en esta rama se han reflejado siempre de un modo inmediato en la tecnología de cortinas.

En nuestros días, como en el pasado, la cortina de tierra continúa siendo el tipo más común, principalmente porque en su construcción se utilizan materiales en su estado natural con un mínimo de tratamiento.

Desde este punto de vista, la técnica de construcción de cortinas de tierra plantea problemas de particular interés, dado el estado actual de su desarrollo constante. En efecto, se construyen de continuo cortinas de mayor tamaño, que imponen una extrapolación de las experiencias adquiridas en las anteriores, extrapolación muy peligrosa, si no se acompaña de un criterio bien fundado.

II.6.2.1. Tipos de cortinas de tierra.

Los principales tipo de secciones a que se recurre en la actualidad son:

a) Secciones homogéneas.

Construidas exclusivamente con tierra compactada, tiene por lo menos una protección contra el oleaje en el talud aguas arriba. El material que las constituye debe de ser suficientemente impermeable para formar una barrera efectiva para el agua y para la estabilidad de los taludes - estos deben ser relativamente tendidos.

Aunque anteriormente era muy común el proyecto de cortinas de este tipo de sección, se ha venido reemplazando por una sección homogénea modificada. Con objeto de que el flujo de agua a través de la masa de tierra no intercepta el talud de aguas abajo, la versión moderna tiene en la base del terraplén un filtro formado con arena -- bien graduada; el espesor y la longitud de este elemento son susceptibles de diseño mediante estudios del flujo -- en la masa de tierra.

Cuando los materiales que se usan en la cortina son sensibles al agrietamiento y además ésta se cimenta sobre suelos compresibles o existen otras razones para prevenir la formación de grietas en el terraplén, se incluye en él un dren vertical o chimenea que se conecta a un filtro horizontal, o bien, a un sistema de drenes alojados en la cimentación. Se intercepta así las grietas transversales a la cortina, y el agua que pueda circular por ellas es conducida por los drenes aguas abajo, sin correr el riesgo de una peligrosa tubificación en la masa de -- tierra.

b) Secciones graduadas.

En éstas, hay zonas que proporcionan la impermeabilidad necesaria al conjunto, si bien, a veces contribuyen algo a su estabilidad; se emplean en estas zonas suelos finos arcillosos o suelos más gruesos, pero con alto contenido de finos. Hay también zonas, formadas por materiales granulares gruesos o por enrocamiento, cuya finalidad es proporcionar la estabilidad a la cortina; estos materiales son muy permeables. Entre las dos zonas anteriores se construyen una o más zonas de transición, con permeabilidad intermedia, que sirven de filtro protector a la zona impermeable y contribuyen a la estabilidad general de la cortina.

En conclusión en este tipo de secciones, el cuerpo del terraplén se construye de material permeable (arena, grava o roca), y se construye un diafragma delgado de material impermeable para que constituya la barrera hidráulica.

II.6.2.2. Estabilidad de taludes

Por los riesgos inherentes a su falla y por la inversión que representan, las presas de tierra, especialmente las grandes, han de proyectarse con máxima seguridad y cuidado; por otro lado, lo cuantioso de las inversiones requeridas en cualquiera de sus partes constituyentes restringe la adopción de un simplista criterio conservador. El balance de seguridad y economía hacen de la presa de tierra una de las estructuras de proyecto más delicado.

Los taludes de una presa deben estar proyectados para las combinaciones de esfuerzos más desfavorables que puedan presentarse en la vida de la estructura. Estas combinaciones son ahora particularmente variadas, al intervenir el agua empujando a la estructura e infiltrándose a través de ésta o al considerar que la presa puede estar llena o sufrir un vaciado rápido, que produce condiciones especiales en los esfuerzos transmitidos.

Se han propuesto varios métodos para calcular la estabilidad de las presas de tierra. En general, estos métodos se basan en la resistencia al corte del suelo, y en alguna suposición con respecto al carácter de una falla del terraplén. El método sueco o del círculo de deslizamiento, el cual supone que la superficie de ruptura es cilíndrica, es un método relativamente sencillo de analizar la estabilidad de un terraplén. Aunque se han elaborado otras soluciones estrictamente matemáticas, el método del círculo de deslizamiento para analizar la estabilidad es el más generalmente aceptable.

II.6.2.3. Condiciones de trabajo.

Desde el momento en que se inicia la construcción de una presa de tierra hasta el momento en que se encuentra llena, sus materiales están sujetos a condiciones de esfuerzos que van cambiando con el tiempo y las circunstancias constructivas, sin contar con la influencia debido a la propia naturaleza de los materiales. Una capa compactada a un cierto nivel sufre, durante la construcción el peso de todo el material que se le va colocando encima; éste efecto produce cambios en la relación de vacíos y en el grado de saturación durante todo el tiempo de construcción de la cortina.

Estos cambios de volumen en el suelo producen en el agua de sus vacíos presiones neutrales, que tienden a disiparse en mayor o menor grado, dependiendo de la permeabilidad del suelo, de las condiciones internas de drenaje y del ritmo con que progresa la construcción. Así al terminarse la presa, existirán en general presiones neutrales en sus suelos componentes de baja permeabilidad y se habrán disipado en sus partes permeables. Una vez llena la presa, el agua satura rápidamente las partes permeables y alcanza a saturar con el tiempo las impermeables cambiando el valor de las presiones neutrales remanentes del período de construcción; se habrá producido así un nuevo estado de esfuerzos en los materiales que componen la cortina y por ende, se habrá desarrollado una nueva resistencia al esfuerzo cortante.

Supongase ahora que por alguna circunstancia la presa se vacía rápidamente; este vaciado impondrá un nuevo estado de esfuerzos, al producirse un nuevo cambio en las presiones neutrales dentro de la cortina. Así, los esfuerzos efectivos dentro de la masa están variando constantemente con circunstancias constructivas o propias del funcionamiento de una presa. Cada estado representa un factor de seguridad diferente para la presa; conviene así analizar la estabilidad de la cortina por lo menos para algunas condiciones de cálculo diferentes que simbolizan casos extremos o casos críticos de la vida de la presa; sólo así podrá garantizarse una estructura estable en sus diferentes circunstancias.

Así, se analizarán usualmente las condiciones de estabilidad durante la construcción, a presa llena y en vaciado rápido.

a) Condiciones de estabilidad durante la construcción.

Al analizar la estabilidad de una cortina en la etapa de construcción está justificado adoptar un criterio relativamente audaz, -- pues excepto en cortinas cimentadas en arcilla blanda, las fallas durante la construcción no son costosas en exceso, ni de graves --

consecuencias. Por ello, es común adoptar en esa alternativa de análisis, factores de seguridad ligeramente abajo de los valores usualmente recomendados en estabilidad de taludes.

Por otra parte, las diferencias en el factor de seguridad a que se llegue en un momento dado dependen principalmente del tipo de suelo. Así tenemos, que al aplicar el criterio de esfuerzos efectivos se usan los valores de las presiones neutrales que se espera tengan lugar en los suelos finos colocados en la cortina, pero en condiciones tales que ésta sea estable; por el contrario, al usar el criterio de esfuerzos totales, con resistencias obtenidas al llevar series de especímenes a la falla, las presiones neutrales que se consideran son las correspondientes al estado de falla incipiente del terraplén. Así, en ambos métodos se consideran condiciones distintas de esfuerzos, por lo que con ellos deben obtenerse distintos factores de seguridad.

En cuanto a las presiones de poro, son estimadas por métodos teóricos o de laboratorio sin tomar en cuenta el efecto del drenaje en la presa, lo cual produce disipación de presiones neutrales.

A continuación se describe un método desarrollado por el Bureau of Reclamation, para la estimación de las presiones neutrales, - el cual se basa en la aplicación de las leyes de Boyle-Mariotte y Henry a los problemas de compresión de suelos no saturados.

El método propuesto descansa sobre las siguientes hipótesis:

- 1) En el terraplén habrá sólo desplazamientos verticales.
- 2) Se conoce la relación entre la compresión volumétrica del terraplén y los esfuerzos efectivos en la masa del mismo.
- 3) Las presiones en el aire y en el agua que ocupen los vacíos del suelo son las mismas e iguales a la atmosférica en el instante de la colocación del material en el terraplén.
- 4) Lo que el terraplén disminuye de volumen a un cierto nivel, bajo el peso del material suprayacente, es igual al que se comprime el aire en el suelo, más el volumen liberado por el aire que se disuelve en el agua.
- 5) Las leyes de Boyle y Henry son válidas para los procesos de compresión y solución.
- 6) No ocurre ninguna disipación de la presión neutral por

drenaje de agua durante la construcción.

A partir de las hipótesis anteriores, se obtiene una ecuación - que relaciona la presión neutral en el agua dentro de la cortina con el asentamiento de la misma. Dicha ecuación dice que:

$$u = \frac{P_a \Delta}{V_a + 0.02 V_w - \Delta} \quad (\text{II.15.})$$

Donde:

- u Presión neutral que se desarrolla en el agua
- P_a Presión atmosférica
- Δ Compresión del terraplén, expresada como un porcentaje del volumen inicial del mismo.
- V_a Volumen del aire que ocupa los vacíos del suelo en estado libre inmediatamente después de la colocación en el terraplén, expresado como un porcentaje del volumen inicial total del mismo.
- V_w Volumen del agua de los vacíos, descrito como un porcentaje del volumen inicial total del terraplén.

Los valores de V_a y V_w en la ec. II.15 deberán estimarse con base en pruebas de compactación o en experiencias previas. El valor de Δ puede establecerse con base en pruebas de consolidación o también con base en ~~experiencias~~ experiencias anteriores.

Cuando por efecto de los pesos suprayacentes que se van acumulando el material en un cierto punto de la presa se satura, el valor de la compresión Δ deviene al valor de V_a y, por lo tanto, con base en la ec. II.15, puede establecerse la presión neutral en ese momento, que es la presión que hace que todo el aire entre en solución en el agua, dicho valor es:

$$u = \frac{P_a V_a}{0.02 V_w} \quad (\text{II.16})$$

Los resultados de la ec. II.15 pueden dibujarse contra las presiones verticales totales que se vayan teniendo en distintas etapas de la construcción y para varios contenidos de agua de compactación, obteniéndose así un módulo de comparación de la teoría con la realidad una vez que la presa se construye, pues entonces el valor de u puede medirse con piezómetros y el contenido de agua de compactación se conoce.

b) Condiciones de estabilidad a presa llena.

Al llenarse el embalse, los esfuerzos actuantes en la cortina aumentan y el desarrollo del flujo de agua hace incrementar paulatinamente las presiones de poro en zonas próximas a la base de la cortina hasta hacerlas máximas cuando se alcanza la condición de flujo establecido.

Por tanto, una falla por deslizamiento de talud en presa llena -- suele acarrear consecuencias catastróficas por lo que, en este caso, ya no es posible adoptar ninguna posición audaz, sino que, -- por el contrario, la estabilidad a presa llena debe tratarse con un criterio conservador que proporcione plenas garantías.

Cuando una presa está llena, la presión neutral del agua en su interior se debe a dos causas principalmente:

- 1) El flujo del agua que se infiltra por gravedad
- 2) Cambios en el volumen de los vacíos debidos a cambios en los esfuerzos totales.

En cuanto a su estabilidad, prácticamente se analiza siempre recurriendo al criterio de esfuerzos efectivos y las presiones neutrales se estiman de la red de flujo del agua que se infiltra por gravedad, la estimación de estas presiones suele ser conservadora, pues cualquier deformación bajo esfuerzo trae consigo una tendencia al aumento de volumen del suelo, con la correspondiente disminución de la presión neutral respecto a los valores que resulten de un estudio de la red de flujo. Sin embargo, en terraplén --- construídos con arcillas muy blandas plásticas, especialmente si son sensibles, con estructura susceptible de sufrir degradación --- con la deformación, la situación pudiera invertirse y la presión neutral pudiera crecer al ser aplicados esfuerzos cortantes a la masa del suelo; en este caso, la estimación de la presión neutral a partir de la red de flujo pudiera quedar fuera de la seguridad. Así, cuando un círculo de falla bajo análisis atraviesa principalmente suelos altamente plásticos, es recomendable utilizar también un criterio de esfuerzos totales, determinando la resistencia del suelo de series de pruebas rápidas-consolidadas, aplicando a los especímenes presiones neutrales que simulen las que pue-

dan existir por el flujo del agua en la cortina y en la cimentación.

El factor de seguridad a que se llegue en un análisis de estabilidad de presa llena depende en gran medida de si se ha seguido en ese análisis el método de esfuerzos efectivos o el de los totales, de los procedimientos de cálculo empleados y de muchos -- otros factores imprevisibles. En general, suele decirse que un -- valor mínimo de 1.5 es aceptable para el factor de seguridad en cualquier análisis en que se hagan intervenir las fuerzas laterales y en el que las presiones neutrales se estimen de una red de flujo correspondiente a un régimen establecido.

c) Condiciones de estabilidad en vaciado rápido.

Cuando una presa se vacía rápidamente, se imponen al talud de -- aguas arriba condiciones de esfuerzos desfavorables que han de -- ser analizados independientemente.

En primer lugar, es preciso entender lo que se denomina el "vaciado rápido" de una presa de tierra; para que esta condición -- tenga lugar no es preciso que ocurra un descenso total del nivel de embalse en un lapso de minutos, ni aun de horas o días; el estado de esfuerzos correspondiente a la condición de "vaciado rápido" pueden presentarse si el nivel del embalse baja una cantidad considerable en el término de unas semanas o unos meses; en realidad basta, para tener vaciado rápido, que el agua descienda más aprisa que lo que se disípen los excesos de presión neutral en el cuerpo de la presa, originados precisamente por dicho abatimiento.

Deben ser tomados en cuenta los siguientes hechos en torno al vaciado rápido de una presa.

- 1) Exceptuando los deslizamientos ocurridos en el período de construcción, todos los deslizamientos que se han reportado en el talud aguas arriba de presas de tierra han tenido lugar tras un vaciado rápido.
- 2) La mayoría de los deslizamientos ocurrieron en los primeros años de operación de la presa y todos parecen corresponder a vaciados sin precedentes, bien en velocidad o -- en magnitud del abatimiento del nivel del agua.
- 3) La mayoría de los deslizamientos ocurrieron en presas -- mal compactadas y construídas con suelos muy finos, altamente plásticas.

- 4) Los deslizamientos más importantes ocurrieron con vaciados que abarcaron desde el máximo nivel de aguas, hasta una altura del orden de la mitad de la presa y que tuvieron velocidades del orden de 20 ó 30 cms. por día.
- 5) Los deslizamientos del talud aguas arriba durante el vaciado rápido nunca han causado el colapso total de una presa.

Después del vaciado rápido, las fuerzas de peso son del mismo orden que las que actúan al final del período de construcción; la diferencia única se tiene en el pequeño aumento del peso específico del suelo debido a un grado de saturación mayor. Lo que hace que el vaciado rápido sea una condición especial, son las altas presiones neutrales que existen dentro del talud aguas arriba.

Normalmente el vaciado rápido se analiza tanto con el criterio de esfuerzos totales como con el de esfuerzos efectivos, aunque quizá éste último sea más ampliamente usado a pesar de los problemas que se tienen para estimar las presiones neutrales.

En conclusión el vaciado rápido impone condiciones desfavorables en la estabilidad del talud aguas arriba de una presa, pues al descender el agua, una masa del suelo que por lo menos en gran parte estaba en condición sumergida, pasa a estar en condición saturada, con lo que su peso específico toscamente se duplica, lo que se refleja correspondientemente en el momento motor asociado a cualquier círculo de falla que se estudie; por otra parte, como quiera que las presiones en el agua se disminuyen más lentamente que lo que el agua baja, el aumento de resistencia por aumento de presiones efectivas ocurre más lentamente por lo que el momento resistente ligado al círculo de falla considerado o casi no aumenta o lo hace mucho más despacio de lo que crece el momento motor. Así, el factor de seguridad disminuye y del razonamiento anterior es posible deducir que puede llegar a alcanzar valores tan bajos como la mitad del original.

II.6.2.4 Métodos típicos para el análisis de estabilidad. En el método sueco se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a fallas por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia.

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones más críticas del talud bajo estudio (círculo crítico). Siempre existirá la posibilidad de que el factor de seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla.

Por tal motivo deberán de escogerse otras superficies de falla de diferentes radios y centros, calcular su factor de seguridad asociado y ver que el mínimo encontrado no sea menor que 1.5, -- antes de dar al talud por seguro. En la práctica resulta recomendable, para fijar el Fs mínimo encontrar primeramente el círculo crítico de los que pasen por el pie del talud y después el crítico en falla de base; el círculo crítico del talud será el más -- crítico de esos dos.

En la fig. II.13. se indica el procedimiento para localizar el centro de los posibles círculos críticos, para taludes en suelos cohesivos estratificados y con diferentes resistencias.

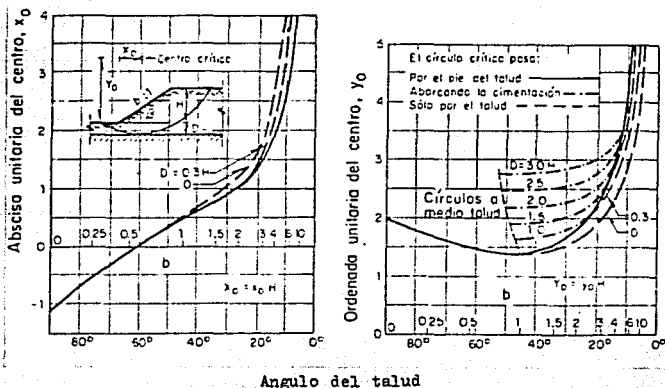


Fig. II.13. Localización del centro del círculo crítico.

Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad. A continuación se hace mención de algunos procedimientos para la solución de este problema, aplicados a -- los tipos de suelos más comunes.

a) Suelos puramente cohesivos ($\phi = 0$, $c \neq 0$).

Se trata ahora el caso de un talud homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse con la ley:

$$s = c$$

Donde:

- c Es el parámetro de resistencia comúnmente llamado cohesión.
- s Resistencia al esfuerzo cortante.

El caso se presenta en la práctica cuando se analizan las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino saturado, para el cual la prueba triaxial rápida representa las condiciones críticas.

En este caso el método puede aplicarse según un procedimiento -- sencillo debido al Dr. A. Casagrande, que puede utilizarse tanto para estudiar la falla de base como la de pie del talud (Fig. -- II.14).

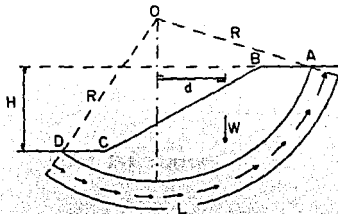


Fig. II.14 Procedimiento de A. Casagrande para aplicar el método de Winkler a un talud puramente "cohesivo".

Considerese un arco de circunferencia de centro en O y radio R - como la traza de una superficie hipotética de falla con el plano del papel, la masa de talud que se movilizaría, si esa fuera la superficie de falla (Fig. II.14.), puede considerarse que las -- fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra, son el peso del área ABCDA (nótese que se considera un espesor de talud normal al papel, de magnitud unitaria y bajo este criterio se realizan todos los análisis) más cualquiera sobrecargas que pudieran actuar sobre la corona del talud. El momento de estas fuerzas en torno a un eje -- normal a través de O según la Fig. II.14 en la que no se consideran sobrecargas, será simplemente:

$$M_m = Wd \quad (II.17)$$

Qué es el llamado Momento Motor ?

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la cohesión a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta. Así:

$$M_R = cLR \quad (II.18)$$

Es el momento de esas fuerzas respecto a un eje de rotación normal al plano del papel, por O (momento resistente).

En el instante de falla incipiente:

$$M_m = M_R \quad (II.19)$$

Por lo tanto, en general:

$$I W d = c L R$$

DONDE:

- I Debe interpretarse como la suma algebraica de los momentos respecto a O de todas la fuerzas actuantes -- (pesos y sobrecargas).
- W Peso de la dovela o superficie de falla.
- d Distancia del brazo de palanca con respecto a O, de la superficie de falla
- L Longitud del arco de la superficie de falla
- R Radio del círculo de falla.

Si se define un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_n}{M_m} \quad (\text{II.20})$$

podrá escribirse:

$$F_s = \frac{cLR}{\Sigma Wd}$$

Puede considerarse a 1.5 como un valor de F_s compatible con una estabilidad práctica razonable. Debe pues, de cumplirse para la superficie hipotética seleccionada, que:

$$F_s \geq 1.5$$

b) Suelos con cohesión y fricción ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$).

Análisis con esfuerzos totales.

Dentro de este análisis se hace referencia a aquellos suelos -- que, después de ser sometidos a la prueba triaxial apropiada, -- trabajando con esfuerzos totales, y después de definir la envolvente de falla de acuerdo con el intervalo de presiones que se tenga en la obra real, tiene una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

$$s = c + V \operatorname{tg} \phi$$

Donde:

V $N_i / \Delta L_i$; esfuerzo normal actuante

N_i Reacción normal

ΔL_i Superficie de deslizamiento

ϕ Angulo de fricción interna

De todos los procedimientos de aplicación del Método Sueco a este tipo de suelos, posiblemente el más popular y expedito sea el de las "dovelas", debido a Fellenius (1927), que se expone a continuación.

Las dovelas adyacentes a la i -ésima, bajo estudio, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 son iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 , que se consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

Puede calcularse el momento motor debido al peso de las dovelas como:

$$M_m = R \sum |T_i| \quad (II.21.)$$

Si en la corona del talud existiesen sobrecargas su momento deberá calcularse en la forma usual y añadirse al obtenido con la expresión (II.21).

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante s_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i \quad (II.22)$$

Una vez más se está aceptando que la resistencia máxima al esfuerzo cortante se desarrolla al unísono en todo punto de la superficie de falla hipotética, lo cual, no sucede realmente debido a las concentraciones de esfuerzos que se producen en ciertas zonas, las que tienden a generar más bien fallas progresivas, antes que las del tipo que aquí se aceptan.

Calculados el momento resistente y el motor puede definirse un factor de seguridad:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum s_i \Delta L_i}{\sum |T_i|} \quad (II.23)$$

Será prácticamente estable una superficie de falla si $F_s \geq 1.5$. Deberán fijarse distintos círculos de falla, calculando el F_s ligado a cada uno; es preciso que el $F_{s, \min}$ no sea menor de 1.5.

Aplicando el Método Sueco, se ha supuesto un círculo de falla como superficie de deslizamiento tentativa; el método se aplica -- con el uso de dovelas.

De acuerdo con las hipótesis originales de W. Fellenius, se acepta que las fuerzas entre dovelas (E_1 , E_2 , S_1 y S_2) no influyen en el estado de equilibrio de una de ellas, por lo que las fuerzas totales normal y tangencial en la base de la dovela pueden obtenerse a partir del dinámico mostrado en la parte c de la figura, (II.16) de donde:

$$N_i = W_i \cos \alpha \quad (\text{II.24.})$$

Donde:

W_i Peso total de la dovela de ancho b , calculado con -- base en su ℓ^m saturado abajo del nivel del agua y -- quizá no saturado sobre el mismo.

Con N_i , el esfuerzo total medio en la base de la dovela podrá -- calcularse como:

$$\bar{V}_i = \frac{N_i}{\Delta L_i} = \frac{W_i}{\Delta L_i} \cos \alpha = \frac{W_i}{b} \cos^2 \alpha \quad (\text{II.25}).$$

ya que $b/\Delta L_i = \cos \alpha$

Puesto que se conoce la presión del agua u , en la base de la dovela, el esfuerzo normal efectivo en esa zona podrá valuararse como:

$$\bar{V}_i = V_i - u = \frac{N_i}{\Delta L_i} - u = \frac{W_i}{b} \cos^2 \alpha - u \quad (\text{II.26}).$$

Con este valor de \bar{V}_i se entrará a la envolvente de resistencia en términos de esfuerzos efectivos y podrá obtenerse un valor de resistencia disponible, s_i , en la base de la dovela.

El anterior no es el único modo de calcular \bar{V}_i que pudiera ocurrirse. Otro, sería el siguiente.

Siendo W_i el peso total de la dovela de ancho b , el peso efectivo W_i de la misma puede obtenerse restando al peso total de la fuerza de subpresión, debida a la presión de poro u , que es igual a $-ub$; por lo tanto:

$$\bar{W}_i = W_i - ub \quad (\text{II.27})$$

Considerando siempre un ancho unitario del talud en la dirección perpendicular al papel.

Aceptando nuevamente que las fuerzas laterales en las dovelas no influyen, la fuerza normal efectiva en la base de la dovela puede obtenerse del polígono dinámico mostrado en la Fig. II.16.d.

$$\bar{N}_i = \bar{W}_i \cos \alpha \quad (\text{II.28})$$

Sustituyendo la ec. II.27 en la ec. II.28, se llega a:

$$\bar{N}_i = (W_i - ub) \cos \alpha \quad (\text{II.29})$$

y ahora, simplemente:

$$\bar{V}_i = \frac{\bar{N}_i}{\Delta L_i} \quad (\text{II.30})$$

Las ecs. II.26 y II.30 no conducen al mismo resultado, excepto - en el caso $\alpha = 0$.

En efecto, la ecuación II.30 puede escribirse como sigue:

$$\bar{V}_i = \frac{W_i - ub}{\Delta L_i} \cos \alpha = \frac{W_i - ub}{b} \cos^2 \alpha \quad (\text{II.31})$$

o bien:

$$\bar{V}_i = \left(\frac{W_i}{b} - u \right) \cos^2 \alpha \quad (\text{II.32})$$

Comparando la ec. II.32 con la ec. II.26 se observa cómo difieren en el factor $\cos^2 \alpha$, en el segundo término del segundo miembro.

El primero de los procedimientos de cálculo de \bar{V}_i que conduce a - este análisis habrá de aplicarse en general a círculos de falla - de base y por el pie del talud.

Por otra parte la presencia de flujo de agua en el cuerpo del talud ejerce importantísima influencia en la estabilidad de éste - por lo que habrá de tomarse en cuenta.

c) Suelos con cohesión y fricción ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$).

Análisis con esfuerzos efectivos.

Se trata ahora de los análisis que se hagan en los casos en que los parámetros obtenidos de una prueba lenta (o método equivalente) sean los representativos y en que haya de trabajarse con base en esfuerzos efectivos y una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

$$s = c + \bar{V} \operatorname{tg} \phi$$

El análisis puede ejemplificarse con base en el caso que se muestra en la fig. II.16.

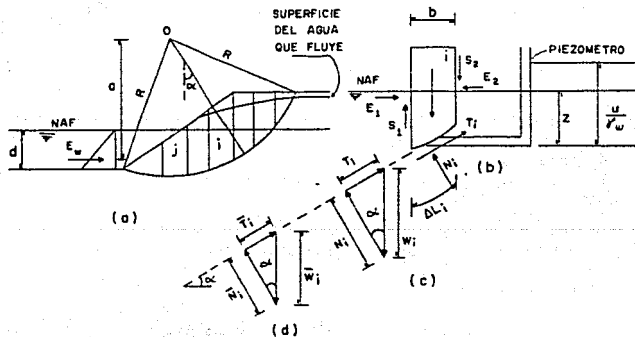


Fig. II.16 Aplicación del Método Svec al caso de un talud con flujo y parcialmente bajo el NAF

La ec. II.26, es el que usualmente se menciona en la literatura técnica, sin embargo, el método descrito, que conduce a las -- ecs. II.31 o II.32, proporciona valores menos alejados de lo que pudiera ser el valor real del esfuerzo efectivo que actúe en la base de la dovela.

Sea cual sea el método que se emplee para valuar \bar{V}_i , una vez - obtenido este valor, podrá llegarse al momento resistente corres pondiente a toda la superficie de deslizamiento, por medio de la expresión:

$$M_R = R \sum s_i \Delta L_i \quad (II.33)$$

Donde:

- S_i Se ha obtenido de la envolvente de resistencia en -- términos de los esfuerzos efectivos a partir de \bar{V}_i - en cada caso.

El momento motor ha de evaluarse a partir del peso total de las dovelas, incluyendo suelo y el agua contenida en él.

$$M_m = R \sum W_i \text{ sen } \alpha \quad (II.34)$$

Si existe un tirante de agua en la parte exterior del talud (co- mo, por otra parte, es el caso mostrado en la Fig. II.16) debe - tenerse en cuenta que bajo dicho nivel de agua, ésta está en equi- librio dentro y fuera del talud y no ejerce efecto motor; en ese caso, el momento motor sería:

$$M_m = R \sum (W_i - z b' w) \text{ sen } \alpha \quad (II.35)$$

Donde:

- Z Desnivel entre el agua fuera del talud y la base de cada dovela.

Al igual que en el análisis con esfuerzos totales, se define un factor de seguridad F_s:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} \quad (II.23)$$

Y también ahora se llegará al círculo crítico por un procedimien- to de tanteos.

d) Suelos estratificados.

Si se cuenta con taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, que puedan idealizarse en forma similar al caso - mostrado en la Fig. II.17.

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados - anteriormente. En la figura se suponen tres estratos: el I de ma-terial puramente "Friccionante", el II de material "Friccionante" y "Cohesivo" y el III, formado por suelo puramente "cohesi-vo". Puede considerarse a la masa de suelo deslizante, corres-pondiente a un círculo supuesto, dividida por dovelas, de modo - que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, a fin de lo--grar la máxima facilidad en los cálculos. El peso de cada dovela debe calcularse en sumandos parciales, multiplicando la parte - del área de la dovela que caiga en cada estrato por el peso espe- cífico correspondiente.

Las dovelas cuya base caiga en los estratos I y II, en el caso - de la Fig. II.17 deberán de tratarse según el método de Fellenius, aplicando las expresiones II.21 y II.22 y trabajando en cada caso con la ley de resistencia al esfuerzo cortante del material de que se trate. Así se obtienen momentos motores y resistentes par- ciales.

La zona correspondiente al estrato III, con referencia a la Fig. II.17 debe tratarse con arreglo a lo señalado en el inciso a) de esta sección, aplicando las fórmulas (II.17) y (II.18). Así se - obtienen otros momentos motor y resistente parciales.

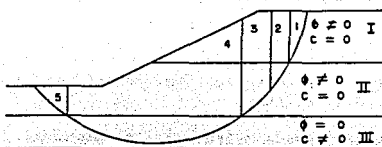


Fig. II.17 Aplicación del método Suro a taludes en suelos estratificados.

Los momentos motor y resistente totales se obtienen, naturalmente, como la suma de los parciales calculados y con ellos puede calcularse el F_s correspondiente al círculo de falla elegido; -- usando otros arcos de circunferencia que podrá llegar al F_s mín que no debe ser menor de 1.5, al igual en los casos anteriores.

e) Método del círculo de fricción.

Krey proporcionó hacia 1936, las ideas que permitieron a los doctores G. Gilboy, y A. Casagrande desarrollar un método especial de análisis de estabilidad de taludes respecto a fallas por rotación, conocido con el nombre de procedimiento del círculo de fricción o abreviadamente círculo de ϕ .

Considerese el talud mostrado en la figura II.18, con un círculo de falla escogido; con centro en O, del círculo de falla, puede trazarse el círculo de fricción de radio.

$$r = R \text{ sen } \phi \quad (\text{II.36}).$$

Donde:

ϕ Es el ángulo de fricción del material constituyente del talud.

El equilibrio de la masa deslizante bajo estudio depende de la acción de las siguientes fuerzas:

- W Peso de la masa del suelo, que pasa por el centro de gravedad de dicha masa.
- C Fuerza total de cohesión desarrollada a lo largo de toda la superficie de deslizamiento y generada por la "cohesión" del suelo.
- F Resultante total de las reacciones normales y de fricción.

La fuerza C puede calcularse, en magnitud, con la expresión.

$$C = C_0 L' \quad (\text{II.37})$$

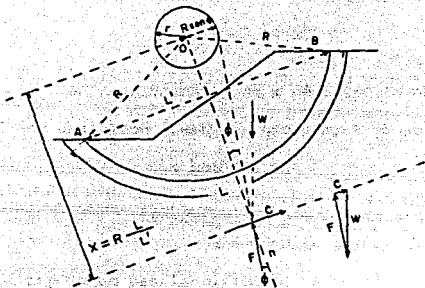


Fig. II.18 Aplicación del círculo de fricción en taludes.

Donde:

C_e Cohesión del suelo requerida para el equilibrio

L' Longitud de la cuerda del arco de deslizamiento supuesto.

La línea de acción de la fuerza C debe ser paralela a la cuerda AB (Fig. II.18), puesto que esta cuerda es la línea que cierra el dinámico de las fuerzas de cohesión que se desarrollan a lo largo de la superficie de falla supuesta. Tomando momentos con respecto al punto O podrá escribirse.

$$C_e L R = C_e L' x \quad (\text{II.38})$$

Donde:

x Es el brazo de momento correspondiente a la fuerza C, que fija la línea de acción de ésta.

Por lo tanto:

$$x = R \frac{L}{L} \quad (\text{II.39})$$

Notese que el valor de x es independiente de C_e

La posición de F respecto a O puede definirse por la expresión.

$$d = K R \text{ sen } \phi \quad (\text{II.40})$$

Donde:

d Distancia de O a F

K Factor de proporcionalidad mayor que 1, que depende de la distribución de esfuerzos a lo largo del arco AB (Fig. II.18) y del ángulo central $\angle AOB = 2\phi$

Taylor da una gráfica en que puede encontrarse el valor de K en función del ángulo central $\angle AOB = 2\phi$ (Fig. II.19), la cual está -- constituida con la hipótesis de una distribución senoidal de esfuerzos normales a lo largo del arco AB , con valor nulo para el esfuerzo en los puntos A y B .

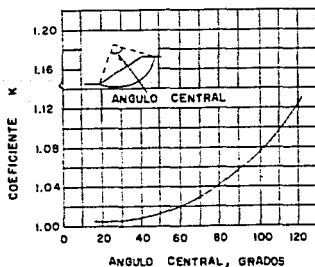


Fig. II.19 Gráfica para obtener el valor de K (Taylor).

Puede determinarse la relación:

$$F_c = \frac{C}{C_e} \quad (\text{II.41})$$

Con lo cual se obtiene un factor de seguridad asociado al círculo escogido en términos de la "cohesión". Por lo que si el valor de ϕ con el cual se construyó el círculo de fricción es el real del suelo, pudiera decirse, que estaría trabajando en condición límite respecto a la fricción.

Cuando se desea que el talud trabaje con seguridad no sólo respecto a la "cohesión" sino también a la fricción puede aplicarse el método del círculo ϕ con un valor de ϕ menor que el real del suelo; se define así un factor de seguridad respecto a la fricción:

$$F_{\phi} = \frac{1g \phi}{1g \phi_e} \quad (\text{II.42})$$

Donde:

- ϕ Es el valor real del suelo
- ϕ_e El escogido para aplicar el método, menor que el anterior.

En estas condiciones se obtendrá para el mismo talud un valor de F_c distinto y menor que si el ϕ_e elegido hubiese sido igual a ϕ .

Usense varios valores lógicos de ϕ_e en la aplicación del método del círculo ϕ . A cada valor está ligado F_{ϕ} y para cada valor puede obtenerse un F_c . Grafíquense esos valores de F_c y F_{ϕ} correspondientemente, como se muestra en la Fig. II.20.

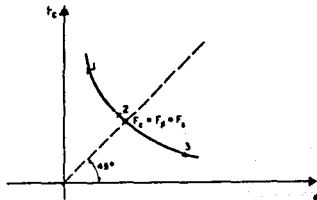


Fig. II.20 Método de Taylor para fijar el factor de seguridad de un talud.

La curva obtenida corta a una recta a 45° en un punto en que

$$F_c = F_\phi = F_s$$

Ese punto indica un valor de F_ϕ y F_c al que corresponde un -- cierto valor de ϕ_e que es con el que tendría que haberse aplicado el método del círculo ϕ para obtener directamente factores de seguridad iguales respecto a "cohesión" y "fricción", en el círculo de falla tentativo que se está estudiando.

F) Método de análisis con dovelas, considerando interacción entre ellas.

Existen diferentes procedimientos propuestos para tomar en cuenta la interacción entre las dovelas en que se divide la masa deslizante, en un análisis de estabilidad de un talud en una presa de tierra. Taylor, por ejemplo, ha producido un método de este estilo, incidentalmente también aplicable a superficies de falla de cualquier forma, no necesariamente circulares. Por otra parte --- Sherard ha presentado una simplificación de tal procedimiento que produce los mismos resultados esencialmente, sin necesidad de recurrir a tanteos, como ocurre en el método original. Este método se describe a continuación:

El método empieza suponiendo una superficie de falla curva, pero de forma arbitraria, no necesariamente circular. La masa deslizante se divide ahora en dovelas de cualquier ancho, en las que el arco y la cuerda subtendida en la base de la dovela no difieran grandemente en longitud; la base de cada dovela debe desarrollarse, además, en material de un solo tipo, suponiendo también que ya está trazada la red de flujo en el corazón de la presa, podrán conocerse las presiones en el agua en cualquier punto del mencionado corazón.

En seguida se calculan todas las fuerzas actuantes conocidas en cada dovela, las cuales son: el peso de la dovela, calculado tomando en cuenta el material sólido y el agua; las fuerzas ejercidas por la presión del agua en la parte izquierda, derecha y la base de la dovela U_i , U_d y U_b (estas fuerzas se calculan multiplicando la presión media del agua sobre la cara de la dovela de que se trate, obtenida de la red de flujo, por el área de la cara) y la fuerza de cohesión C , que actúa en la base de la dovela, en el instante de falla incipiente (Fig. II.21).

En la fig. II.21 aparece la superficie de falla supuesta (no circular), con las dovelas consideradas. En la parte b) de dicha figura se ilustra el análisis para dos dovelas típicas; una, en el corazón, con fuerzas de agua actuando; otra, en el respaldo permeable, no sujeto a ese tipo de fuerzas, (tampoco actúa cohesión en esta última dovela, por suponerse al respaldo formado por material no cohesivo). Además de las fuerzas anteriores se tienen las fuerzas laterales efectivas que obran en la cara de la dovela por acción de las dovelas vecinas, la fuerza normal efectiva N_e , en la base de la dovela y, finalmente, la fuerza tangencial en la misma base, debida al efecto de fricción a lo largo de ese fragmento de la superficie de falla. La fuerza resultante de estas dos últimas debe formar un ángulo ϕ con la normal a la base de la dovela. En cuanto a las fuerzas laterales efectivas, se supone en este método de análisis que su dirección es la misma en todas las dovelas e igual a la inclinación del lado de aguas abajo de la presa en estudio. De estas fuerzas laterales no interesa su valor en cada cara, sino su diferencia, la que se indica con el símbolo ΔE .

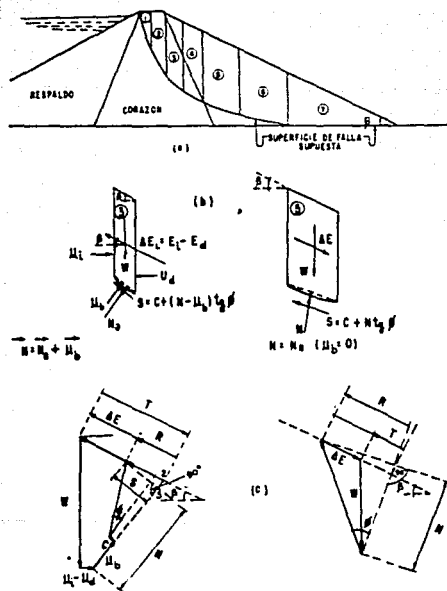


Fig. II.21 Método para tomar en cuenta la interacción entre dovelas.

Trazando el polígono dinámico de las fuerzas conocidas en magnitud y posición y con las conocidas solo en dirección, puede, al cerrarse el polígono, llegar a conocerse las magnitudes de ΔE , N_e y S (fig. II.21.c) .

Para el caso de la dovela en el corazón de la presa, el dinámico se ha construido llevando en primer lugar el peso, después la diferencia $U_i - U_d$ de la fuerza lateral causada por el agua; en seguida, se colocaron las fuerzas U_b , producida por la presión del agua en la base y C , fuerza de cohesión en la misma superficie. Todas estas son las fuerzas conocidas en magnitud y dirección. - Por el origen del vector W , se trazó después una paralela a la pendiente media del parámetro de la presa, dirección supuesta para ΔE y por el extremo de la fuerza C se trazó una línea formando un ángulo ρ con la dirección normal a la base de la dovela; - esta línea representa la dirección de la resultante de las fuerzas normal efectiva y tangencial producida por la fricción, actuantes en la base de la dovela. El punto de intersección de estas dos líneas determina la magnitud de las fuerzas. Pueden ahora determinarse las componentes normal y tangencial de la mencionada resultante que sumadas a U_b y C , respectivamente, darán la fuerza N , normal total en la base y S , tangencial total en la misma.

En el método de cálculo en estudio se imagina ahora que no existiese resistencia en la base de la dovela; entonces, para cerrar el dinámico, la fuerza normal en dicha base tendría que crecer hasta llegar al punto 2, intersección de las direcciones de U_b y ΔE . O sea, que para que la dovela se mantenga en equilibrio, debería de actuar una fuerza 2-1 en la dirección de ΔE y sentido de 2 a 1. En otras palabras, la fuerza T en el sentido 1 a 2 es la desequilibrante total en la dirección de las fuerzas laterales, que es la que está tomándose a modo de eje de proyección. - Esta fuerza T es la que tendería a hacer deslizar a la dovela. - En el caso de la dovela No. 4 de la figura, en estudio, una parte de T esta contrarrestada por ΔE ; la otra parte deberá ser equilibrada por la resistencia en la base de la dovela, que hasta este momento se supuso nula. Al tomar en cuenta esta resistencia tangente a la base S , la fuerza N , ya no llega hasta el punto 2, sino que únicamente alcanza el punto 3, en el que se cierra ahora el dinámico. La fuerza R en la dirección de ΔE , cuya componente en la dirección de la base de la dovela es E , será la fuerza que, a fin de cuentas, tenga que desarrollarse colineal con ΔE para contrarrestar a T y evitar el deslizamiento.

En el caso de la dovela No. 6, la construcción es completamente análoga y R equilibra a la suma de T y ΔE , la que ahora resultó desfavorable al equilibrio de la dovela.

Los autores de este método calculan un factor de seguridad como:

$$F = \frac{\sum R}{\sum T} \quad (\text{II.43})$$

Donde se trabaja con nuevos productos del análisis de todas las dovelas. Se considera que dicho factor no debe ser menor de 1.5 en presas ordinarias.

g) Método de la cuña.

En este método la parte del talud que se considera como hipotética masa deslizante se divide en dos o tres grandes secciones o cuñas. Si se divide en dos cuñas, la superior se llama la actuante o activa y la inferior la resistente o pasiva. Cuando se consideran tres cuñas, la intermedia se denomina el bloque deslizante. En este método de análisis, la superficie de falla potencial se considera formada por una serie de planos.

El método se aplica sobre todo en dos casos (Fig. II.22).

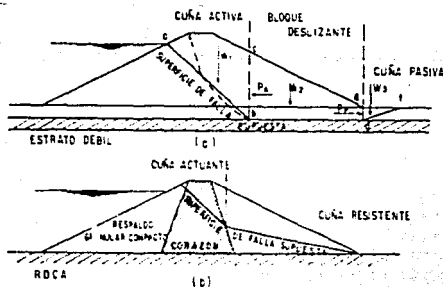


Fig. II.22 Casos de aplicación del método de la cuña

- 1) Cuando existe un estrato débil y delgado en la parte superior del terreno de cimentación (Fig. II.22.a).
- 2) Cuando el terreno de cimentación es roca muy resistente, que no se puede ver envuelta en la falla y la presa tiene un corazón de material fino e impermeable con grandes respaldos de material granular compactado (Fig. II.22.b.)

En el primer caso la falla ocurrirá probablemente sobre el estrato débil y a lo largo del mismo; en el segundo caso se cree que la superficie de falla, aún la parte que se desarrolla en el respaldo granular, queda bien representada por un plano.

El problema se ataca en los dos casos y el factor de seguridad - se obtiene siguiendo el método descrito en el inciso anterior, - con la diferencia de que ahora se trabajará con dos o tres grandes cuñas, en lugar de con un gran número de dovelas. Para el caso mostrado en la Fig.II.22.a, se procede según los siguientes pasos:

- 1) Se supone que se ha desarrollado la suficiente deformación horizontal como para que las cuñas activa y pasiva estén en estado de falla incipiente.
- 2) Se supone que en las superficies bc y ed (Fig. II.22.a.) se desarrollan fuerzas horizontales iguales a los empujes activo y pasivo respectivamente. Estas fuerzas son - P_A y P_P .
- 3) Se define un factor de seguridad para el bloque central deslizando como:

$$F_5 = \frac{R}{P_A - P_P} \quad (\text{II.44}).$$

Donde:

- R Fuerza de resistencia al deslizamiento que se desarrolla en la base del bloque central y que vale:

$$R = C_{bd} + (W_2 - U_{bd}) \tau_3 \beta \quad (\text{II.45}).$$

Donde:

- C_{bd} Fuerza de cohesión a lo largo de la superficie bd
- W_c Peso del bloque central deslizante
- U_{bd} Fuerza boyante producida por las presiones neutrales que existan en el estrato débil.

El método ha de desarrollarse por tanteos, suponiendo varias -- combinaciones de planos constituyendo una superficie de falla y buscando el mínimo factor de seguridad que; en ningún caso, debe rá ser menor de 1.5.

En ocasiones, para un caso dado se obtiene un factor de seguridad menor si se considera que la superficie ab es curva (Por -- ejemplo, un arco de círculo). En tal caso la fuerza P_a , actuante sobre el bloque central deslizante, ha de calcularse dividiendo la cuña activa en dovelas y aplicando el método Sueco modificado, con fuerzas laterales en las dovelas, como se vio en el anterior inciso.

n) Método de análisis de estabilidad tridimensional.

En los análisis normales de estabilidad de taludes se considera al problema bidimensional; es decir, la longitud de la masa deslizante se considera tan grande que los efectos en la zona en -- que la cortina se une a las laderas de la boquilla se consideran despreciables. En realidad, sin embargo, la masa deslizante tiene siempre una longitud finita y definida y las fuerzas resistentes en lo que se podrían llamar las dos bases del prisma deslizante juegan un papel, aumentando la resistencia contra el deslizamiento. Naturalmente que despreciar este efecto tridimensional es conservador y este criterio se justifica en boquillas largas en comparación con su altura; no obstante, en boquillas muy altas y cortas conviene estimar la influencia de las caras extremas. En general, se dice que un análisis en tres dimensiones es conveniente en boquillas en que los apoyos laterales de la cortina sean de un talud 1:1 o más alzado y en que el fondo del valle sea estrecho.

Se han propuesto varios métodos para analizar la estabilidad de una cortina tridimensionalmente. El problema puede considerarse entre los no resueltos teóricamente, por lo que las soluciones que se han propuesto no pasan de ser aproximaciones; de entre -- ellas se han seleccionado las que se exponen a continuación:

La primera de estas aproximaciones consta de los pasos siguientes:

- 1) Divídase la longitud de la presa en varias fracciones -- (entre tres y cinco) de igual longitud, por medio de planos imaginarios normales al eje longitudinal de la cortina.
- 2) Análcese la estabilidad de cada fracción como si se tratase de un problema bidimensional, encontrando la superficie de deslizamiento crítica y las fuerzas actuantes y resistentes en cada caso.
- 3) Supóngase que la superficie crítica bidimensional de cada segmento queda contenida en la superficie crítica tridimensional.
- 4) Calcúlese un factor de seguridad general de la cortina - como la relación entre la suma de las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes en todos los segmentos de la presa.

En realidad, siguiendo el método anterior lo que se obtiene es - un promedio ponderado de las condiciones de estabilidad a lo largo de toda la longitud de la cortina, pero este factor de seguridad promedio es frecuentemente 25% ó 50% mayor que el obtenido - por los métodos tradicionales.

El segundo intento para cuantificar la influencia de la resistencia de las bases de una masa deslizante en la resistencia total, es el debido a Tschebotarioff que se expone a continuación. En -- realidad, se presenta en relación a un problema de capacidad de carga, analizando el caso de una zapata larga colocada sobre un suelo puramente cohesivo. Se incluye aquí porque proporciona una idea cuantitativa de lo que representan la resistencia en las caras extremas, respecto a la total de la masa deslizante y puede, por lo tanto, servir como norma útil de criterio.

Se supone en este análisis que las dos bases son de forma semi-circular y que se trabaja con materiales puramente cohesivos, si bien el criterio expuesto podría aplicarse siguiendo análogos razonamientos a sectores circulares diferentes del semicírculo. -- (Fig. II.23).

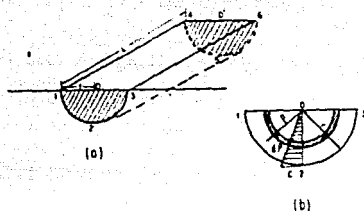


Fig. II.23 Método propuesto por Tschebotarioff para tomar en cuenta la resistencia en los extremos de una cuña cilíndrica de base semicircular, en rotación.

En primer lugar, se adopta como suposición conservadora que en la base semicircular la cohesión varía linealmente con la distancia al centro O (Fig. II.23b), de modo que en un anillo de radio ρ y espesor $d\rho$ vale:

$$c\rho = \frac{\rho}{r} c \quad (\text{II.46})$$

El área del anillo mencionado vale:

$$dA = \pi \rho d\rho \quad (\text{II.47})$$

y en el anillo se produce un momento resistente igual a:

$$dM_c = c \frac{\rho}{r} \pi \rho^2 d\rho \quad (\text{II.48})$$

En toda el área semicircular este momento resistente será:

$$M_c = \frac{\pi c}{r} \int_0^r \rho^3 d\rho = 0.25 \pi c r^3 \quad (\text{II.49})$$

Si el valor anterior se divide entre $\pi r^2 L$ que es el momento resistente en la superficie cilíndrica entre las dos bases, se obtiene la relación $0.25r/L$ que es el aumento relativo en resistencia de cada base semicircular en relación a un cálculo que sólo tomará en cuenta la superficie lateral del cilindro deslizante. Para las dos bases el valor de la anterior relación es $0.50 r/L$.

II.6.2.5 Causas de fallas

La magnitud de las fallas en presas de tierra varía desde lo que pudiera llamarse una catástrofe, que produce grandes pérdidas en vidas y bienes, hasta deterioros más o menos ligeros, que inclusive pudiera no requerir ningún trabajo de reconstrucción. Las fallas catastróficas han ocurrido por ruptura de la cortina bajo el empuje de agua o por rebase del agua sobre la cortina en avenidas extraordinarias; en el primer caso se produce naturalmente una ola cuyos efectos aguas abajo son fáciles de adivinar; en el segundo caso, suele producirse la destrucción total o casi total de la estructura, pues aunque se han reportado rebases de consecuencias no catastróficas, ha de considerarse como una regla general que una cortina de tierra no puede diseñarse en forma segura como sección vertedora.

Otras causas de fallas graves o catastróficas son las que se detallan a continuación:

a) Falla por insuficiencia del vertedor

Esta falla ocurre generalmente por una mala estimación del gasto correspondiente a la avenida máxima que deba desalojar el vertedor de excedencias. La consecuencia es que al presentarse una avenida mayor que la prevista, el vertedor no la desahoga y el agua se vierte sobre la cortina, erosionándola y dañando el talud aguas abajo, con las consecuencias anteriormente señaladas.

Las fallas ocurridas en este renglón han estado siempre asociadas a la falta de los suficientes datos hidrológicos respecto a la corriente que alimenta a la presa. Por tanto, no estará de más insistir en los peligros de la extrapolación de datos de los estudios hidrológicos, en que a veces se trata de obtener datos en una corriente de la que no existe información, con base en medidas más o menos completas realizadas en otra supuesta similar, con consecuencias frecuentemente deplorables, pues este es sin duda un caso en que la extrapolación es prohibida.

b) Falla por tubificación.

Quando el agua fluye a través del suelo, su carga hidráulica se disipa venciendo las fuerzas viscosas inducidas y que se oponen al flujo en los canaliculos formados entre las partículas; recíprocamente, el agua que fluye genera fuerzas erosivas que - tienden a empujar las partículas, arrastrándolas en la dirección del flujo. En el momento en que este arrastre se produce, ha comenzado la tubificación del suelo.

Inevitablemente existen en la masa del suelo lugares en que se concentra el flujo del agua y en los que la velocidad de filtración es mayor; los lugares en que estas concentraciones emergen al talud aguas abajo, en que el suelo no está afianzado por --- fuerzas confinantes, son particularmente críticos en lo referente a posibilidades de arrastre de partículas sólidas; una vez -- que las partículas empiezan a ser removidas van quedando en el suelo pequeños canales por los que el agua circula a mayor velocidad, con lo que el arrastre se acentúa, de manera que el fénomeno de la tubificación tiende a crecer continuamente una vez -- que comienza, aumentando siempre el diámetro de los canales formados. Otra característica curiosa del fenómeno es que, comenzando en el talud aguas abajo, progresa hacia atrás, es decir, hacia el interior de la presa; esto es, evidente con base en lo -- que queda explicado. El límite final del fenómeno es el colapso del borde, al quedar éste surcado por conductos huecos de gran - diámetro que afectan la estabilidad de la sección resistente hasta la falla.

Un factor que contribuye mucho a la tubificación es la insuficiencia en la compactación del bordo, que deja alguna capa del - mismo, suelta y floja; esto es, particularmente probable cerca - de muros o superficies de concreto, tales como ductos o tubos. - Otro factor importante es el agrietamiento de tubos o galerías - en el interior del bordo.

La tubificación del terreno natural bajo el bordo es aún más frecuente, pues los suelos naturales son de estratificación más errática y pueden contener estratos permeables.

Los estudios sobre presas tubificadas han demostrado que en los suelos existe un amplísimo margen de susceptibilidad al fenómeno; las propiedades de los suelos, especialmente la plasticidad de - sus finos ejercen gran influencia, incluso mayor que la compactación. La Fig. II.8 es un resumen sobre la susceptibilidad de los suelos a la tubificación, en orden descendente de resistencia al fenómeno.

Tabla II.8

Gran resistencia a la tubificación	<p>1. Arcillas muy plásticas - ($I_p > 15\%$), bien compactadas.</p> <p>2. Arcillas muy plásticas ($I_p > 15\%$), con compactación deficiente.</p>
Resistencia media a la tubificación	<p>3. Arena bien graduadas o - mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media ($I_p > 6\%$), bien compactadas.</p> <p>4. Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media -- ($I_p > 6\%$), deficientemente compactadas.</p>
Baja resistencia a la tubificación.	<p>5. Mezclas no plásticas bien graduadas y bien compactadas, de grava, arena y -- limo ($I_p < 6\%$).</p> <p>6. Mezclas no plásticas bien graduadas y deficientemente compactadas, de grava, arena y limo ($I_p < 6\%$).</p> <p>7. Arenas limpias, finas, <u>uni</u>formes ($I_p < 6\%$), bien compactadas.</p> <p>8. Arenas limpias, finas, <u>uni</u>formes ($I_p < 6\%$), deficientemente compactadas.</p>

Aparte de la selección del material y de los métodos de construcción más apropiados, la medida usual para prevenir el desarrollo de la tubificación consiste en la colocación de filtros - aguas abajo de la zona que se pretende proteger. El criterio más generalizado para el diseño de tales filtros está basado en las propiedades granulométricas de los suelos, y desprecia la contracción de la cohesión del material protegido o la resistencia al arrastre por las fuerzas de filtración.

c) Falla por agrietamiento.

El agrietamiento suele producirse cuando la deformación de la -- cortina origina zonas de tensión que aparecen por asentamiento - diferencial de la masa del suelo, sea por deformación del propio cuerpo del terraplen o del terreno de cimentación; debido a estas causas la presa puede deformarse de muchos modos.

Las grietas pueden aparecer paralela o transversalmente al eje - de la cortina y la orientación del plano de agrietamiento puede ser prácticamente cualquiera. Estas pueden ocurrir con anchos -- abiertos hasta de 15 ó 20 cm., si bien son más comunes anchos de grietas de 1 ó 2 cm.

Las presas de pequeña altura son las que más comúnmente sufren - el fenómeno que, sin embargo, se presenta con frecuencia en las partes superiores de las presas altas. El que las presas menores sean las más susceptibles al fenómeno quizá se deba a que las -- presiones grandes que hay en el interior de las presas mayores - protegen al suelo. Las grietas más peligrosas son las que corren transversalmente al eje de la cortina, pues crean una zona de -- concentración de flujo; son producidas generalmente por asentamiento diferencial de la zona de la cortina próxima a las laderas de la boquilla respecto a la zona central, del valle. La condición más peligrosa para este agrietamiento es que el terreno en - que se hace descansar la cortina sea compresible.

Las grietas longitudinales suelen ocurrir cuando los taludes de la presa se asientan más que su corazón, lo que es típico en secciones con corazón impermeable de material bien compactado y respaldos pesados de enrocamiento.

El remedio para corregir las grietas consiste en la excavación - de trincheras que sigan su contorno en toda su profundidad, las que deberán de rellenarse con material seleccionado bien compactado. Debe impedirse que las grietas superficiales se rellenen - de agua antes de su sellado, pues de otro modo se producirán presiones hidrostáticas que podrían incluso amenazar la estabilidad de la cortina.

No existe ningún criterio razonable, ni en el campo, ni en el laboratorio para estimar el monto de deformación que puede soportar una cortina sin agrietarse.

Aunque la evidencia de que se dispone dista de ser completa, parece que las arcillas inorgánicas con índice de plasticidad menor que 15 son más susceptibles al agrietamiento cuando se compactan de lado seco, que otros suelos más finos o más gruesos. - Las arcillas con índice de plasticidad mayor que 20, más finas - que las anteriores, aguantan mucha más deformación sin agrietamiento.

d) Falla por deslizamiento de taludes.

La falla por deslizamiento de taludes es quizá la más estudiada de todas las que frecuentemente acaecen en las presas de tierra. Las razones que, además de su importancia intrínseca, es el tipo de falla más susceptible de análisis y cuantificación con los métodos existentes para el estudio de estabilidad de taludes (tema II.6.2.4).

Las fallas por deslizamiento suelen considerarse divididas en -- tres tipos principales:

- 1) Fallas durante la construcción
- 2) Fallas durante la operación
- 3) Fallas después de un vaciado rápido

Este tipo de fallas fueron descritas en el tema II.6.2.3.

e) Fallas por temblores.

En forma genérica puede decirse que las fallas producidas por los temblores en las presas de tierra han presentado las siguientes características:

- 1) Las fallas más frecuentes son grietas longitudinales en la corona del bordo y asentamiento del mismo.
- 2) Los daños en las presas parecen haber sido causados principalmente por la componente horizontal del movimiento sísmico en dirección transversal al eje de la cortina; se piensa que la magnitud y la aceleración de este movimiento son mucho mayores en la cresta que en terrenos de cimentación.
- 3) Existen muy pocas fallas por deslizamiento atribuibles a temblores, aún en cortinas deficientemente compactadas.

- 4) Hay ciertos indicios que permiten pensar que los sismos que causan más daño a presas tienen mayores períodos (menores frecuencias) que los que causan la máxima destrucción en edificios. Por esto, presas muy próximas al epicentro de un temblor pueden salir mucho mejor libradas - que otras colocadas a distancias mucho mayores.
- 5) Hay grandes indicios para juzgar que las presas con corazón de concreto son particularmente susceptibles de sufrir daños durante un temblor; esto es, debido a que el concreto y los suelos que lo rodean no vibran conjuntamente.
- 6) Los respaldos granulares mal compactados o formados por fragmento de roca muy contaminada por finos, pueden sufrir fuertes asentamientos por sismo, que pueden poner en problemas al elemento impermeable. Así, la compacidad adecuada y el lavado de las rocas que lo ameriten constituyen una precaución indispensable.
- 7) Del sismo puede emanar el riesgo de la falla por licuación.

f) Falla por licuación.

Se entiende por licuación de un suelo la pérdida de su resistencia al esfuerzo cortante temporal o definitiva. Los materiales en que ha ocurrido el fenómeno son las arcillas saturadas muy sensibles, las arenas secas sueltas y las arenas saturadas, sobre todo las de baja compacidad.

Los suelos susceptibles de licuarse son aquellos en que los contactos entre los granos son comparativamente escasos, lo que propicia que se pierdan casi totalmente el flujo propiamente dicha. Consecuentemente el fenómeno de la licuación afecta a los suelos sedimentarios naturales o a los depósitos artificiales, que son los que presentan aquel tipo de estructura; en efecto, el tamaño de los granos, su uniformidad y la baja velocidad de cimentación en aguas tranquilas, son todos factores que se conjugan para formar estructuras muy sueltas.

Las causas que pueden producir el fenómeno de licuación son de - dos tipos; hay licuación por incremento de los esfuerzos cortantes que obran en el suelo o por disminución de la resistencia a los mismos y hay licuación producida por una sollicitación brusca sobre el suelo, tal como un sismo, un impacto, etc. El segundo tipo de licuación, cuando ocurre en arenas saturadas suele denominarse licuación espontánea, por la rapidez con que tiene lugar y es el más importante desde el punto de vista ingenieril.

Todas las arcillas licuadas poseen una historia geológica común; se formaron por sedimentación marina y emergieron por la recuperación isostática de los continentes al desaparecer las grandes cargas de hielo, al fin de la última época glacial. El resultado de este proceso en las arcillas fue la lenta substitución del -- agua salada por agua dulce, que produjo el lavado de la sal, pro vocando con ello la pérdida de iones sódicos y correspondientemente de actividad eléctrica de superficie, con lo que la resistencia al esfuerzo cortante se vio fuertemente disminuída y la - sensibilidad aumentada. La menor resistencia conduce a menores - factores de seguridad en los taludes naturales hasta que fallan sin causa aparente; en el proceso de falla, la arcilla se remoldea transformándose en un líquido, estado que conserva muy perdu rablemente, ya que la falta de iones en el agua impide la reestructuración.

En las arenas sueltas y secas pueden ocurrir fenómenos de licuación por un mecanismo semejante al que ocurre en arenas saturadas, con la diferencia de que ahora la presión de poro se genera en el aire de los vacíos y no en el agua. En este caso debe tenerse en cuenta que el aire no es incompresible, por lo que su volumen debe disminuir antes de que la presión engendrada sea importante; además el aire tiene más facilidad que el agua para drenar se, por lo que lo hará con mayor rapidez. Por las anteriores con sideraciones, la licuación en un material seco, sólo será posible si una masa grande de suelo de estructura suelta tiende a - disminuir de volumen entre el material impermeable de la cortina y el dren permeable.

El diseño de los drenes esta gobernado sobre todo por la altura de la cortina, por el costo y disponibilidad en el lugar de mate riales permeables y por la permeabilidad del terreno de cimentación.

En la Fig. II.24 se ilustran algunos tipos más comunes de drenes.

En la primera figura se muestra un tipo sencillo de dren, el cual ha funcionado bien en presas de pequeña altura. La segunda figura corresponde a un dren recomendable en presas de altura intermedia. Por otra parte, si en el lugar no se cuenta con el material recomendable, puede usarse un dren incompleto, longitudinal, con salidas espaciadas dentro de la cortina, como se muestra en la parte d) de la figura.

El defecto principal de los drenes con disposición en pantalla horizontal es que, por efecto de los métodos constructivos, los cuerpos de las presas suelen tender a quedar estratificadas, con permeabilidad horizontal mucho mayor que la vertical, por lo que el agua tiene dificultad para llegar al dren, situado a nivel inferior. Este problema se ha corregido en ocasiones instalando -- drenes captadores verticales también.

Las dimensiones y la permeabilidad de los drenes deben de escogerse de modo que puedan eliminar los gastos de filtración esperados, con un amplio margen. Un dren debe tener, como mínimo, -- una permeabilidad 100 veces mayor que el material más impermeable que protege, bruscamente en todos sus puntos. Además, el lapso en estado líquido será necesariamente más corto.

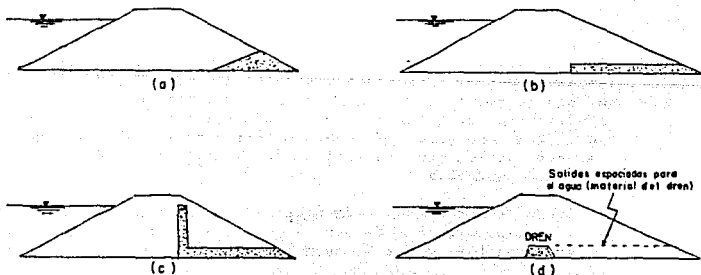


Fig. II.24 Algunos tipos comunes de drenes en presas de sección homogénea.

Se conocen dos tipos de materiales que se han licuado en estado seco: el loess y la roca.

En el caso de una presa de tierra, la licuación de materiales en el bordo conduce a un derrame de los mismos en grandes áreas, -- hasta adoptar taludes irregulares y muy tendidos, que en algunos casos pueden sobrepasar el valor de 10:1.

Como ya se dijo, los suelos más susceptibles a la licuación son los finos, no cohesivos, de estructura suelta y saturada. Estas características describen a las arenas finas y uniformes y a -- los finos no plásticos, o sus mezclas. Las arenas sueltas con -- $D < 0.1$ mm. y coeficiente de uniformidad, C_u , menor que 5 y -- los limos con $I_p < 6\%$ son los materiales más peligrosos, tanto en la cortina como en el terreno de cimentación de una presa de tierra.

II.6.2.6. Drenes.

Los drenes son zonas de material notablemente más permeables que el que forma el cuerpo de la cortina, cuyas funciones principales son:

- 1) Abatir la presión neutral en el agua que se infiltra en la cortina, con lo que se logra un aumento en la presión efectiva correspondiente y, por ello, un mejoramiento de la resistencia al esfuerzo cortante del material y de la estabilidad de la cortina.
- 2) Un control del agua que se infiltra a través de la cortina, a la que se impide arrastrar el material constitutivo de la misma.

Los drenes son indispensables en cortinas de sección homogénea, pero existen en otros tipos frecuentemente.

La efectividad de un dren para reducir la presión neutral en el agua depende de su localización y de su extensión. La efectividad para impedir los arrastres depende principalmente de que el dren esté dotado de buenos filtros, con materiales que proporcionen la debida transición.

II.5.2.7 Filtros

Es bien sabido que cuando el agua circula por un suelo ejerce sobre las partículas sólidas un efecto de empuje dinámico al que suele representarse por una fuerza llamada de filtración. Por efecto de las fuerzas de filtración, las partículas del suelo tienden a movilizarse dentro de la masa del suelo, aunque las vecinas impiden, por lo general, que el movimiento llegue a tener lugar.

Cuando ocurre un contacto de material fino con otro mucho más grueso y más permeable, este confinamiento desaparece y bajo la acción de las fuerzas de filtración las partículas de la zona de la frontera del suelo fino pueden penetrar en los huecos del grueso, produciéndose el arrastre que puede llegar a ser culpable del fenómeno de tubificación.

Así, es generalmente aceptado como una buena práctica, interponer entre el material fino y grueso una transición con un material de granulometría intermedia, que impida la fuga de los finos; frecuentemente, la diferencia entre los materiales en contacto es tan grande en tamaño que un solo material de transición no llena los fines perseguidos, pues es tan grueso que el fino aún se fuga a su través o tan fino que es él, el que se fuga a través del grueso. Se llega así al concepto de filtro de varias capas (generalmente dos o tres), gradualmente más gruesas, según queden ubicadas más cerca del material de mayor tamaño.

Los dos principales requisitos de un filtro satisfactorio son que debe de ser más permeable que el material por protegerse, a fin de servirle de dren y que debe ser lo suficientemente fino como para evitar que el material por proteger pase a través de sus vacíos, puesto que se ha demostrado que los filtros convenientemente diseñados, dan excelente protección contra la tubificación y contaminación de los materiales.

Por otra parte, no hay un criterio definido para adopción de normas únicas que conduzcan al diseño de un filtro, Sin embargo existen algunas recomendaciones para el diseño de un filtro, propuestas por diferentes investigadores:

$$1) \quad 5 < \frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{15} \text{ material protegido}} < 40$$

$$2) \quad \frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{35} \text{ material protegido}} < 5$$

Cuando el material por proteger tiene un alto contenido de grava, las reglas anteriores deben aplicarse a la porción del material menor que la malla de 2.54 cms. (1").

- 3) El material que constituye el filtro debe tener menos de un 5% en peso de partículas menores que la malla No. 200 y su curva granulométrica debe ser parecida a la del material por proteger, siempre y cuando éste no sea muy -- uniforme.

En las expresiones anteriores, los símbolos D_{15} y D_{85} tienen -- los significados que a continuación se detallan:

- D_{15} Tamaño tal, que el 15% en peso del suelo sea igual o mayor.
 D_{85} Tamaño tal, que el 85% en peso del suelo sea igual o menor.

La especificación No. 1 garantiza que la permeabilidad del filtro sea de un orden 100 veces mayor que la del suelo por proteger; la especificación 2) garantiza la imposibilidad de los -- arrastres de finos.

Las reglas anteriores son, quizá, conservadoras y son válidas para todo tipo de suelo; sin embargo, apartarse de ellas en los casos en que sean de aplicación difícil, por ejemplo, por escasez de materiales, es problema delicado que sólo puede resolverse, -- respaldándose en investigaciones de laboratorio.

Cuando un filtro es de varias capas, las reglas anteriores deberán aplicarse entre cada dos de ellas.

El espesor de las capas que componen un filtro podría ser teóricamente muy pequeño, sin embargo, por problemas de construcción, existen espesores mínimos que deben ser conservados. Así, si las capas están horizontales, su espesor mínimo será de 15 cm. para arena y de 30 cm. para grava. En capas verticales o inclinadas, estos espesores deben ser mucho mayores.

II.6.2.8. Efectos sísmicos.

Para que una presa de tierra tenga resistencia dinámica contra el deslizamiento por sismo, ha de tener un cierto margen de seguridad contra falla estática. En el análisis de estabilidad bajo sismo debe contarse con que las propiedades mecánicas de los suelos serán diferentes que en el caso estático; en especial, la --

resistencia al esfuerzo cortante puede reducirse considerablemente debido al efecto del sismo en las presiones neutrales, que -- pueden aumentar en gran medida.

Los métodos de análisis que se consideran a continuación, son métodos simplificados que permiten llegar rápidamente a conclusiones razonables.

El análisis sísmico en terraplenes y presas de tierra se debe -- realizar considerando tres modos diferentes de deslizamiento.

- 1) Según una superficie circular
- 2) Según un plano de deslizamiento
- 3) Deslizamiento por traslación horizontal del conjunto del terraplén.

Los métodos de análisis para los tres casos que se enlistan suponen al material rígido-plástico, es decir, se considera un material indeformable a cualquier esfuerzo por abajo del nivel de falla. En realidad se usan los mismos métodos estáticos comunes, - pero haciendo intervenir en ellos a los efectos dinámicos representados por fuerzas.

II.6.3. Cortinas de Enrocamiento.

Las presas de enrocamiento son terraplenes formados por fragmentos de roca de varios tamaños, la roca puede ser desde pequeños pedruzcos y piedras hasta piedra y roca muy grandes de 3 m. de diámetro.

Los avances recientes en el conocimiento de como se comporta el material granular han conducido hacia mejores métodos para diseño de cortinas de enrocamiento. Una cortina de enrocamiento con buen diseño y cuidadosa construcción tiene alta resistencia a -- los temblores, debido a su carácter flexible. La inclinación de los taludes de los paramentos de las cortinas de enrocamiento varía y depende del diseño de la misma. La inclinación es de 1:1.3 ó 1:1.4. Como los taludes son bastante cercanos a la vertical, se necesita mucho menos material para una cortina de enrocamiento que para una de tierra. Debido a la anchura estrecha de la base y la posibilidad de que haya una alta filtración, las exigencias de la cimentación de las cortinas de enrocamiento, son más rígidas que para las de tierra. Las cortinas de enrocamiento generalmente son menos costosas que las de concreto y pueden ser -- construidas con más rapidez si hay disponible el material adecuado

II.6.3.1. Tipos de Cortinas.

Las cortinas de enrocamiento tienen unas características intermedias entre las de gravedad y las de tierra, ya que este tipo de cortinas son aquellas en que los principales elementos estructurales son las rocas.

Existen dos tipos de cortinas de enrocamiento; Las de paramento impermeable y las de núcleo de tierra impermeable.

a) Cortinas de enrocamiento de paramento impermeable.

En este tipo de cortinas con paramento impermeable el relleno de roca soporta a la membrana y la carga de agua. Como las cargas se transmiten a través del relleno por contacto entre roca y roca, -- la mejor construcción se consigue formando un relleno denso con -- roca bien graduada, pero la arena y la grava en cantidades pequeñas no hacen daño, siempre que se mantenga el contacto roca con -- roca y el drenaje sea adecuado.

La construcción de este tipo de paramentos pueden realizarse con diferentes materiales:

- 1) De concreto reforzado
- 2) De concreto asfáltico
- 3) De acero
- 4) De tablonces de madera

b) Cortinas de enrocamiento con núcleo de tierra impermeable.

En este tipo de cortinas se coloca un núcleo de arcilla impermeable cerca del centro del dique. Asimismo, es muy importante que el núcleo esté separado del relleno de roca por medio de una zona de transición formada por material bien graduado, desde fino hasta partículas gruesas. Esta zona de transición proporciona un firme apoyo al núcleo y los protege de deslaves.

II.6.3.2. Cimentaciones.

La cimentación deberá estar libre de fallas, zonas de corte y de otras zonas de debilidad estructural. El limo, la arcilla, la arena y la materia orgánica debe quitarse del área de cimentaciones antes de la construcción del terraplén.

Se debe construir un cierre hermético a lo largo del contacto de la membrana impermeable con la cimentación y los estribos, en el talón aguas arriba de la cortina, para evitar las filtraciones por debajo de ésta. Este cierre tiene la forma de un dentellón de concreto que se extiende del talón aguas arriba hasta la roca fija.

La anchura del dentellón está generalmente gobernada por condiciones impuestas por la construcción. La profundidad de penetración del dentellón en la roca fija, depende del carácter de la roca de cimentación, ya que si la roca es sana, el dentellón deberá prolongarse, dentro de la roca de cimentación no menos de 1 m., por otro lado, si la roca no está sana puede ser necesario un dentellón más profundo o un tratamiento especial, como inyecciones, o si existen fisuras abiertas o si la roca está fracturada.

Es muy conveniente ser conservadores a éste respecto, debido a la dificultad y el gasto para buscar y reparar las filtraciones después de que la presa está en operación.

II.6.3.3. Análisis de estabilidad.

Los métodos para el análisis de estabilidad de los taludes en -- las cortinas de enrocamiento, básicamente son los mismos utilizados para las cortinas de tierra, descritos en el tema II.6.2.4, siendo estos:

- a) Método de la cuña
- b) Método tridimensional
- c) Método de dovelas
- d) Método bidimensional

El factor de seguridad calculado por cualquiera de los métodos - de análisis no debe considerarse como un valor único. Debe considerarse como indicativo del efecto que pueden tener, en la estabilidad, las variaciones que intervienen en el cálculo. Por ejemplo, conocer la variación del factor de seguridad cuando la presión hidrostática varía entre cero y su valor máximo, es tan importante como el valor absoluto del factor de seguridad.

Los factores de seguridad mínimos aceptables serán 1.5 en condiciones permanentes o estáticas y 1.1 en condiciones de vaciado - rápido o con sismo.

II.6.4. Cortinas de Concreto.

Las presas modernas se construyen de concreto, en la actualidad, miles de cortinas de concreto permiten almacenar agua para sistemas de abastecimiento, riego, control de avenidas y generación de energía eléctrica.

En este tema, básicamente se proporciona información sobre cortinas pequeñas de concreto con altura menor de 30 m., aunque la teoría, es aplicable también a estructuras altas de mayor volumen. En general, al aumentar la altura crecen los problemas, y la solución requiere conocer más a fondo los factores que rigen el proyecto de la cortina.

La seguridad de las cortinas adquiere más importancia conforme aumenta la altura de las mismas, ya que una cortina derivadora de poca altura, entre 2 y 3 m., puede fallar sin producir más daños que los que sufre ella misma. Sin embargo, al aumentar la altura de las cortinas, el mayor volumen de agua que se almacena requiere proyectos con coeficientes de seguridad mayores, para evitar daños serios y la pérdida de vidas debido a una falla. La seguridad, economía y funcionamiento de las cortinas puede asegurarse tomando en cuenta los múltiples factores que afectan su funcionamiento.

II.6.4.1. Clasificación

Las cortinas de concreto se clasifican como: Cortinas de gravedad, de arco, de contrafuertes o combinaciones de estos tipos.

Las cortinas de gravedad de concreto, dependen de su propio peso para su estabilidad estructural, éstas pueden ser rectas o curvas, transmitiendo la carga del agua a través de sí mismas al material de la cimentación. Generalmente, las cortinas de gravedad tienen una anchura en la base igual a 0.7 ó 0.9 la altura de las mismas.

Las cortinas de arco se adaptan bien para usarse en cañones angostos, por lo que las paredes de estos deberán ser de roca adecuada para soportar la carga del agua, transmitida por efecto del arco. Los tramos en arco soportan la mayor parte de la carga; por otra parte, la relación de la longitud (en la corona) a la altura debe ser menor de 5, aunque se han usado relaciones mayores, y casi siempre, la anchura de la base de las cortinas de arco modernas es de 0.1 a 0.3 de la profundidad del agua embalsada.

En forma semejante, los arcos múltiples transmiten cargas a los estribos o extremos del arco, y este tipo de cortinas se adapta mejor a los valles más anchos.

Una cortina de contrafuertes consiste en una membrana inclinada que transmite la carga de agua a una serie de machones en ángulos rectos al eje de la cortina. Hay diversos tipos de cortinas de machones y contrafuertes, siendo los más importantes las de losas planas y de arco múltiple.

Este tipo de cortinas generalmente sólo necesitan de un tercio a la mitad de la cantidad de concreto, en relación con las cortinas de gravedad de altura similar, pero no necesariamente son menos costosas, debido a la mayor cantidad de formas y de acero de refuerzo necesario. Asimismo, son susceptibles de utilizarse en cimentaciones que son demasiado débiles para apoyar una cortina de gravedad.

II.6.4.2. Fuerzas que obran sobre la cortina.

Una cortina debe ser relativamente impermeable y ser capaz de resistir las fuerzas que obran sobre ella. Las más importantes de estas fuerzas son: la presión interna y externa del agua, presión de los azolves, presión del hielo y fuerzas sísmicas.

a) Presión del agua

La presión unitaria del agua aumenta en proporción a su profundidad, que es normal a la superficie de la cortina y esta representada por una distribución de carga triangular, donde la resultante 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 presión resultante del agua está dada por la siguiente ecuación:

$$P = \frac{\gamma' h^2}{2} \quad (\text{II.50})$$

Donde:

- P Presión resultante del agua.
- γ' Peso específico del agua (1000 kg/m³)
- h Profundidad del agua (m)

Ocurren fuerzas internas o de subpresión en los poros, grietas hendeduras, tanto en la cortina como en su cimentación. La magnitud de la fuerza de subpresión depende del carácter de la cimentación y de los métodos de construcción, se considera que la subpresión varía linealmente desde la presión hidrostática total en el paramento aguas arriba hasta la presión total de agua de salida en el paramento aguas abajo. Para esta consideración la fuerza de subpresión U es: (Fig. II.25).

$$U = \gamma \frac{h_1 + h_2}{2} t \quad (\text{II.51})$$

Donde:

- U Fuerza de subpresión
- h_1 Tirante de aguas arriba
- h_2 Tirante de aguas abajo
- t Espesor de la base de la cortina

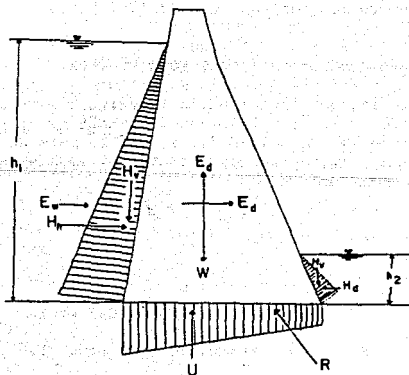


Fig. II.25 Diagrama de cuerpo libre, de una sección transversal de una cortina de gravedad.

b) Presión de los azolves

Casi todas las corrientes llevan una cantidad apreciable de limo, tanto en sus gastos normales como en las avenidas, por lo que si éste se deja acumular contra el paramento de aguas arriba de la cortina, el limo ejercerá cargas mayores que la presión hidrostática.

En general, las cargas del limo se desarrollan lentamente sobre el paramento de la cortina, dando por resultado que los depósitos tienden a consolidarse y a soportarse parcialmente en el vaso.

En la mayor parte de las presas pequeñas de gravedad y arco, la carga del limo no es importante, pero sí en las presas de contrafuertes de paramento inclinado, ya que esta acumulación puede aumentar mucho las presiones.

Para determinar la carga que produce el limo puede suponerse que tiene una presión unitaria equivalente a la de un líquido que -- tenga un peso específico de 1362 Kg/cm^3 y un peso de 1922 Kg/m^3 .

c) Presión del hielo

La presión del hielo se origina por la dilatación térmica de la lámina de hielo y por el arrastre del viento, de tal forma que cuando la capa se encuentra sujeta a un incremento de temperatura, se expandirá y ejercerá un empuje contra el paramento de aguas arriba de la cortina. Además, el esfuerzo ejercido por el hielo al dilatarse depende del espesor de la lámina, de la rapidez de la elevación de la temperatura del hielo, de las fluctuaciones del nivel del agua, del carácter de las playas del vaso, del talud del paramento aguas arriba de la cortina, del arrastre del viento y de otros factores.

Así tendremos, que las presiones del hielo son importantes en todos los tipos de proyectos de cortinas. En las cortinas de gravedad y contrafuertes en las que son comunes los vertedores de demasías y compuertas en los mismos, las compuertas deben calentarse para evitar la formación del hielo, y el espesor estructural de la corona de la cortina debe ser suficiente para soportar los esfuerzos producidos por la capa de hielo.

En general y de acuerdo a los factores mencionados, se supone -- una presión del hielo de 12 a 30 toneladas por metro lineal.

d) Fuerzas sísmicas

Cuando un sismo sacude el terreno, en el cual descansa una presa, la fuerza resultante de inercia iguala al producto de la masa de la cortina por la aceleración causada por el sismo.

Para determinar las fuerzas totales debidas a un sismo, es necesario determinar su intensidad o aceleración, que generalmente, se expresa en relación a la aceleración debida a la gravedad. Por otra parte, las aceleraciones que razonablemente se pueden suponer en el lugar donde se ubica la cortina, se determinarán tomando en consideración la geología del sitio, vecindad a fallas mayores, antecedentes de sismos en la región, y los registros sísmicos de que se pueda disponer.

En las zonas que no estén expuestas a fuertes temblores, generalmente se usa una aceleración horizontal de 0.10 de la gravedad, y una vertical de 0.05.

La aceleración de un temblor de 0.30 de gravedad tiene una eficiencia en el limo igual a la mitad que en el agua, debido a la resistencia interna al corte del limo; como el agua tiene un peso unitario de aproximadamente la mitad que el del limo, el aumento de presión en la cortina provocado por un sismo, es casi igual para el limo que para el agua.

La fuerza para acelerar la masa M de una cortina se obtiene mediante la ecuación:

$$P_{ec} = Ma = \frac{W}{g} \alpha g = \alpha W \quad (\text{II.52})$$

Donde:

P_{ec}	Fuerza sísmica horizontal
M	Masa de la cortina
a	Aceleración del sismo
W	Peso de la cortina o bloque
g	Aceleración de la gravedad
α	Relación de a entre g

La fuerza P_{ec} obra en el centro de gravedad de la sección en estudio.

La fuerza (P_{ew}) de la inercia en Kg por metro cuadrado del agua se determina a partir de la ecuación.

$$P_{ew} = g \cdot h \cdot \gamma_o \quad (\text{II.53})$$

Donde:

h Profundidad total del agua en el vaso (m)

γ_o Peso unitario del agua (Kg/m^3)

$$C = \frac{C_m}{2} \left(\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right) \quad (\text{II.54})$$

Donde:

C Coeficiente adimensional para la distribución y magnitud de las presiones.

C_m Valor máximo de C para un talud constante dado (Fig. II.26)

y Distancia vertical de la superficie del embalse a la elevación que se estudia.

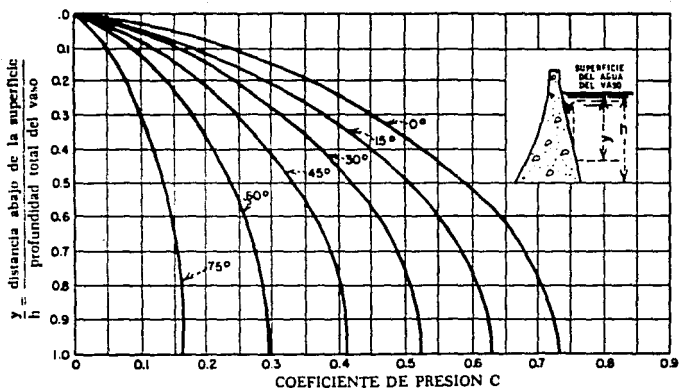


Fig. II.26 Coeficientes para la distribución de presión para los paramentos de talud constante.

Análiticamente el valor total de la fuerza horizontal V_e , a cualquier elevación a la distancia y y abajo de la superficie del agua, y el momento total de vuelco M_e , arriba de esa elevación son:

$$V_e = 0.726P_{ew} Y \quad (\text{II.55})$$

$$M_e = 0.299P_{ew} Y \quad (\text{II.56})$$

No es probable que ocurra vibración o resonancia por los sismos en las cortinas de poca altura o altura moderada, por tanto, este elemento no es un problema para el proyecto de presas pequeñas.

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.

II.6.4.3. Cortinas de gravedad de concreto.

Las cortinas de concreto de gravedad deben proyectarse para resistan con un amplio factor de seguridad las dos siguientes causas de destrucción:

- a) Vuelco
- b) Deslizamiento

Este tipo de causas deberán analizarse para las cortinas de gravedad de concreto, independientemente de que ésta esté cimentada sobre roca o sobre cimentaciones permeables, excepto que en éste último caso deberá considerarse los efectos de la filtración, la tubificación bajo la cortina y el asentamiento o consolidación de los materiales de la cimentación.

a) Vuelco

Existe una tendencia en las cortinas de gravedad al volcarse girando alrededor del talón aguas abajo en la cimentación, o alrededor de la arista aguas abajo de cada sección horizontal.

Además, si la subpresión en el paramento de aguas arriba excede al esfuerzo vertical en cualquier sección horizontal sin subpresión, las fuerzas de subpresión aumentan mucho la tendencia al volcamiento con relación al pie de la cortina 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 cortina puede todavía considerarse segura.

En general los coeficientes de seguridad contra vuelco oscilan entre 2 y 3. Una cortina de gravedad rara vez falla por vuelco, ya que cualquier tendencia al volcamiento da una mayor oportunidad a la cortina para que falle por deslizamiento.

El coeficiente de seguridad contra vuelco es la relación del momento que tiende a enderezar la cortina entre el momento que tiende a volcarla. Esta relación puede expresarse como:

$$F_s = \frac{W_c l_1 + W_w l_2}{P l_3 + U l_4} \quad (\text{II.57}).$$

Donde:

- W_c Fuerza debida al peso del concreto
- W_w Fuerza debida al peso del agua en las superficies inclinadas.
- P Fuerza del agua que obra para desalojar la cortina en dirección aguas abajo.
- U Subpresión
- l Longitud del brazo del momento para las fuerzas -- respectivas.

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.

b) Deslizamiento

El coeficiente de deslizamiento es el coeficiente de rozamiento necesario para evitar el desplazamiento de la cortina sobre su cimentación bajo condiciones de carga. En este procedimiento no se emplean las fuerzas de corte; sin embargo, se supone que estas aumentan la seguridad en el proyecto; asimismo, este procedimiento tiene la desventaja de que para las cortinas de concreto cimentadas en roca, podrían usarse secciones más pequeñas si se incluyesen las fuerzas de corte en este factor.

El coeficiente de seguridad f_s , contra deslizamiento se determina a partir de la ecuación:

$$f_s = \frac{f' (W - U)}{\sum P} = \frac{f'}{f} \quad (\text{II.58})$$

Donde:

- f' Coeficiente de rozamiento estático
- W Fuerzas verticales
- U Fuerza de subpresión
- P Fuerzas horizontales.

En la tabla II.9 se dan valores de seguridad para el coeficiente de deslizamiento para diferentes materiales de cimentación. Los valores exactos del coeficiente de fricción estática no se pueden determinar sin el auxilio de las pruebas de laboratorio.

Tabla II.9 Coeficientes de deslizamiento para las diferentes condiciones de la cimentación.

MATERIAL	Coeficiente de seguridad contra deslizamiento, f	Coeficiente mínimo de seguridad - que se sugiere, f_s
Concreto sobre concreto	0.65-0.8	1-1.5
Concreto sobre roca profunda, superficie limpia e irregular.	0.8	1-1.5
Concreto sobre roca, algunas laminaciones	0.7	1-1.5
Concreto sobre grava y arenas gruesas.	0.4	2.5
Concreto sobre arena	0.3	2.5
Concreto sobre esquistos	0.3	2.5
Concreto sobre limo y arcilla	*	2.5*

*Se requieren pruebas para determinar la seguridad.

II.6.4.4. Cortinas de arco

Las cortinas de arco son estructuras que por sus características son ideales para los cañones angostos formados en roca, la cortina de arco constituye una estructura económica y eficiente para controlar el gasto de las corrientes, asimismo, la capacidad de los arcos para soportar cargas permite ahorrar material y mantener también una estructura extremadamente segura.

En el proyecto de cortinas de arco, el objetivo es transmitir la carga de la presión hidrostática del agua a los atraques por el efecto del arco, para lo que se pueden usar muchos tipos y formas para lograr este objetivo.

a) Fuerzas que intervienen en el proyecto.

Las mismas fuerzas que actúan en las cortinas de gravedad también se presentan en las de arco, pero es diferente su importancia relativa.

Debido a la anchura estrecha de la base en las cortinas de arco, las subpresiones son menos importantes que en las de gravedad. - Además, los cambios de temperatura en el ambiente producen deformaciones importantes y esfuerzos en las cortinas curvas, que generalmente no influyen en las de gravedad.

Los esfuerzos originados por presión del hielo pueden volverse - de bastante importancia, ya que esta presión aumenta la carga en el arco a la elevación del hielo, esta carga existe normalmente concentrada en o cerca de la corona, donde el espesor del arco - es un mínimo.

Debe darse atención especial al arco en su porción más elevada - para facilitar la transmisión de esta presión del hielo a sus apoyos de manera que el anillo superior no se sujete a esfuerzos excesivos. Cuando los anillos superiores resulten muy delgados pueden engrosarse para eliminar el riesgo del alabeo debido a la carga concentrada.

Los cambios de temperatura estacionales producen esfuerzos internos en el arco, ya que al aumentar la temperatura de la cortina, ésta aumenta de tamaño y las reacciones de los apoyos la empujan aguas arriba y al disminuir ésta se contrae.

El vuelco y el deslizamiento rara vez constituyen un factor en el proyecto de cortinas de arco. El interés principal se enfoca en los esfuerzos de corte, los de compresión y en los de tensión.

II.6.4.5. Cortinas de contrafuertes.

Las cortinas de contrafuertes son semejantes en muchos aspectos a las de gravedad. Cada elemento con contrafuerte actúa como viga volada soportando la carga del agua con paramentos de diferentes formas; tales paramentos clasifican el tipo de cortina, siendo los más comunes: de arcos múltiples, de losas sin nervaduras, de cúpulas múltiples, de cabeza redonda, de cabeza de diamante y contrafuertes de viga volada.

Las cortinas de contrafuertes necesitan comúnmente de 30% a 40% menos concreto que cortinas equivalentes de gravedad. Sin embargo, la reducción en costo se contrarresta en parte por el costo

de los moldes, y en algunos proyectos la necesidad de refuerzos.

La escasez de tierra buena o de materiales para enrocamiento, la necesidad de vertedores de concreto, bajo costo de la mano de obra, el uso repetido de los moldes y pocos problemas con el control de la temperatura, son factores que favorecen las cortinas de contrafuertes.

Por otro lado, la roca se prefiere como material de cimentación para cualquier cortina, pero casi cualquier lugar resulta adecuado para la construcción de estas. Las cimentaciones blandas pueden usarse en cortinas bajas, siempre que se de especial atención a las filtraciones. Las cortinas de contrafuertes pueden construirse con mayor facilidad en los lugares con atraques inclinados gradualmente, que en los lugares de cañones con laderas muy inclinadas. La flexibilidad de los contrafuertes permiten alineamientos rectos, curvos o en ángulo, para aprovechar mejor las condiciones de la cimentación.

a) Fuerzas que intervienen en el proyecto.

Entre las fuerzas principales que intervienen en el proyecto son: la resultante de la carga del agua, R_w , que actúa normalmente al paramento; la componente horizontal del agua (H_w) produce un momento de vuelco con relación al talón de aguas abajo de la cortina; la componente vertical del agua (V_w) produce un momento rectificador o estabilizador; además, el peso del concreto proporciona un momento estabilizador que resiste el vuelco. La suma de momentos (incluyendo hielo, azolve, agua de descarga y fuerzas sísmicas) determinan la estabilidad de la cortina contra vuelco. La estabilidad contra vuelco, esfuerzos excesivos y deslizamiento se determinan en la forma tradicional. Debiéndose tomar en cuenta que para cimentaciones que no sean a base de una losa corrida, usualmente se ignoran las fuerzas de la subpresión y en cimentaciones de losa corrida o en las zapatas aisladas de gran masa, deben construirse drenes que reduzcan la subpresión. Solamente cuando los materiales de la cimentación son permeables, como la arena, la subpresión es importante en los cálculos del proyecto.

Ejemplo II.1

Presa de gravedad de concreto construida sobre roca.

Para el presente ejemplo, se suponen las siguientes condiciones

- .) Es una pequeña presa de almacenamiento para aumentar el suministro a una ciudad chica.
- .) Se ha realizado la exploración adecuada para fijar el lugar en que se hará la presa.
- .) Se tienen los levantamientos topográficos correspondientes.
- .) Se han identificado los máximos niveles del agua para determinar los volúmenes que pueden almacenarse dentro del área del vaso.
- .) Superficie de la roca sólida en base a los sondeos obtenidos.
- .) Necesidades de la obra y costo.
- .) Materiales.
- .) Vertedor con una capacidad de $48.14 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- .) Periodo de recurrencia 50 años.

En la tabla 1 se presentan los datos típicos del emplazamiento de esta presa. En las primeras tres columnas se estudian la longitud del vertedor y su carga hidráulica para la descarga del diseño. En las otras columnas se estudian para una longitud de diseño elegida, la operación del vertedor para varias cargas. -

Puede obtenerse una mayor economía y un mejor análisis de la obra solamente con un estudio hidrológico más completo. En este ejemplo se supone que se han hecho los estudios adecuados para determinar que el agua es suficiente para las necesidades de la

obra y que la capacidad del vertedor de demasías de 48.14 m³/s es también adecuada para la avenida máxima.

Se estudia una sección transversal de tanteo para el bloqueo de gravedad central que se adapte al plano de líneas de nivel y al perfil de la fig. 1. Se estima una longitud de base, L, con la profundidad del agua por la ecuación, $L = (0.7 \text{ a } 0.9)H$. Para este ejemplo $L = 0.725H = 11.28 \text{ m}$. La sección transversal se muestra en la fig. 2. Además, suponga que el bloque tiene una anchura de 1 m para facilitar los cálculos. El bloque que se considera que está trabajando por gravedad en el análisis preliminar de estabilidad es la sección triangular, MNP.

Q=1700 pies ³ /s H _a /H=2 entonces [‡] C = 3.95		Curva que da la relación entre la carga y la descarga para L = 150 pies ^{‡‡}						
H, ft.	H ^{3/2}	L, ft.	H _e	H _e /H	C ₁ /C	C=3.95 C	H _e ^{3/2}	Q ft ³ /seg
2	2.8	153	1.0	1/2=0.5	0.925	3.67	1.0	550
3	5.2	83	1.5	1.5/2=0.75	0.96	3.8	1.84	1050
4	8.0	54	2.0	2/2=1.0	1.0	3.95	2.8	1670
5	11.2	38	3.0	3/2=1.5	1.06	4.2	5.2	3280
			4.0	4/2=2.0	1.1	4.35	8.0	5220

Tabla.1 Estudio de la capacidad de un vertedor de cimaco para & Q = $CLH^{3/2} = (C_1/C)LH_e^{3/2}$ el ejemplo de proyecto).

‡‡ véase Fig. IV.15 y IV.16

Las fuerzas principales se ilustran en la Fig. 2. Los cálculos se basan en las suposiciones de que el peso unitario del concreto es de 2400 kg/m³ y el de el agua de 1000 kg/m³. El peso del concreto se calcula con:

$$W_c = (\text{volumen MNP})(\text{peso unitario del concreto})$$

$$W_c = 1/2 \times 15.54 \times 11.28 \times 1 \times 2400$$

$$W_c = 210349 \text{ kg por metro de presa}$$

La presión del agua es:

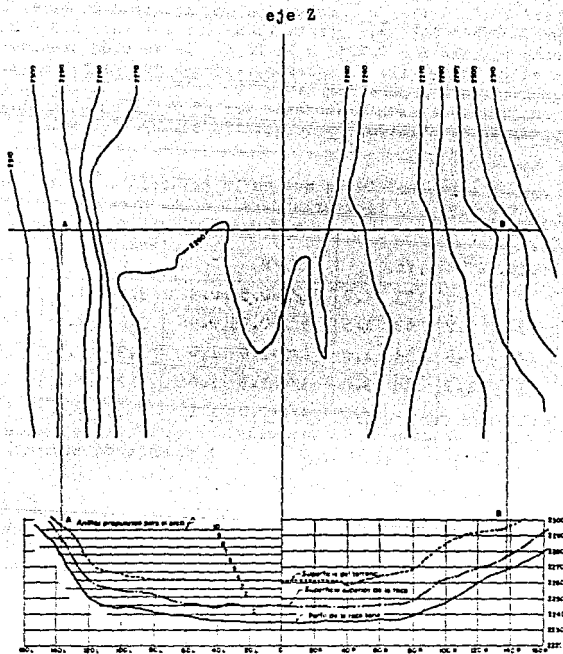


Fig.1 Plano con líneas de nivel y perfil del emplazamiento.

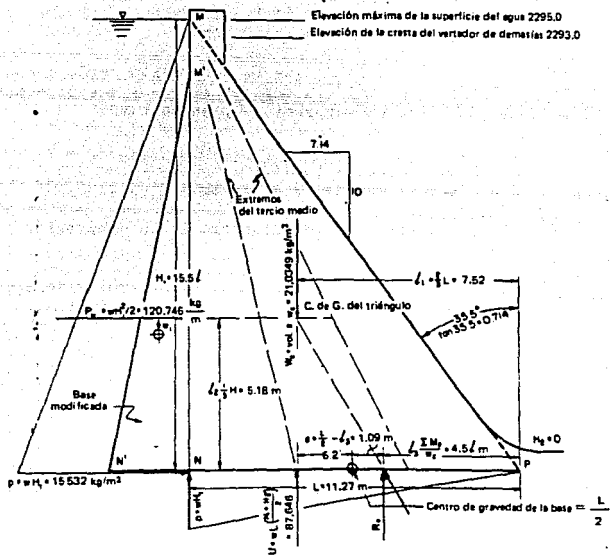


Fig.2 Sección transversal del bloque central de una presa de gravedad de concreto.

$$P_w = (1/2H_1^2)(\text{peso unitario del agua})$$

$$P_w = 1/2 \times 15.54^2 \times 1000$$

$$P_w = 120746 \text{ kg por metro de presa}$$

La fuerza del peso W_c , actúa en el centro de gravedad de la sección. La fuerza de la presión P_w , actúa a la tercera parte de la altura del triángulo de las fuerzas.

Haciendo la suposición de que la subpresión varía linealmente - de un máximo en el talón a cero en el pie y que obra a todo lo largo de la base, la subpresión U , se calcula:

$$U = wLH/2$$

$$U = 1000 \times 11.28 \times 15.54/2$$

$$U = 87646 \text{ kg por metro de presa}$$

En la fig. 2 se ilustran el diagrama de la subpresión y la resultante.

La tendencia de la presa a volcarse se determina tomando momentos con relación al pie. La suma de momentos de vuelco (en el sentido de las manecillas del reloj) es:

$$M_c = P_w \times l_2 + U \times l_1$$

$$M_c = (120246 \times 5.18) + (87646 \times 7.52)$$

$$M_c = 1284562 \text{ kg-m}$$

La suma de momentos que impide el vuelco (en sentido contrario al movimiento del reloj) es:

$$M_{cc} = W_c \times l_1$$

$$M_{cc} = 210349 \times 7.52$$

$$M_{cc} = 1581824 \text{ kg-m}$$

El coeficiente de seguridad contra vuelco es la relación de los momentos M_{cc}/M_c , o

$$\begin{aligned} \text{Coeficiente de seguridad} &= 1581824/1284562 \\ &= 1.23 \end{aligned}$$

Es conveniente un coeficiente de seguridad mayor que 1.5, cuando no se incluyan los sismos, el hielo, etc. Por tanto, la sección debe modificarse para aumentar el momento contra el vuelco o reducir la subpresión. Los esfuerzos para obtener estabilidad deben encauzarse de manera que se aumenten los momentos contra el vuelco. A menudo el coeficiente de seguridad será de 1.1 ó 1.2 cuando se evalúen correctamente todas las fuerzas.

El momento contra el vuelco puede aumentarse aumentando la longitud de la base; por tanto, se aumentó la longitud de la base de la sección triangular, y el coeficiente de seguridad resultante se calculó para ilustrar el efecto que tiene el alargar la base:

Subpresión	Longitud de la base, m	Coeficiente de seguridad contra vuelco
Completa	11.28 (0.725H)	1.23
Completa	12.80 (0.8H)	1.38
Completa	14.02 (0.9H)	1.48
2/3	11.28	1.48

Aumentando arbitrariamente la longitud de la base no se aumenta el factor de seguridad gran cosa en la sección triangular. En la mayor parte de los proyectos la sección en la cresta tiene un espesor considerable para compuertas para una calzada de carretera, etc., el cual incrementa el momento resistente. Sin embargo, este aumento puede no ser suficiente para la seguridad y el proyectista debe modificar la sección. El proyectista debe tener la resultante dentro del tercio medio de la longitud de la base de todas las fuerzas.

Dar un talud en el paramento de aguas arriba de la presa es el medio más eficiente de modificar la sección transversal. Para este ejemplo, se eligió una base de tanteo de 14.02 m y se modificó el triángulo en la fig. 2 a la sección $MM'N'NP$. Se supuso la distancia $M'N$ de 13.72 m. La prolongación de 2.74 m aguas arriba da una inclinación de casi 10 grados al paramento $M'N'$.

Las fuerzas y momentos que se calcularon para esta sección transversal se muestran en la tabla 2. El momento total en el

sentido de las manecillas del reloj, incluyendo la subpresión, es 1646114 kg-m . El momento en el sentido contrario al de las manecillas del reloj es 2444450 kg-m . Por tanto, el factor de seguridad contra el vuelco es 1.49 para toda la subpresión y - 1.87 para 2/3 de la subpresión. En este punto, el proyectista - puede pensar en reducir la subpresión con un sistema de drenaje efectivo y una galería dentro de la presa. Además, la presa - puede estar suficientemente segura si el talón vertical de la - presa (de aguas arriba) tiene esfuerzos iguales a cero, o los - suficientes de compresión cuando se consideran todas las fuer-- zas de diseño.

Las presiones y esfuerzos normales en los planos horizontales - se calculan usando la fórmula trapezoidal:

$$\sigma \text{ (esfuerzo)} = \frac{P}{A} + \frac{MY}{I}$$

Para el esfuerzo normal vertical mínimo en el paramento de agua arriba para una sección de 1 m de anchura y en unidades de - kg/cm² .

$$\sigma \text{ talón} = \frac{\sum W}{10000L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

Sección	Fuerza lb	Brazo del mo- mento, pies	Momento con relación a P
(1) $W_u = 62.5 \times 6 \times 9$	3380	41.5	140000
(2) $W_u = 62.5 \times 9 \times 45/2$	12650	43.0	544000
(3) $W_e = 150 \times 9 \times 45/2$	30350	40.0	1214000
(4) $W_e = 150 \times 51 \times 37/2$	141525	24.67	3491000
(5) $P_u = 62.5 \times 51 \times 51/2$	81151	17.0	1379000
(6) $U = 62.4 \times 51 \times 46/2$	73400	30.7	2250000

Tabla 2 Fuerzas y momentos del proyecto modificado.

Y para el esfuerzo máximo en el lado aguas abajo es:

$$\sigma \text{ pie} = \frac{\sum W}{10000L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

en la que e es la excentricidad de la resultante. En este caso, la excentricidad está dada por $e = \frac{L}{2} - \frac{\sum M}{\sum W}$. La excentricidad puede calcularse directamente tomando momentos con relación al centro de gravedad de la sección horizontal. Sin embargo, los momentos pueden calcularse fácilmente con relación al pie, y

$$e = \frac{14.02}{2} - \frac{1819127}{279559}$$

$$e = 7.01 - 6.5$$

$$e = 0.51 \text{ m}$$

El esfuerzo promedio es:

$$\sigma \text{ promedio} = \frac{W}{10000L} = \frac{279559}{10000 \times 14.02} = 1.99 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo en el pie es:

$$\sigma \text{ pie} = 1.99 \left(1 + \frac{6 \times 0.51}{14.02} \right) = 2.42 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo mínimo en el talón es:

$$\sigma \text{ talón} = 1.99 \left(1 - \frac{6 \times 0.51}{14.02} \right) = 1.55 \text{ kg/cm}^2$$

Adoptando la regla del esfuerzo cero en el talón incluyendo subpresión (pero no sismos, azolve, o hielo) para las condiciones de diseño, la presa está segura contra vuelco. La subpresión en el talón es 15536 kg/m^2 ó 1.55 kg/cm^2 que es menor que el esfuerzo en él de 1.57 kg/cm^2 . En otras palabras, el paramento de aguas arriba permanece en compresión, aunque su valor es muy pequeño. Una subpresión mayor, cuando se combina con otras cargas, cabe pensar que puedan producirse grandes grietas a lo largo de la base, por exceder la resistencia a la tensión del concreto sobre concreto o del concreto sobre roca, o por haberse formado un plano de debilidad durante la construcción.

Para el análisis de factibilidad, el proyectista puede proceder a comprobar el coeficiente de seguridad contra deslizamiento, f como sigue:

$$f = \frac{P}{W - U} = \frac{120746}{279633 - 109234} = 0.708$$

De acuerdo con la tabla 1, este coeficiente proporciona seguridad contra deslizamiento para concreto sobre concreto, concreto sobre roca sana, y concreto sobre roca con algunas laminaciones. Debe considerarse la conveniencia de usar dentellones cuando la calidad de la roca de cimentación sea mala.

Los esfuerzos dentro de la presa son bajos porque los esfuerzos en el talón y en el pie son mucho menores que los permitidos para el proyecto. Generalmente, el proyecto de las presas pequeñas no estará controlado por los esfuerzos internos.

El volumen del material usado es importante para determinar los costos en los estudios de factibilidad. El volumen de la sección central es:

$$\text{Volumen} = \frac{2.74 \times 13.72}{2} + \frac{15.54 \times 11.28}{2} = 106.45 \text{ m}^3$$

por metro de anchura

$$\text{Volumen} = 649 \text{ m}^3 \text{ por tramo de } 6.1 \text{ m}$$

El volumen total puede estimarse aproximadamente haciendo referencia a la fig.1 y aplicando el volumen por metro de la sección transversal total. Podrían estimarse once bloques de 6.1 m más cuatro bloques parciales de volumen mucho menor, o

$$11 \times 649 = 7139$$

$$4 \times 153 = \underline{612}$$

$$7751 \text{ m}^3$$

Las principales cantidades de concreto adicionales serían las de la estructura del vertedor de demasías, que probablemente serían 229 m^3 . En otras varias estructuras sería necesario usar otros 115 m^3 , que hacen un volumen aproximado de 8095 m^3 .

Por otra parte, una vez estimado el costo de las obras que habrán de edificarse, el ingeniero puede proseguir con la evaluación y reevaluación económica del proyecto de la presa.

CAPITULO III
OBRAS DE DESVIO

III. OBRAS DE DESVIO

III.1 Introducción

Antes que pueda iniciarse el trabajo de construcción en el cauce de un río, ya sea de una cortina de almacenamiento o derivación, de estructuras de control de niveles para navegación o distribución de gastos, de esclusas, etc. ; El escurrimiento fluvial debe desviarse, con objeto de dejar seco el sitio donde habrá de construirse.

En México los ríos del centro y el sur del país tienen periodos de escurrimiento bien definidos en primavera y verano, diferentes a los ríos del norte y el noroeste en donde se presentan dos periodos de escurrimiento provocados por lluvias de verano y escurrimientos de invierno, producto de precipitaciones que causan los frentes polares y, algunas veces, el deshielo en la montaña.

El proyecto de una presa que se va a construir a través del cauce de una corriente, debe tomar en cuenta la desviación del gasto de la corriente a un lado o a través del emplazamiento de la cortina durante el periodo de la construcción. La magnitud del problema de desviación variará con el tamaño y potencial de las avenidas de la corriente; en algunos emplazamientos de las cortinas puede ser costoso y tardado, y afectar el programa de actividades de la construcción, mientras que en otros lugares puede no ofrecer mayores dificultades. Por lo que la selección del método más adecuado de desvío, estará en función del riesgo que se desee correr y, el manejo del potencial de las avenidas durante la construcción, para que el costo de la presa resulte económico.

Por otra parte, puede influir en la selección del tipo de desvío, las dimensiones de la cortina y estructuras auxiliares, pues para este tipo de estructuras relativamente pequeñas, en la que el tiempo de construcción sea menor que el periodo de estiaje, el desvío será distinto al que habrá de utilizarse para estructuras relativamente grandes, en la que el tiempo de construcción sea mayor a uno o varios periodos hidrológicos anuales consecutivos, comprendiendo etapas de estiaje y precipitación.

Las condiciones geológicas y topográficas del sitio, también influyen en la selección del tipo de obra de desvío, ya que de acuerdo a estas características, puede ser recomendable la utilización de ataguías, canales, conductos o túneles. Siendo particularmente ventajoso la elección de este último, si servirá para algún propósito útil después de que se haya concluido la construcción de la presa.

Con más detalle las estructuras de desvío, sirven para aislar las corrientes de las zonas de construcción y, escogiendo el tipo adecuado conjuntamente con un programa de construcción; se logra optimizar el costo de la obra.

III.2 Factores que influyen en la selección del método de desvío

Existe un sin número de factores que intervienen para llevar a cabo la selección más adecuada y óptima de la estructura de desvío. Siendo los más importantes los aspectos hidrológicos, geológicos y topográficos del lugar. Así como la planeación integral de la obra y el tipo de cortina.

III.2.1 Hidrología

Dentro de la hidrología será necesario contar con datos del escurrimiento del sitio en estudio, a fin de obtener parámetros - que orienten la adecuada selección del método de desvío. Este tipo de parámetros nos proporcionarán los elementos de juicio - necesarios para planear la obra en tiempo y costo, así tenemos:

- a) **Hidrogramas.**- La representación gráfica de un río es su mamente ilustrativa, ya que mediante su estudio, es posible definir las etapas constructivas más convenientes. Por lo que debe darse gran importancia al tiempo mínimo de observación del escurrimiento de la cuenca en estudio, siendo conveniente tomar un periodo de observación mínimo, entre los 15 y 20 años.

Es necesario, que los datos que se tomen como base para determinar la magnitud del escurrimiento a desviar, correspondan a un punto lo más cercano posible al sitio - de construcción.

- b) **Magnitud y frecuencia de avenidas para el diseño del desvío.**- Dentro de este inciso se consideran 2 casos:
1. Que el tiempo de construcción sea igual o menor que el periodo de estiaje, para este caso, el gasto máximo a desviar será el máximo presentado en dicho periodo.
 2. Cuando el tiempo de construcción es mayor que el periodo de estiaje, es necesario considerar, que el desvío - deberá hacerse de la totalidad del escurrimiento, incluyendo las avenidas máximas, de tal suerte, que el pico de la avenida máxima será el que corresponda a un periodo de retorno de 5, 10 ó 20 años, según sea el riesgo - que se quiera correr, por ejemplo para cortinas de tierra y enrocamiento, el hecho de que haya grandes filtraciones o el agua rebasa la altura de la obra de desvío,

provocaría graves daños.

Una vez definida la avenida de diseño se procede a su tránsito, en función de las características de la propia avenida de diseño, de la topografía del vaso y del tipo y geometría del desvío, puede ser que el tránsito se realice como lo que se conoce por tránsito de avenidas en vasos, con la salvedad de que la obra de desvío en si debe revisarse con cuidado para determinar su curva muy particular de gastos.

Los resultados de mayor interés para el proyecto de la obra de desvío son: La elevación máxima del agua y el gasto máximo de salida por la estructura de desvío.

III.2.2 Topografía

Un elemento importante para la selección del tipo de desvío es la topografía del sitio, ya que las características propias del lugar, nos darán la alternativa de emplear el tipo de obra de desvío más adecuado, por ejemplo, si se tiene una boquilla abierta son adecuadas para emplearse el desvío con tajo, mientras que las cerradas propician el empleo del desvío con túneles. Es más recomendable el empleo de tajos que de túneles debido a que su descarga es mayor para niveles menores.

III.2.3 Geología

La estructura de desvío debe ser segura y permanecer por lo menos durante su vida útil, dicha estructura deberá evitar la erosión, ser estable por si misma y tener una relativa impermeabilidad, a fin de lograr el objetivo deseado, todos estos factores son directamente dependientes de las características geológicas del lugar. Tanto para desvíos con tajo como con túnel que son los tipos más importantes.

La filtración de agua a los sitios de trabajo, deberá reducirse al mínimo permitido, mientras que la estabilidad debe contemplar la necesidad de que los taludes permitidos y el intemperismo le den permanencia a la estructura. Después del análisis geológico y de los demás elementos, cabe la posibilidad de dar algún tratamiento al desvío para asegurar su funcionamiento.

Por lo que es de gran importancia el hecho de considerar la geología del sitio para seleccionar el tipo de obra y para el acondicionamiento de la misma en el trabajo de desvío.

III.2.4 Planeación

La planeación integral de la obra en donde se incluyen tiempos, costos, fechas de calendario, etc. permite también seleccionar el tipo de obra de desvío. Si una presa debe terminarse en poco tiempo y coincide la ejecución de las obras con la época de avenuidas, en general puede decirse que el desvío resultará más grande e incluso podría pensarse en un desvío por diversas estructuras, en todos los casos el análisis de costos deberá realizarse y esto puede inclinar la decisión a un tipo u otro de la obra de desvío.

Queda incluido en todos los elementos de selección mencionados el efecto que tienen las demás estructuras de la presa, ya que efectivamente, el que una cortina sea de concreto o materiales graduados puede ser determinante para la selección del tipo de desvío, pero a la vez la cortina se seleccionará de cierto tipo con base en la topografía, geología, hidrología y planeación de la presa.

III.2.5 Tipo de cortina

Este factor reviste tal importancia ya que los esquemas estudiados serán diferentes cuando se trate de una cortina de concreto o de una cortina de materiales graduados, en el primer caso, por o ningún daño ocasionaría que ciertos volúmenes de agua pasaran por arriba de la estructura de desvío; no así en el segundo caso, en el que el agua podría erosionar la estructura y provocar una falla de grandes consecuencias.

III.3 Tipos de obras de desvío

Las obras de desvío deberán ser tales que se puedan incorporar al programa de construcción con un mínimo de pérdidas, daños y retrasos.

Es práctica común efectuar el desvío de una corriente mediante la utilización de una o varias de las estructuras siguientes:

- 1) Ataguías.
- 2) Canal o tajo temporal.
- 3) Túneles.
- 4) Conductos.
- 5) Desvío a través de cortinas de concreto.

El objetivo consiste en elegir el método óptimo considerando su viabilidad, costo y los riesgos respectivos.

III.3.1 Atagúfas

Las atagúfas son estructuras temporales utilizadas para desviar o contener el escurrimiento en el cauce de un río que permita trabajos de construcción. Una atagúfa debe ser relativamente -baja en su costo, pero tan impermeable como sea posible a fin -de evitar la filtración del agua hacia las zonas de construc- -ción y con frecuencia, para lograr tal fin se realizan trabajos de tratamiento del desplante, consistentes en ocasiones en simple limpia superficial del terreno, en otras, en la sustitución de los materiales de la cimentación o en la excavación de trincheras para dentellones, correspondiendo por lo general tratamientos más completos cuando las atagúfas formarán parte de la cortina.

Si la atagúfa puede proyectarse de manera que sea permanente y esta aumente la estabilidad estructural de la cortina, tendrá -una decisiva ventaja económica, debido a que en algunas presas de tierra pueden incorporarse al terraplen principal, obteniendo con esto una economía al reducir el volumen requerido por el terraplen.

Cuando el programa de construcción es tal que los trabajos en -la cimentación de la cortina se pueden ejecutar durante el es- -taje, el uso de atagúfas puede ser mínimo. En caso de que las características de la corriente sean tales que no resulte prác- -tico lo anterior, la atagúfa debe proyectarse de manera que no solamente sea segura, sino además de altura óptima.

Por lo que respecta a la altura de las atagúfas, ésta quedará -definida por la avenida de diseño, la interrelación entre las -características topográficas del sitio y geométricas de las ata- -gúfas, dimensiones, tipo de la estructura de desvío, caracterís- -ticas hidráulicas y planeación general de la presa. Así como el estudio económico de la altura de la atagúfa en comparación con otros tipos de obras de desvío.

Es práctica común cojugar la construcción de atagúfas con los -demás tipos de obras de desvío como son: túneles, conductos y -canales. Por ejemplo, si en el proyecto figuran vertedores u o- -bras de toma que exigen un conducto de salida relativamente -grande o un túnel, se puede dar paso a los gastos que se van a

derivar sin hacer una atagüfa alta, debe recordarse que el agua acumulada atras de la atagüfa tiene que evacuarse a tiempo para dar paso al agua de otra tormenta en el caso de que ocurra.

La clase más simple de atagüfa es un muro sencillo de tipo de pilas con losas y algunas veces con su resistencia aumentada con rellenos o diques de tierra a ambos lados, no es recomendable utilizar este tipo de atagüfas para profundidades mayores de 1.5m .

Generalmente, las atagüfas se construyen de materiales que se puedan conseguir en el lugar. Los tres tipos que normalmente se usan en la construcción de presas son: atagüfas tipo terraplen, celulares y emparrillados.

III.3.1.1 Atagüfas tipo terraplen

Como su nombre lo indica son terraplenes contruidos de tierra, roca o materiales graduados, así mismo, el material o los materiales con los que se construye pueden colocarse o no seleccionados y si así se requiere pueden compactarse.

El que se emplee tierra, roca o materiales graduados depende básicamente del material disponible y el costo, el que se compacte o no y colocar los materiales no seleccionados o seleccionados depende del análisis de estabilidad del terraplen.

En general, cuando una atagüfa es provisional se construye de tierra o de rocas y con materiales sin seleccionar, mientras que, si la atagüfa va a ser definitiva porque formará parte de la cortina se seleccionan los materiales, se compactan y es cuando tiene más sentido hacerlas de materiales graduados. Sucede en ocasiones que la atagüfa de aguas abajo; sin que vaya a formar parte de la cortina por que esta sea de concreto, se proyecta ser definitiva porque se empleará para formar un tanque de agua al pie de la cortina, ya que si se tiene en la presa un vertedor de caída libre, éste colchón de agua protege a la roca basal y reduce el problema de socavación y fracturamiento al pie de la cortina. Esta solución, además de todo es muy recomendable para boquillas estrechas con roca basal no de calidad óptima y con vertedor en caída libre.

Tanto en este tipo de ataguías como aquellas en donde la corriente tiene velocidad tangencial a su paramento, el material que forma el cuerpo de la misma deberá protegerse del arrastre de materiales, con material grueso.

Las ataguías tipo terraplen son recomendables donde las corrientes no son muy rápidas o que en último caso pueden protegerse con material grueso. Sucede que en ocasiones que un tramo de ataguía puede construirse de tipo terraplen, pero donde aumenten las velocidades no es conveniente continuar con él y se opta por el empleo de las celulares o emparrillados.

La geometría de estas ataguías dependerá de los materiales empleados para su construcción y deberá ser calculada para que cumpla con las condiciones de estabilidad e impermeabilidad.

III.3.1.2 Ataguías celulares y emparrillados

Se emplean también para derivar las corrientes o para encerrar un área durante la construcción, su uso se prefiere y en ocasiones es indispensable, cuando la velocidad del agua es grande. En áreas reducidas donde las corrientes son rápidas son las que se seleccionan.

Estas ataguías se usan cada vez más en virtud de que el área que ocupan es más reducida que la de las ataguías tipo terraplen. Este tipo de ataguías por sus características no pueden quedar como definitivas embebidas en el cuerpo de la cortina.

Mientras que las ataguías celulares se emplean en obras grandes los emparrillados se colocan en las pequeñas en que los desvíos son de poco caudal.

Las ataguías celulares son aquellos elementos estructurales formados por especie de tablaestacas de acero enganchadas entre sí y colocadas formando en planta circunferencias con un pequeño traslape, rellenas de tierra o de roca. Las dimensiones son función de la velocidad de la corriente y de la carga de agua, y su definición es un problema estructural.

Los emparrillados son ataguías formadas con tablaestacas que van desde madera, concreto y hasta acero, rellenas de tierra o de roca.

En las figuras que se muestran a continuación se ejemplifica la disposición de diferentes tipos de ataguías para el desvío de una corriente.

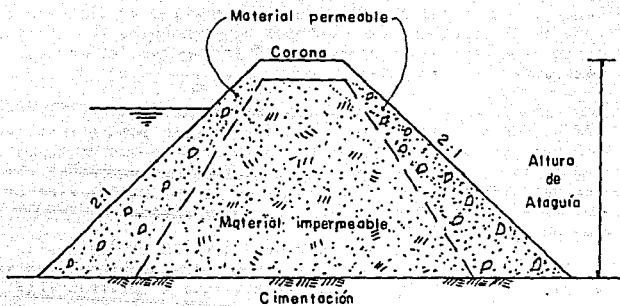


Fig. III.1 Sección característica de una ataguía tipo terraplén

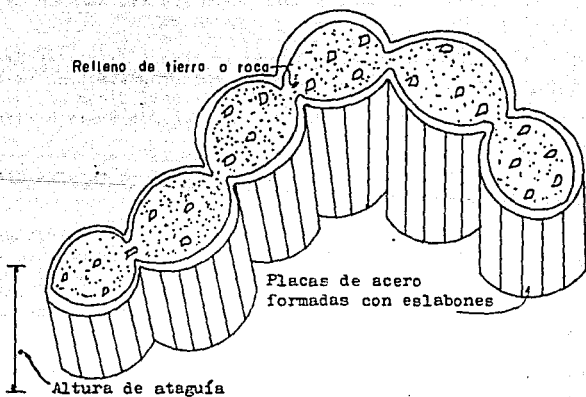


Fig. III.2 Las ataguías celulares pueden tener formas caprichosas de acuerdo con las necesidades.

III.3.2 Canal o tajo temporal

Un canal o tajo es un conducto en el que el agua fluye con superficie libre, por lo que de acuerdo a su origen un canal se puede clasificar en natural o artificial.

El primero incluye todos los escurrimientos de agua, que siguen un curso definido en forma natural sobre la tierra, variando en tamaño desde pequeñas corrientes hasta ríos pequeños y grandes. Mientras que los canales artificiales son aquellos construidos o desarrollados por el esfuerzo humano con algún propósito, por ejemplo: canales para navegación, de potencia, de irrigación, -canaletas, zanjas de drenaje y canales para desvío.

En el presente tema se pretende exponer en forma genérica las -características más importantes de este último.

Básicamente se tienen dos tipos de canales o tajos para el desvío de una corriente. El primero es aquel que se deja en la propia boquilla, ocupando temporalmente parte del sitio de emplazamiento de la cortina y su construcción se realiza de dos maneras:

- a) Dejando que una de las laderas de la boquilla sea uno de los taludes, mientras que el otro se formará con una atagüa en forma de "U", como se muestra en la figura - III.4 .
- b) La otra será colocando dos atagüas paralelas, a fin de formar el canal o tajo (fig. III.5). Este método permitirá el avance en la construcción de la cortina, tanto por la margen derecha como izquierda en forma simultánea.

En el segundo tipo de canal o tajo, corresponde a aquellos que se labran en alguna ladera, los cuales se construyen cuando hay necesidad de desviar grandes gastos y no conviene hacerlo por la boquilla o cuando la construcción de un túnel de desvío resulte más costoso que el tajo; este tipo de canales son factibles de realizarse si los cortes del macizo rocoso no son muy grandes, ya que de serlo esto incrementaría grandemente el costo de la obra de desvío.

Una vez que se ha definido la localización del canal de desvío, habiendo tomado en cuenta los aspectos de planeación general de

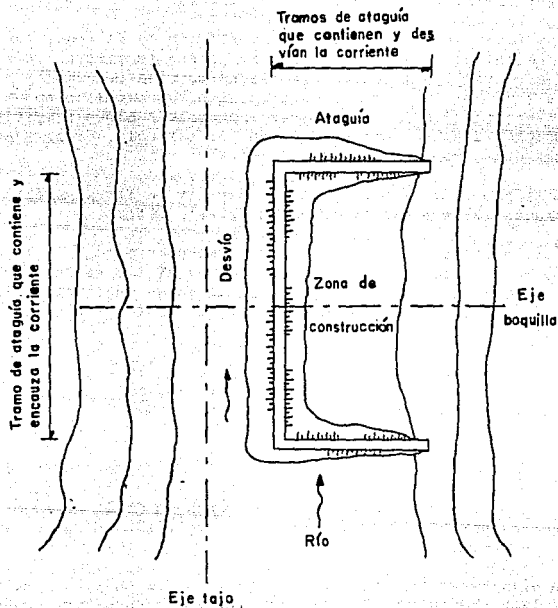


Fig. III.4 Tipo de desvío en canal, formado por una margen de la boquilla y una atagüa en forma de U.

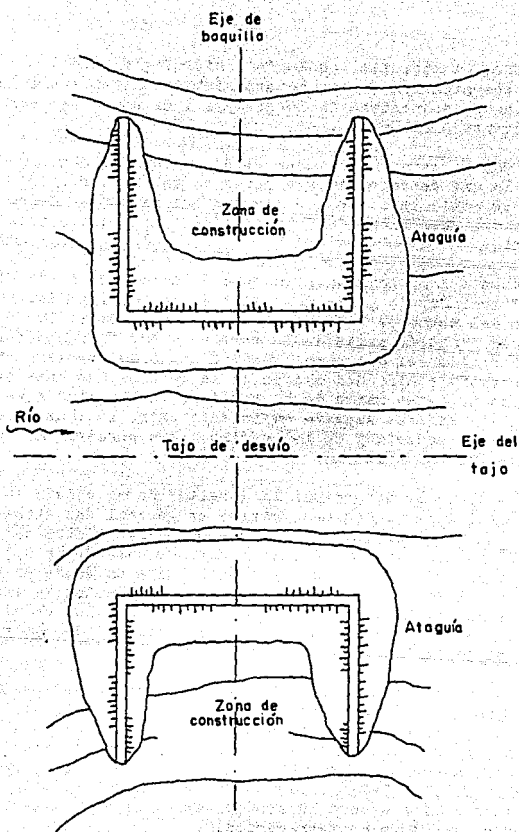


Fig. III.5 Esquema que resulta cuando se habren dos frentes de construcción.

la obra, topografía, geología e hidrología, puede procederse a la determinación de las características de este. Dentro de las cuales se encuentran la longitud L , el ancho del canal B y la pendiente S del mismo.

Las dos primeras magnitudes (L, B), no pueden definirse a priori por lo que deben suponerse pares de valores, haciendo el análisis de estos para escoger los que más convengan desde el punto de vista económico, de factibilidad constructiva y de cierre final.

En cuanto a la longitud; en caso de optar por un desvío que ocupe temporalmente parte del sitio de la cortina, ésta será función del ancho de la cortina en su base y de si las ataguías extrínsecas formarán parte de la cortina o no. Si van a formar parte la longitud del del canal quedará definida por la posición de la ataguía dentro del cuerpo de la cortina, en caso de que la ataguía no forme parte de la cortina, la longitud aumenta por lo que debe dejarse espacio suficiente entre la trazas de los taludes de la ataguía y de la cortina, para permitir el tránsito de equipo de construcción.

Si se trata de determinar la longitud de un desvío labrado en alguna ladera pueden presentarse en general dos situaciones, aquella en que el gasto de desvío se deriva a otra corriente, en cuyo caso la longitud del tajo depende solo de la optimización del desarrollo del mismo, y aquella otra en donde el canal descarga a la misma corriente, para esta situación la longitud depende de los factores que se mencionaron en los desvíos por la boquilla, pero además del desarrollo optimizado que se le pueda dar al labrarlo.

Por lo que respecta al ancho de la plantilla del canal (B), en el caso de un desvío por la propia boquilla se logra pensando en la optimización del colocado de terracerías en la cortina, lo que puede considerarse una primera etapa constructiva y en que las ataguías no resulten muy altas. En el otro caso de desvío labrado en ladera, además de la consideración del colocado de terracerías deberá hacerse el análisis de costos entre canal labrado y altura de terracerías.

En cuanto a la pendiente (S), que es otra de las características del canal, esta se definirá para cada alternativa que resulte de ligar la elevación de la plantilla de entrada y la de salida del canal siguiendo el eje del mismo. Dentro de las limita

ciones impuestas por la topografía, la ruta exacta de un canal queda definida por las pendientes que puedan tolerarse o admitirse, la pendiente excesiva puede producir una velocidad suficiente para causar erosión en la plantilla del canal.

Las velocidades del agua en canales sin revestimiento deben de ser tales que impida la socavación del mismo o el depósito de sedimentos, siendo la máxima permisible la que impida la socavación o la mínima para impedir el depósito de azolves, dependiendo de las características de la plantilla y del sedimento contenido en el agua.

De acuerdo al criterio de Henri Varlet, la velocidad mínima para evitar depósitos de arenas es de 0.5 m/seg y de 0.2 m/seg para depósitos de limos.

La velocidad máxima permitida o la velocidad no erosionante, es la velocidad media más grande que no causará erosión en el área hidráulica del canal. Esta velocidad es muy incierta y variable y se puede solamente estimar con experiencia y buen juicio. En general los canales viejos y bien asentados soportarán velocidades mucho más altas que los nuevos. Cuando otras condiciones son las mismas, un canal más profundo conducirá agua a más alta velocidad media sin erosión que uno menos profundo; Esto es probablemente porque la socavación es causada primeramente por las velocidades del flujo y, para la misma velocidad media, las velocidades del fondo son más grandes en el canal más bajo.

En la tabla III.1 se muestran las velocidades permitidas del canal que fueron publicadas por Fortier y Scobey en 1925. Los valores en este cuadro son para canales de pequeñas pendientes y para profundidades del flujo menores de 1.00 m .

material	"n"	agua clara V en m/seg	agua transportando limos coloidales V en m/seg
arena fina coloidal	0.020	0.45	0.75
arcilla arenosa no coloidal	0.020	0.50	0.75
limo arenoso no coloidal	0.020	0.60	0.90
limo aluvial no coloidal	0.020	0.60	1.10
tierra común firme	0.020	0.75	1.10
arena volcánica	0.020	0.75	1.10
arcilla dura muy coloidal	0.025	1.10	1.50

(continúa)

material	"n"	agua clara V en m/seg	agua transportando limos coloidales V en m/seg
limo aluvial coloidal	0.025	1.10	1.50
grava fina	0.020	0.80	1.50
tierra graduada de arcilla o guijarros no coloidal	0.030	1.10	1.50
limos graduados o guijarros coloidal	0.030	1.20	1.70
gravas no coloidal	0.025	1.20	1.80
guijarros	0.035	1.50	1.70

Tabla III.1 Máximas velocidades permitidas recomendadas por Fortier y Scobey.

La ecuación de Manning-Strickler, es la más comoda y conveniente para obtener el valor de la velocidad media del agua en flujo uniforme:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (\text{III.1})$$

Donde:

V velocidad media del agua en m/seg

R radio hidráulico, en m

S pendiente de la línea de energía

n coeficiente de rugosidad

Ven Te Chow recomienda usar la siguiente expresión, para calcular la "n" de la fórmula de Manning:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \quad (\text{III.2})$$

Donde:

n_0 es un valor básico de n, para canales rectos, con sección uniforme y materiales naturales.

n_1 es una cantidad que se suma a n_0 para corregir el efecto de irregularidades en la superficie de la sección.

- n_2 es una cantidad que corresponde a variaciones en forma y tamaño de la sección hidráulica.
- n_3 este valor corresponde a las obstrucciones del flujo.
- n_4 corresponde a la localización de vegetación en taludes y fondo.
- m_5 es un factor de corrección por sinuosidad.

Los valores de n_0 a n_4 y m_5 se pueden seleccionar de la siguiente tabla (III.2) :

CONDICIONES DEL CANAL			VALORES
TIPO DE MATERIAL	tierra	n_0	0.020
	roca en bruto		0.025
	grava fina		0.024
	grava gruesa		0.028
GRADO DE IRREGULARIDAD	lisa	n_1	0.000
	poca		0.005
	moderada		0.010
	severa		0.020
VARIACIONES DE LA SECCION DEL CANAL	gradual	n_2	0.000
	ocasionalmente		0.005
	frecuentemente		0.010-0.015
EFECTO RELATIVO DE OBSTRUCCIONES	despreciable	n_3	0.000
	pequeño		0.010-0.015
	apreciable		0.020-0.030
	severo		0.040-0.060
VEGETACION	poca	n_4	0.005-0.010
	mediana		0.010-0.025
	grande		0.025-0.050
	muy grande		0.050-0.100
GRADO DE SINUOSIDAD	pequeño	m_5	1.000
	apreciable		1.150
	severo		1.300

Tabla III.2 Valores para obtener "n" de Manning.

Al igual que Fortier y Scobey, en 1936 una revista rusa publicó valores de velocidades máximas permitidas arriba de las cuales la socavación podría producirse en material no cohesivo de un amplio rango de tamaño de partículas y varias clases de suelos cohesivos. Así mismo dio la variación de estas velocidades con la profundidad del canal. Estos valores se determinan a partir de las gráficas III.6 , III.7 y III.8 .

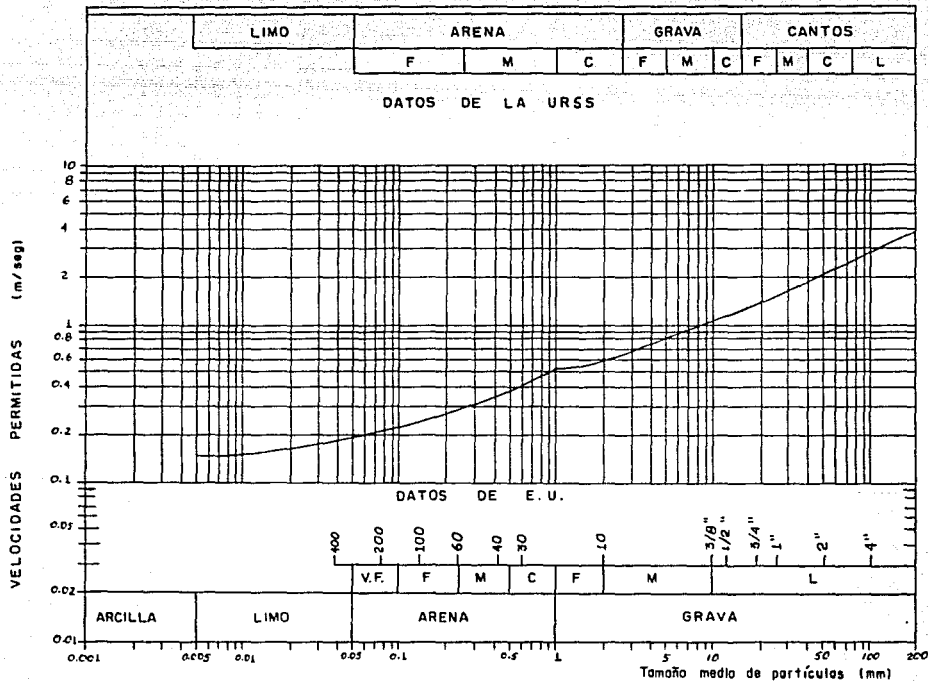


Fig. III.6 Datos de E.U. y URSS sobre velocidades permitidas para suelos no cohesivos.

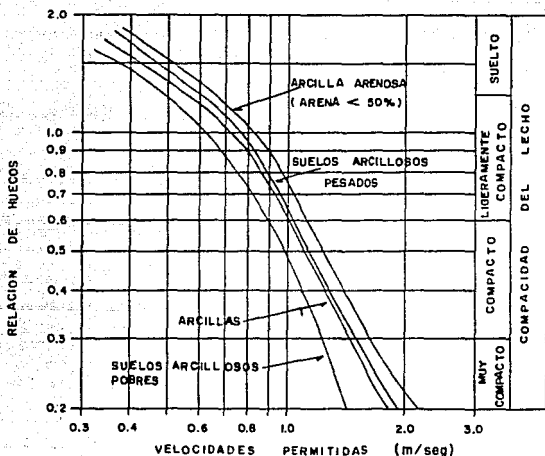


Fig. III.7 Curvas mostrando datos de la URSS sobre velocidades permitidas para suelos cohesivos.

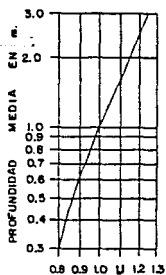


Fig. III.8 Curvas mostrando las correcciones (URSS) de la velocidad permitida para la profundidad de ambos materiales cohesivos y no cohesivos.

Factor de corrección

Las velocidades máximas permitidas anteriormente mencionadas son con referencia a canales rectos, por lo que debe considerarse el grado de sinuosidad del canal.

Como se señaló anteriormente la pendiente longitudinal del fondo de un canal está gobernada generalmente por la topografía y la carga de energía requerida para el flujo de agua, en cambio la pendiente lateral o talud de un canal, depende básicamente del tipo de material que habrá de constituirla.

La tabla III.3 da una idea general de las pendientes o taludes aconsejables para su uso con varias clases de materiales. Para material erosionable, una determinación más segura de los taludes debiera ser controlada contra el criterio de velocidad máxima permitida. Otros factores a ser considerados al determinar los taludes son los métodos de construcción, la condición de filtración, cambios climáticos, tamaño del canal, etc. generalmente hablando las pendientes laterales deberían ser tan empinadas como practicable y ser diseñadas para una alta eficiencia hidráulica y estabilidad.

Materiales	Pendientes laterales
Roca	Casi vertical
Estiércol y suelos de turba	1/4 : 1
Arcilla dura o tierra con protección de hormigón	1/2 : 1 a 1 : 1
Tierra con protección rocosa o tierra para canales grandes	1 : 1
Arcilla firme o tierra para zanjas pequeñas	1 1/2 : 1
Tierra arenosa suelta	2 : 1
Greda arenosa o arcilla porosa	3 : 1

Tabla III.3 Pendientes laterales aconsejables para canales construidos con varias clases de materiales.

La mejor sección hidráulica desde el punto de vista hidráulico es la sección del canal que teniendo el menor perímetro mojado para una área dada tiene una descarga máxima. El semicírculo con la misma área que todas las secciones tiene el menor perímetro mojado; de aquí entonces que es la más eficiente hidráulicamente hablando.

Los elementos geométricos de las cinco mejores secciones hidráulicas se han agrupado en la tabla III.4, pero estas secciones puede que no siempre sean prácticas debido a las dificultades en

la construcción y en el uso del material. En general, una sección debiera ser diseñada para la mejor eficiencia hidráulica pero debe ser modificado para su practicabilidad. Desde un punto de vista práctico debiera destacarse que una mejor sección hidráulica es la sección que da la mínima área para una descarga dada pero no necesariamente la excavación mínima.

Sección Transversal	Area A	Perímetro Mojado P	Radio Hidráulico R	Ancho Superior T	Profundidad D	Factor de Sección Z
Trapezoide, mitad de un hexágono	$\sqrt{3} y^2$	$2\sqrt{3} y$	$1/2 y$	$4/3\sqrt{3} y$	$3/4 y$	$3/2 y^{2.5}$
Rectángulo, mitad de un cuadrado	$2y^2$	$4y$	$1/2 y$	$2y$	y	$2y^{2.5}$
Triángulo, mitad de un cuadrado	y^2	$2\sqrt{2} y$	$1/4\sqrt{2} y$	$2y$	$1/2 y$	$\sqrt{2}/2 y^{2.5}$
Semicírculo	$\pi/2 y^2$	πy	$1/2 y$	$2y$	$\pi/4 y$	$\pi/4 y^{2.5}$
Parábola $T=2\sqrt{2} y$	$4\sqrt{3} y^2$	$8/3\sqrt{2} y$	$1/2 y$	$2\sqrt{2} y$	$2/3 y$	$8/9\sqrt{3} y^{2.5}$

Tabla III.4 Las mejores secciones hidráulicas.

En cuanto a la estabilidad de los taludes se hará uso de lo descrito en II.6 .

Para definir el perfil del agua en el canal de desvío con gasto constante pueden plantearse dos posibilidades de análisis, la primera y más comúnmente usada, aunque indudablemente más incierta, es aquella en donde no teniendo curva de gastos del río se procede a la determinación de la misma empleando el criterio de la sección y la pendiente medios en un tramo de río que comprenda la zona del tajo de desvío, valores con los que, suponiendo una rugosidad al cauce, podrá determinarse el tirante normal correspondiente que será el que se atribuya al gasto considerado. Una vez hecho esto, se procede a la determinación del perfil del agua del tajo.

La segunda posibilidad de análisis es cuando hay una curva de gastos del río.

Para el cálculo del perfil hidráulico en el canal de desvío debe recurrirse a la pendiente y sección transversal medias tanto del canal de desvío como de tramos del río aguas arriba y aguas abajo del canal, así mismo deberá estimarse una rugosidad. Con esta información se procede a la evaluación de los tirantes normal Y_0 y crítico Y_c , de las tres zonas mencionadas.

Se recuerda también que si :

$\frac{dy}{dx} > 0$, el perfil de la superficie libre diverge de la plantilla.

$\frac{dy}{dx} = 0$, el perfil de la superficie libre es paralelo a la plantilla.

$\frac{dy}{dx} < 0$, el perfil de la superficie libre converge con la plantilla.

De acuerdo con estas consideraciones, existen diferentes formas para el perfil de la superficie libre en un flujo gradualmente - variado (12 en total) y que se muestran en la figura III.9 .

La forma del perfil depende de las condiciones particulares en - el canal; el incremento o disminución del tirante depende del - signo que resulte al imponer dichas condiciones.

En la figura III.10 se presentan algunos ejemplos prácticos de - los perfiles indicados en la figura III.9 .

Para analizar el flujo en canales o cauces conviene considerar - un volumen de control formado por una vena líquida limitada por las paredes, el fondo del canal y por la superficie libre del agua.

Básicamente se cuenta con tres métodos para el cálculo de perfiles de flujo gradualmente variado siendo estos: el método de la integración gráfica, el método de la integración directa y el método en etapas.

Una vez determinado el perfil del flujo habrá necesidad de considerar un bordo libre, este debe ser arriba del agua, diseñado como una precaución contra la acumulación de azolve en el canal, - reducción de la eficiencia hidráulica por crecimiento de plantas, acción del oleaje, asentamiento de los bordos y escurrimiento mayor al previsto para chubascos.

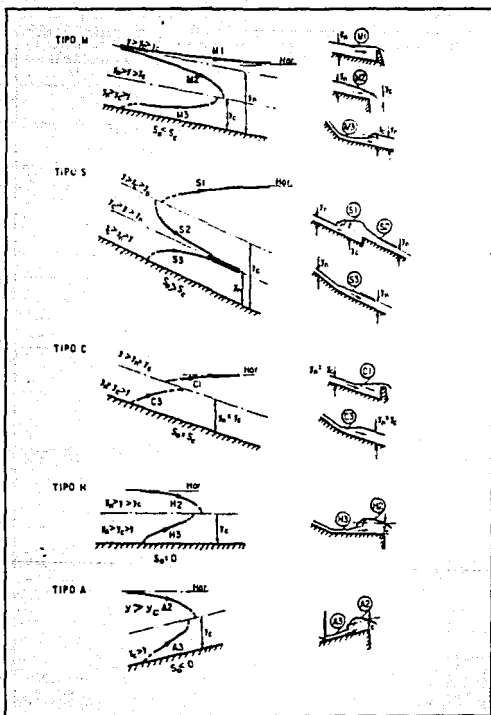


Fig.III.10 Ejemplos prácticos de perfiles de flujo.

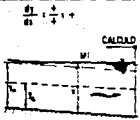
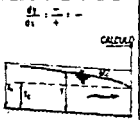
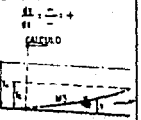
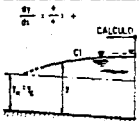
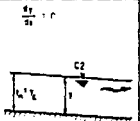
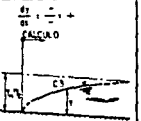
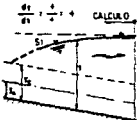
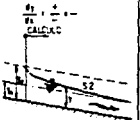
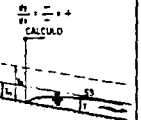
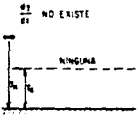
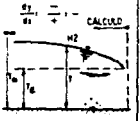
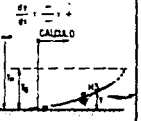
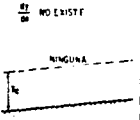
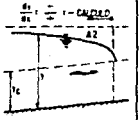
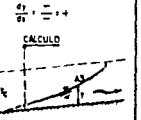
	PERFILES EN LA ZONA 1 $y > y_c$; $S_0 > S_f$ $y > y_c$; $FF < 1$	PERFILES EN LA ZONA 2 $y_0 > y_c$; $S_0 > S_f$; $FF < 1$ $y_0 > y_c$; $S_0 > S_f$; $FF < 1$	PERFILES EN LA ZONA 3 $y < y_c$; $S_0 < S_f$ $y < y_c$; $FF > 1$
PENDIENTE POSITIVA $S_0 > 0$	SUBCRÍTICA: $F_0 < F_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} +$ 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} -$ 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} +$ 
	CRÍTICA: $F_0 = F_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} +$ 	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{-} -$ 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} +$ 
	SUPERCRÍTICA: $F_0 > F_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{-} +$ 	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{-} -$ 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} +$ 
PENDIENTE HORIZONTAL $S_0 = 0$ $F_0 > F_c$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} -$ 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} +$ 
PENDIENTE NEGATIVA $S_0 < 0$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} -$ 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} +$ 

Fig.III.9 Clasificación de los perfiles en flujo gradualmente variado.

Una vez realizado el tránsito de las avenidas; o si no se requirió éste, con la simple determinación de los perfiles se obtienen los niveles máximos en el vaso, en el tajo y aguas abajo de éste. Para la definición del bordo libre en , aguas arriba y aguas abajo del canal, se recomienda partir de la envolvente de niveles máximos.

Lo más común que se recomienda para estructuras de pequeña a mediana importancia es considerar un bordo libre de 1.50 m , otra cosa que se hace es dar solo el 1.50 m de bordo libre donde se tenga la máxima elevación del agua y mantener el mismo nivel en el resto de las estructuras, esta segunda práctica se aplica siempre y cuando no se incrementen en forma considerable los costos por el aumento de terracerías. En el caso de obras importantes puede procederse dando un bordo libre de 2.00 m .

III.3.3 Túneles

Los túneles generalmente son de sección circular o en herradura para aprovechar las ventajas de la acción del arco. Ocasionalmente es más económico conducir el agua por un túnel a través de una montaña, que por medio de un acueducto o canal alrededor de la misma. En general cuando se piensa en un desvío con túneles se debe a que: la boquilla es estrecha, la planeación general de la obra conduce a esa solución, o se va hacer un estudio comparativo con otro tipo de desvío.

Es bien sabido por otra parte, que los túneles pueden escurrir total o parcialmente llenos.

Quando estan llenos trabajan como conductos a presión y revestimiento metálico puede ser necesario para regular las presiones por reventón. En este caso es usual limitar la velocidad máxima a valores del orden de 4 m/seg a 6 m/seg . Su longitud debe ser lo más corta posible y evitar la construcción de codos innecesarios, los que siempre representan pérdidas de carga. También es conveniente dar a los túneles a presión de plantas hidroeléctricas una pendiente geométrica S_0 , ligeramente mayor a su pérdida de carga lineal S ; así estará seguro contra la aparición momentánea de una superficie libre y la formación de bolsas de aire en el interior del túnel, con todos los peligros que ello representa.

Por otra parte, no existe interés en aumentar exageradamente la pendiente S_0 , ya que a partir de la entrada del túnel la pre---

sión estática aumentaría rápidamente, pudiendo adquirir en el extremo inferior valores inadmisibles para la roca en la cual está excavado el conducto y comprometer la impermeabilidad de la misma. Es esta consideración, más la relativa a las sobrepresiones que provoca el movimiento del agua en el pozo de oscilación, lo que limita la pendiente en los túneles a presión.

Desde el punto de vista constructivo, la sección más conveniente es la circular y el diámetro interior mínimo con valores del orden de 2 m , con el fin de que pueda trabajar el equipo de construcción.

Sin embargo, cuando escurren parcialmente llenos trabajan como un canal abierto y el escurrimiento es uniforme el cual está regido por la ecuación de Manning-Strickler (III.1) .

Cabe la posibilidad de hacer combinaciones de aprovechamiento - tanto de los túneles como de las ataguías utilizados para el desvío. Los primeros son factibles de usarse como vertedor, obra de toma y desfogue de las plantas hidroeléctricas, aunque es menos probable la utilización del túnel para este último. En cuanto a las ataguías, es posible que puedan formar parte de la cortina.

Para la localización más conveniente de los túneles de desvío se aplican las mismas consideraciones hechas en el caso de canales de desvío (III.3.2) , es decir, se deberán tomar en cuenta los aspectos hidrológicos, topográficos, geológicos y la planeación general, teniendo en mente, como se menciono anteriormente que - la longitud sea lo más corta posible, además que deberá buscarse que los túneles queden alojados en formaciones geológicamente sanas y topográficamente convenientes.

Por otro lado, si de acuerdo a los estudios realizados resultase la necesidad de contar con dos o más túneles, cabe la posibilidad de construirlos en ambas márgenes del cauce, pudiendo tener características diferentes entre si, como sección transversal en tamaño y geometría de una forma u otra, revestidos o no.

Por lo que respecta a las características de los túneles estas - son su longitud, forma y tamaño de la sección, y la rugosidad - del conducto. En lo relativo a la longitud como se ha venido mencionando ésta debe ser mínima estando en función del ancho de la cortina en su base y de si las ataguías extremas formarán parte o no de la cortina, una vez que ha sido determinada, tanto la longitud como la forma y tamaño del túnel, se procede a realizar un análisis para definir el nivel máximo del agua, ya que este con-

dicionará la altura de la atagüa que inicialmente habrá de suponerse.

Si de acuerdo a los estudios practicados, es necesario la construcción de varios túneles, su longitud se definirá con base en la separación que se determine entre ellos, a este respecto, el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE indica: que la separación entre los túneles es costumbre que sea del orden de dos veces el diámetro del mayor, pero ésto queda sujeto a las características geológicas y topográficas del lugar.

En cuanto a la forma de la sección ésta puede ser cualquiera, aunque es práctica común la utilización de las circulares, en forma de herradura o de medio punto, ya que su selección dependerá del tipo de terreno, equipo de construcción e inclusive de si se le dará un uso posterior al termino de la obra.

Una vez definidas las características de los túneles, se seleccionan varias alternativas de desvío, las cuales se analizan hidráulicamente y se comparan económicamente tomando en cuenta atagüas y túnel en caso de que sean estructuras provisionales.

A continuación se presentan los perfiles hidráulicos más comunes en túneles de desvío y su forma de analizarlos.

Se comenzará con un túnel que tiene regimen lento y se plantearán los posibles casos de análisis de manera que se supongan gastos pequeños inicialmente; lo cual propiciará que el túnel trabaje como canal. Los casos subsecuentes permitirán ir aumentando gradualmente los gastos, hasta que se pase por la condición de entrada ahogada y se llegue finalmente a la salida también ahogada. Esta secuela tiene por finalidad el que pueda ir determinándose la curva de gastos del túnel comenzando con los gastos y cargas pequeñas, se continúe con gastos y cargas medias y se termine con los valores máximos.

En todos los casos de análisis se supondrá que el río aguas arriba del túnel tiene régimen lento; esta suposición es quizá la más común.

Primer caso:

Si se tienen las siguientes condiciones:

$$S_o < S_c$$

$$h < y_t$$

$$y_t > y \Rightarrow y_c$$

Donde:

S_o pendiente de la plantilla del túnel.

S_c pendiente crítica.

h tirante del río antes de la entrada del túnel medido desde la plantilla del túnel en la sección de entrada.

y_t tirante correspondiente a tubo lleno

y tirante a la salida del túnel.

y_c tirante crítico para el gasto considerado.

Se aplican las ecuaciones de continuidad y de Bernoulli desde la sección de la salida hacia aguas arriba para determinar la Y_e para cada gasto. (fig. III.11) .

$$Y_e + \frac{Q^2}{2gA_e^3} = Y_c + \frac{Q^2}{2gA_c^3} + \left(\frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right)^2 L - S_o L \quad (\text{III.3})$$

para $Y = Y_c$

$$Y_e + \frac{Q^2}{2gA_e^3} = Y + \frac{Q^2}{2gA^3} + \left(\frac{V_m n}{R_m^{2/3}} \right)^2 L - S_o L \quad \text{para } Y > Y_c \quad (\text{III.4})$$

Donde:

Y_e tirante inmediatamente después de la entrada del túnel

Q gasto considerado en el análisis.

A_e área hidráulica correspondiente al tirante Y_e .

A_c área hidráulica correspondiente al tirante crítico.

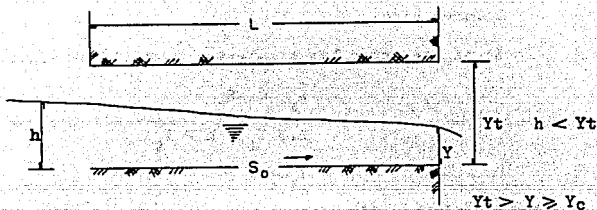
V_m velocidad promedio entre las velocidades de salida del túnel y la del tirante Y_e .

n rugosidad de Manning.

R_m radio hidráulico promedio entre los radios hidráulicos de la salida del túnel y del tirante Y_e .

A área hidráulica correspondiente al tirante Y .

L longitud del túnel .



Si $Y > Y_c$ se debe conocer el tirante del río para el gasto correspondiente.

Fig. III.11 Si los tirantes y la geometría del túnel cumplen con las condiciones establecidas se presentará un perfil hidráulico como el mostrado.

Con cualesquiera de las dos ecuaciones anteriores se determinan las características hidráulicas del túnel en la sección inmediata después de la entrada.

Para conocer el tirante antes de la entrada se tiene:

$$h + \frac{Q^2}{2gA_r^3} = Y_e + (1 + K_e) \frac{Q^2}{2gA_e^3} \quad (\text{III.5})$$

Donde:

A_r área hidráulica del río en la sección donde se considere a la h .

K_e coeficiente, que vale 0.15 para bordes afilados a la entrada y 0.015 para bordes redondeados.

Con ésto se van determinando las h para gastos pequeños

Segundo caso:

Si se presentan las siguientes condiciones (fig. III.12)

$$S_o < S_c$$

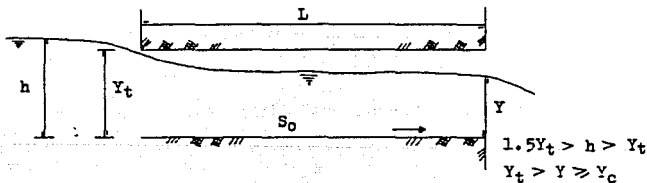
$$1.5 Y_t > h > Y_t$$

$$Y_t > Y \geq Y_c$$

Se aplicarán las fórmulas descritas en el primer caso, para determinar tanto el tirante (Y_e) inmediatamente después de la entrada del túnel para cada gasto, como el tirante (h) antes de la entrada al túnel, excepto que para valuar este último deberá tomarse el siguiente criterio para K_e :

K_e coeficiente que vale 0.25 para bordes afilados a la entrada y 0.025 para bordes redondeados.

Con ésto se determina la h para cada gasto pero deberá revisarse que $h < 1.5 Y_t$ para aceptar el análisis planteado.



Si $Y > Y_c$ se debe conocer el tirante del río para el gasto correspondiente.

Fig. III.12 Habrá algún rango de gastos para los cuales el tirante aguas arriba del túnel sea apenas superior a la altura del túnel, el perfil hidráulico que resulta es el que se muestra.

Tercer caso:

Si se tiene

$$\begin{aligned} S_o &< S_c \\ h &> 1.5 Y_t \\ Y_t &> Y \geq Y_c \end{aligned}$$

Se emplean las siguientes ecuaciones (fig. III.13)

Se aplica primero la ecuación de energía entre la sección de la salida y la intermedia del túnel en donde termina el ahogamiento de éste; de esta sección por cierto no se conoce su posición y es lo que va a determinarse con esta primera ecuación.

Si el tirante a la salida $Y = Y_c$ se tiene

$$Y_t + \frac{Q^2}{2gA_t^3} = Y_c + \frac{Q^2}{2gA_c^3} + \left(\frac{V_m^i n}{R_m^i} \right)^2 (L - 1) - S_o (L - 1) \quad (\text{III.6})$$

Si el tirante a la salida $Y > Y_c$ resulta

$$Y_t + \frac{Q^2}{2gA_t^3} = Y + \frac{Q^2}{2gA^3} + \left(\frac{V_m^i n}{R_m^i} \right)^2 (L - 1) - (L - 1)S_o \quad (\text{III.7})$$

De alguna de estas dos ecuaciones según el caso se despeja a la 1 donde:

A_t área hidráulica para tubo lleno.

l longitud del túnel que trabaja como tubo.

V_m^i velocidad promedio entre las velocidades a la salida del túnel y la del tubo lleno.

R_m^i radio hidráulico promedio entre los radios hidráulicos de la salida del túnel y del tubo lleno.

Posteriormente, se aplica la ecuación de la energía entre la sección en el túnel donde termina el ahogamiento y el río.

$$h + \frac{Q^2}{2gA_r^3} = Y_t + (1 + K_b) \frac{Q^2}{2gA_t^3} + \left(\frac{V_t n}{R_t} \right)^2 l - S_o l \quad (\text{III.8})$$

Donde:

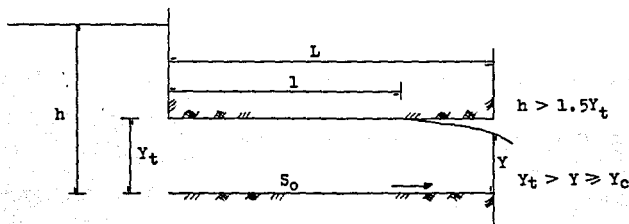
V_t velocidad para tubo lleno.

R_t radio hidráulico para tubo lleno.

K_e coeficiente, que vale 0.5 para bordes afilados a la entrada y 0.08 para bordes redondeados.

Con esta última expresión se determina por tanteos a la h .

La aplicación del juego de ecuaciones para varios gastos permite determinar la relación $h - Q$ para los rangos indicados.



Si $Y > Y_c$ se debe conocer el tirante del río para el gasto correspondiente.

Fig. III.13 Cuando las cargas aguas arriba del túnel comienzan a crecer se ahoga parcialmente el túnel.

Cuarto caso:

Para el caso

$$\begin{aligned} S_0 &< S_c \\ h &> 1.5Y_t \\ Y_t &= Y = Y_c \end{aligned}$$

Por las condiciones descritas el túnel estará totalmente ahogado

y la ecuación que se emplea es (fig. III.14)

$$h + \frac{Q^2}{2GA_r} = Y_t + (1 + K'_e) \frac{Q^2}{2GA_t^2} + \left(\frac{V_t n}{R_t^{2/3}} \right)^2 L - LS_0 \quad (\text{III.9})$$

Con los diferentes valores de h y Q para las distintas condiciones de funcionamiento del túnel (1o., 2o., 3o. y 4o. casos) se puede construir la curva de $h - Q$ para el túnel de desvío.

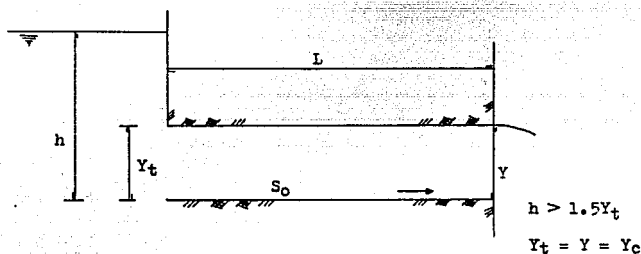


Fig. III.14 A partir de cierto valor de la carga aguas arriba del túnel, este se ahoga totalmente y - para cargas mayores lo único que aumenta es la velocidad del agua.

Quinto caso:
Se tiene

$$S_0 < S_c$$

$$h > 1.5 Y_t$$

$$Y_t < Y$$

La ecuación que se emplea es (fig. III.15)

$$h + \frac{Q^2}{2GA_r} = Y + K'_e \frac{Q^2}{2GA_t^2} + \left(\frac{V_t n}{R_t^{2/3}} \right)^2 L + \left(\frac{1}{A_t} - \frac{1}{A_r} \right)^2 \frac{Q^2}{2G} - S_0 L \quad (\text{III.10})$$

Donde:

A'_r área hidráulica del río en la descarga del túnel.

Al igual que en el tercero y cuarto caso la h puede determinarse por tanteos.

Otro caso que puede presentarse es cuando $S_o > S_c$, pero con mucho menor probabilidad.

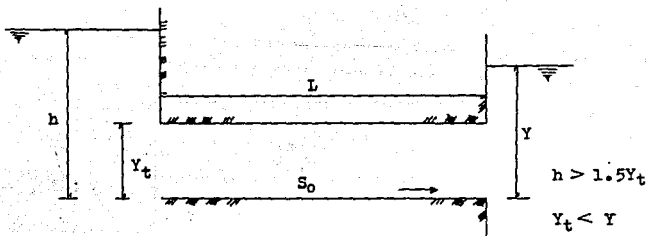


Fig. III.15 Esquema que ocurre cuando aguas abajo del túnel se tiene un tirante que ahoga todo el conducto.

Para el caso de túnel de desvío se determina también la altura máxima que puede alcanzar el agua en las ataguías con base en los perfiles hidráulicos calculados para este tipo de desvío, tanto de aguas arriba como de aguas abajo, y por encima de este valor se añade el borde libre valuándolo como se señaló en el subcapítulo III.3.2 .

III.3.4. Conductos

Se entiende como un desvío con conductos, aquellos casos en que se emplean canalones de madera, de metal o bien tuberías, este tipo de desvío se usa con más frecuencia en combinación simultánea con túneles o canales que como desvío solo, ya que cuando se le combina es factible utilizarse como auxiliar para avenidas grandes, o bien se puede emplear el desvío a través de conductos, cuando los gastos a derivar sean pequeños, o se tengan corrientes con poco caudal y períodos de estiaje muy secos y bien definidos.

La obra de toma para las presas de tierra exigen con frecuencia el uso de un conducto que puede utilizarse para la derivación durante la construcción de la presa, este método para manejar la corriente derivada es económico especialmente si el tamaño del conducto requerido para la obra de toma es el adecuado para dar paso a los gastos derivados. Cuando éstos exceden de la capacidad de la obra de toma completa, se puede obtener un aumento de la misma incrementando la altura de la atagüa, obteniendo con esto una mayor carga hidráulica.

En algunos casos, la capacidad de almacenamiento del vaso a elevaciones menores puede ser tal, que gran parte de la avenida de proyecto pueda retenerse temporalmente y luego evacuarse por un conducto de derivación de menor capacidad que el que hubiera sido necesario para descargar el máximo de la avenida.

En los casos donde la entrada al conducto de la obra de toma quede arriba del nivel del cauce, se puede construir un conducto auxiliar al nivel de la corriente para unir la porción inferior del conducto definitivo.

Cuando los tubos de desvío son otros, y no los de la obra de toma o cuando se emplean canalones, el uso de atagüas formales es mucho menos frecuente, y cuando llega a requerirse, en la mayoría de los casos son pequeñas, correspondiendo a ocasiones especiales la construcción de atagüas en toda forma.

Por supuesto, las dimensiones de estas estructuras al igual que con los canales y túneles de desvío se definen con base en el programa de construcción, estudios hidrológicos, topográficos y geológicos.

En consecuencia si se trata de un desvío con canalón deberán definirse sus características, así como su longitud, pendiente y sección conforme a lo descrito en el punto III.3.2 (canal o tajo tem

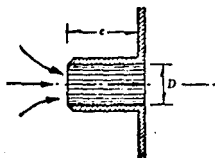
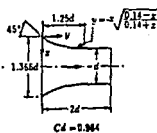
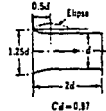
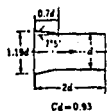
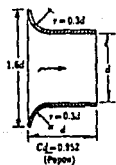
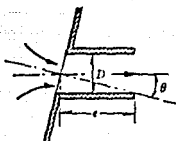
a) Tubo corto.

Para $\theta = 0^\circ$ (Domínguez, Eytelwein y Schurinus).

$e/d \approx 0.5$	1	1.5	2.0	2.5	3	5
C_d	0.60	0.75	0.78	0.79	0.80	0.82
e/d	12	25	36	50	60	75
C_d	0.77	0.71	0.68	0.64	0.60	0.59

Para $e/D = 3$ el coeficiente C_d , según Weisbach, se obtiene de los siguientes valores en función de θ :

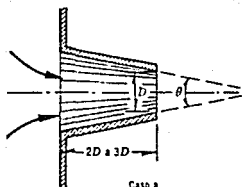
θ	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
C_d	0.82	0.80	0.78	0.76	0.75	0.73	0.72



b) Tubos cilíndricos reentrantes (tubos de Borda)

	C_d	C_v	C_w
$e > 3D$	0.71	0.71	1.00
$e < 3D$	0.51	0.97	0.53

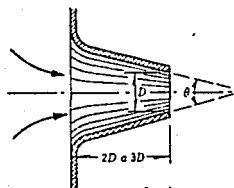
Tabla III.5 Coeficientes de gasto para diferentes tipos de orificios de pared gruesa.



Caso a

c) Tubos convergentes para aristas agudas y redondeadas, respectivamente.

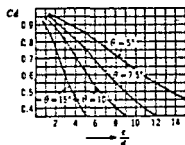
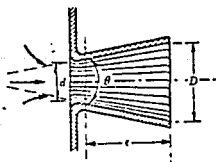
	0°	4°	8°	12°	16°	30°
C_d (Caso a)	0.82	0.916	0.942	0.95	0.941	0.92
C_d (Caso b)	0.96	0.96	0.959	0.955	0.941	0.92



Caso b

	45°	60°	75°	90°	
C_d	0.87	0.82	0.78	0.74	← (Caso a)
C_d	0.87	0.82	0.78	0.74	← (Caso b)

d) Tubos divergentes. Si $\theta \approx 8^\circ$ la vena líquida no llena toda la sección y ocurre la separación. En el caso de aristas redondeadas el coeficiente C_d , referido a la sección de salida, se obtiene de la siguiente gráfica, donde



el coeficiente máximo de gasto se obtiene para $\theta = 5^\circ$.

Tabla III.5 Coeficientes de gasto para diferentes tipos de orificios de pared gruesa.

poral). Por otra parte si se trata de desvío con tubo, las características antes mencionadas deberán obtenerse de acuerdo a lo - tratado en Túneles (III.3.3) .

En caso de que un conducto se comporte como un orificio de pared gruesa, el gasto de descarga se determina mediante la fórmula:

$$Q = AC_d \sqrt{2gH} \quad (\text{III.11})$$

Donde:

Q gasto de la descarga.

A área de la sección.

H desnivel entre la superficie libre del agua y el centro de gravedad del orificio.

C_d coeficiente de descarga cuyos valores se muestran en la tabla III.5 de acuerdo a las características del conducto.

La pérdida de energía se cuantifica mediante la fórmula:

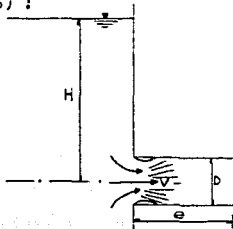
$$\Delta h_r = \left(\frac{1}{C_d^2} - 1 \right) \frac{V^2}{2g} \quad (\text{III.12})$$

Donde:

C_d coeficiente de descarga.

V velocidad de la salida.

Las fórmulas mencionadas se aplican únicamente a conductos que - funcionan como orificios de pared gruesa o tubo corto, para lo - cual es necesario que cumplan las siguientes condiciones (fig. - III.16) :



- 1) Que el conducto no tenga aristas afiladas en su contorno.
- 2) Que la relación $e/D \leq 3$.
- 3) Si la relación $e/D > 3$, empieza a tener influencia la fricción y por lo tanto su funcionamiento será el de un conducto a presión. En este caso se aplicarán los - criterios descritos en V Obras - de Toma.

Fig. III.16 Descarga a través de un tubo corto.

III.3.5 Desvío a través de las cortinas de concreto.

En las cortinas de concreto con mucha frecuencia se inicia su construcción utilizando el método de derivación por etapas sobre los lechos superiores de los bloques alternados de la cortina o por conductos de derivación, en una presa de concreto, este método consiste en el cambio de la ataguía de un lado a otro del río. Durante la primera etapa se limita a una porción del cauce, mientras la cortina se construye a una elevación segura en el resto del canal.

En la segunda etapa, se desvía la ataguía y la corriente se lleva sobre bloques bajos o a través de conductos de derivación en la sección construida de la cortina, mientras que el trabajo prosigue en la porción de la cortina sin construir. Luego se termina hasta su altura final, y la derivación se lleva a cabo por el vertedor de demasías, por la tubería de presión, o por los desfogues permanentes.

Los trabajos de desvío, que a manera de ejemplo han correspondido a segunda etapa, son los que se han denominado desvío a través de la cortina.

Para cuantificar el gasto de la descarga, así como la determinación del comportamiento del cauce a desviar a través de las estructuras utilizadas para tal efecto, es necesario recurrir a lo señalado en III.3.4 conductos, III.3.2 canal o tajo temporal y a IV vertedores, según corresponda.

De igual manera que en los otros métodos de desvío deberán considerarse los aspectos hidrológicos, topográficos, geológicos y la planeación general.

III.4 Cierre de cauces.

En una obra de desvío, la operación que se realiza para que el agua del río escurra por túneles, tajos o partes de alguna obra de la futura presa, tales como descargas a través de la casa de máquinas, parte baja de la obra de excedencias, se conoce como cierre de cauce. Este debe efectuarse en periodo de estiaje y dependiendo del tamaño de la roca que pueda extraerse o disponerse, de la velocidad del flujo y del equipo con que se cuente, se tendrá mayor o menor dificultad en la ejecución del cierre.

En ocasiones el tamaño del material no es suficiente para resistir la velocidad de la corriente, sobre todo en etapas avanzadas de la construcción, cuando esto ocurre se utilizan elementos prefabricados como son cruces tridimensionales, cubos, etc. ; que al arrojarse a la corriente se traban unos con otros formando una so la estructura. Las filtraciones a través de esta son considerables al finalizar la primera etapa, pero se reducen en la segunda etapa al colocar el material impermeable, las cuales deben ser lo suficientemente reducidas para que el bombeo se realice a un costo bajo.

Quando se utilizan túneles o tajos excavados en una o ambas márgenes se cierra de una vez toda la sección del río, lo cual permitirá tener una zona seca para realizar trabajos de construcción quedando comprendida entre ambas ataguías y ocupando todo el ancho del cauce.

En cambio, en ríos muy anchos se obstruye solo una parte de la sección con una ataguía en forma de herradura empotrada a una de las márgenes, esto permite tener una zona que es secada y en la que se construye una primera etapa o parte de alguna obra de la presa. Mientras esta dura el agua del río pasa por la sección que se ha dejado libre.

Una vez terminados los trabajos mencionados se remueve parte de la ataguía en herradura y a continuación se obstruye la sección libre del río, lo cual hace escurrir el agua por la obra que se ha construido para ese fin, ya sean ductos a través de la casa de máquinas o sobre la cimentación del vertedor, o bien a través de un túnel excavado en la margen.

El cierre definitivo de un cauce se puede dividir en cuatro etapas (fig. III.17) .

La primera consiste en la formación de un dique, mediante la colocación a volteo de piedras o elementos prefabricados que resistan la velocidad de la corriente. Esta etapa termina cuando toda la sección del cauce queda ocupada por dicha estructura, con lo que se logra que gran parte del caudal pase por la obra de desvío, aunque una parte se infiltra a través del dique del cierre siguiendo por el río hacia aguas abajo.

La segunda etapa consiste en hacer impermeable el dique de cierre para lo cual sobre el paramento de aguas arriba se coloca rezaga con granulometría cada vez más fina hasta poner una capa de arcilla no compactada, que a su vez se protege con material de rezaga que finalmente se cubre con una capa de enrocamiento.

En la tercera etapa se procede a elevar la corona de la atagüa hasta un nivel tal que los caudales esperados en la época de avenidas no lleguen a pasar por arriba de la estructura y destruyan la cortina en construcción.

La cuarta etapa consiste en construir la atagüa de aguas abajo en forma similar a la de aguas arriba. Su construcción se facilita ya que el agua en el río no tiene velocidad, y además su altura puede ser mucho menor que la atagüa de aguas arriba.

Si se requiere de una pantalla impermeable para reducir las filtraciones, esta se construye en la zona de arcilla y la de material de acarreo hasta llegar a las capas impermeables del subsuelo o hasta una profundidad adecuada, durante la segunda o tercera etapa.

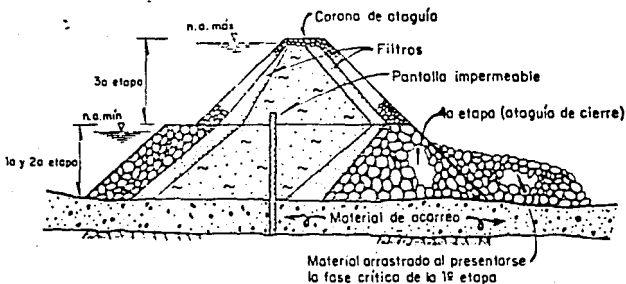


Fig. III.17 Etapas en la construcción del dique de aguas arriba.

III.4.1 Métodos de cierre

Para realizar el cierre de un cauce, ^{que} permita orientar el escurrimiento del río a las estructuras de desvío se pueden aplicar los métodos que a continuación se describen, dependiendo de las características topográficas de la boquilla.

1) Cierre frontal

Este método consiste en elevar una atagüa uniformemente desde el fondo del cauce, como resultado de arrojar la roca a todo lo largo de la sección de cierre, desde un puente o funicular, o bien utilizando barcazas (fig. III.18).

Se usa principalmente en cauces con material arrastrable, ya que la protección del fondo se logra con las primeras capas de material colocado.

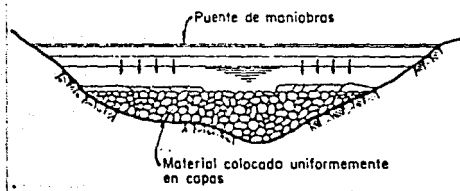


Fig. III.18 Método de cierre frontal.

El método frontal se inicia con la formación de un escalón en el fondo del cauce que crece más o menos uniformemente, mientras la velocidad del agua no logra mover el material utilizado para el cierre. Al aumentar la altura del escalón o dique, se disminuye el área de la sección, lo que junto con el aumento de niveles aguas arriba provoca un aumento en la velocidad del flujo. La atagüa en estas condiciones funciona como un vertedor cuyo ahogamiento se reduce a medida que crece en altura, al mismo tiempo el remanso producido aguas arriba trae como consecuencia un aumento

en el gasto desviado y por lo tanto una disminución en el gasto - vertido, de tal manera que si se sigue levantando la atagüfa, la - velocidad sobre la cresta crece desde la velocidad normal del río hasta un valor máximo, para después, debido principalmente al des - río y en parte también a la capacidad de filtración del cuerpo - del dique, la velocidad disminuya hasta cero cuando el cierre se ha concluido.

Por otra parte la dificultad del cierre disminuye después de la e - tapa que coincide con la aparición de la velocidad máxima sobre - la cresta.

Conocido el material disponible para el cierre y sus velocidades de arrastre, el paso siguiente es determinar el volumen de la ata - güfa de cierre.

Para ello es necesario conocer primero la posible forma que adop - rá la atagüfa durante su construcción. En función de la veloci - dad del flujo sobre la atagüfa y de la resistencia al arrastre de los materiales utilizados se consideran cuatro posibles configura - ciones o formas de la sección transversal, las que se muestran en las figuras III.19 a III.23 .

Conocida la forma de la atagüfa, el volumen de la misma se obtie - ne calculando el área de la sección transversal multiplicandola - por la longitud de la atagüfa. Como se observa en las figuras in - dicadas, las formas resultantes se pueden asemejar a triángulos y trapecios. A continuación se explica cada una de las cuatro confi - guraciones, las que generalmente se aplican a un cierre frontal.

Primera configuración.

Se obtiene cuando el agua sobre el vertedor no es capaz de mover los materiales arrojados y la forma de la sección transversal es triangular o casi triangular (figs. III.19 y III.20), y los talu - des son los de reposo del material. Esta situación termina cuando la velocidad del flujo alcanza el valor mínimo, la cual consigna Izbach por medio de la siguiente ecuación:

$$V_{\min} = \epsilon_0 (2g\Delta D)^{1/2} \quad (\text{III.13})$$

Donde:

ϵ_0 coeficiente que para piedra redondeada varía de 0.86 a 1.20 según condiciones del conjunto.

En esta configuración se puede considerar que los taludes son similares, con un valor aproximado entre 1 y 1.25, es decir $K_1=K_2$

$$q = q_v = m \sqrt{2g} H_d^{3/2} \quad (\text{III.15})$$

Donde:

m coeficiente de gasto. Depende del ahogamiento de la vena líquida y de la forma de la escotadura (fig. III.24).

H_d carga sobre la cresta del vertedor en m .

El volumen del dique será:

$$V = B A_t \quad (\text{III.16})$$

Donde:

V volumen del dique.

B longitud del dique.

A_t área de la sección transversal del dique
 $A_t = a(L_c + K_s)$. a , L_c y K se indican en las figs. III.20 a III.23 .

Segunda configuración

A partir de la velocidad dada por la ec. III.13, la atagüfa comienza a formarse según la segunda configuración (fig. III.21) ampliando la cresta hasta una longitud que experimentalmente se ha obtenido como:

$$L_c = 3 \left(\frac{g^2}{E} \right)^{1/3} \quad (\text{III.17})$$

La velocidad mínima $V_{\min} = V_1$ se presenta al principio de la cresta y se acelera hacia aguas abajo. En este último sitio la velocidad puede aumentar hasta el valor de una velocidad máxima $V_{\max} = V_2$, que se obtiene de la misma ec. III.13 con un coeficiente $\epsilon_o = 1.20$.

$$V_{\max} = \epsilon_o (2g\Delta D)^{1/2} \quad (\text{III.18})$$

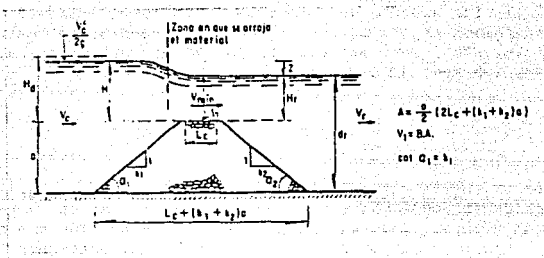


Fig. III.20 Primera configuración.

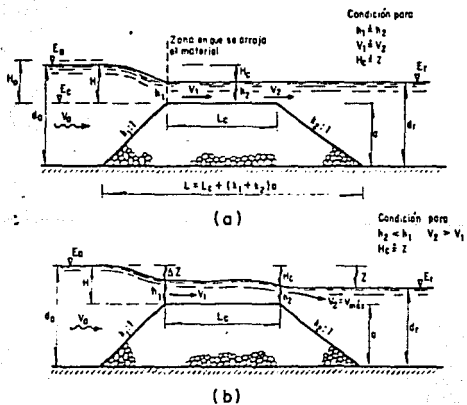


Fig. III.21 Segunda configuración.

Cualquier aumento de velocidad en la zona vertiente hace que de inmediato exista un acomodo de los elementos (arrastré, alargamiento, etc.) para mantenerla. Los tirantes h_1 y h_2 valen para una sección rectangular .

$$h_1 = \frac{q}{V_{\min}} \quad h_2 = \frac{q}{V_{\max}} \quad (\text{III.19})$$

En el límite entre la 2a. y 3a. configuración (fig.III.21.b) la caída se puede obtener de aplicar el teorema de Bernoulli entre una sección aguas arriba del dique y la sección que coincide con el inicio de la cresta (fig.III.19.b). Despreciando la velocidad de llegada V_a se obtiene:

$$z = \frac{1}{\phi_1} \frac{V_{\min}^2}{2g} \quad (\text{III.20})$$

y como desnivel total

$$z = \frac{1}{\phi_2} \frac{V_{\max}^2}{2g} - \frac{V_r^2}{2g} \quad (\text{III.21})$$

Donde ϕ_1 y ϕ_2 son coeficientes que toman en cuenta la pérdida de carga entre las secciones consideradas, con valores entre 0.92 y 0.70 . El conocimiento de ΔZ y Z permite valuar h_1 y h_2 , y con ello V_1 y V_2 ya que el gasto unitario se conoce al aplicar la ec. III.15¹. V_r es la velocidad en el río aguas abajo de la atagüfa. Las fórmulas para el área y volumen son semejantes a la primera configuración.

Tercera configuración

La 3a. configuración esta constituida por dos partes: una cresta ancha que funciona como vertedor y tiene una longitud L_c , al final de la cual se produce la caída H_{ac} ; el flujo escurre sobre esa cresta con velocidad V_1 . A continuación sigue una rampa formada por los elementos que son arrastrados. Ella puede tener poca pendiente y si ello ocurre la velocidad del flujo es V_1 ; el tirante se conserva igual al de la cresta y vale h_2 . La pérdida de carga a lo largo de la rampa es H_{cr} . Esa condición se cumple si la pendiente es menor que la crítica por tanto el flujo es subcrítico. Lo más común es que la pendiente de la rampa sea mayor que la crítica

tica y por tanto se tenga una rápida con tirante h_2 y velocidad V_2 ; la sección crítica se puede presentar al inicio de la rampa (fig.III.22.b)

Por lo antes mencionado el crecimiento de la atagüfa forma la tercera configuración (fig.III.19.c y III.22), donde aparece un nuevo elemento, que es la pendiente de la rampa la cual toma valor.

$$S = \frac{n^2 q^2}{h_2^{10/3}} \quad \text{o bien} \quad S = \frac{n^2 V_{\text{máx}}^{10/3}}{q^{4/3}} \quad (\text{III.22})$$

donde n es el coeficiente de rugosidad según Manning, que se obtiene de la expresión:

$$n = \frac{h_2^{1/6}}{18 \log \left(\frac{11.11 h_2}{2 D_{84}} \right)} \quad (\text{III.23})$$

Donde:

h_2 tirante sobre la rampa.

D_{84} diámetro del enrocamiento en el que el 84% en peso es menor o igual a ese tamaño en m.

Dos condiciones de cálculo serán consideradas dependiendo de si la pendiente de la rápida es mayor o menor que la crítica.

a) Pendiente de la rampa menor que la crítica; flujo subcrítico ($h_2 > h_{\text{crítico}}$).

Se cumplen las siguientes relaciones:

$$H_r = E_a - E_r - H_c \quad (\text{III.24})$$

$$H_c = \frac{1}{\rho_1} \frac{V_{\text{máx}}^2}{2g} - \frac{V_a^2}{2g} \quad (\text{III.25})$$

donde $V_{\text{máx}}$ es la velocidad obtenida durante la segunda configuración y V_a la velocidad aguas arriba de la atagüfa.

Conocida $V_{\text{máx}}$.

$$h_2 = \frac{q}{V_{\text{máx}}} \quad (\text{III.19})$$

Por otra parte las dimensiones de la rampa se obtienen de (fig. III.22) .

$$L_r = \frac{H_r}{S} = \frac{H_r}{\tan \alpha_r} \quad (\text{III.26})$$

$$a_1 = a_2 + H_r \quad (\text{III.27})$$

$$a_2 = d_r - h_2 \quad (\text{III.28})$$

La longitud total de la base, considerando $K_1 = K_2$ es:

$$L = K_1 (a_1 + a_2) + L_c + L_r \quad (\text{III.29})$$

y el área de la sección

$$A = \frac{K_1}{2} (a_1^2 + a_2^2) + L_c a_1 + L_r (a_2 + \frac{H_r}{2}) \quad (\text{III.30})$$

- b) Pendiente de la rampa mayor que la crítica; flujo supercrítico ($h_2 < h_{\text{crítica}}$) .

Se cumple que:

$$H_c = \left(\frac{q}{1.55} \right)^2 - h_2 - \frac{v_1^2}{2g} \quad (\text{III.31})$$

Para encontrar los parámetros restantes se utilizan las mismas relaciones presentadas en el inciso anterior.

Cuarta configuración

La cuarta configuración se forma cuando ha pasado la etapa crítica, la velocidad del flujo y el gasto unitario tienden a disminuir al continuar con el cierre (fig.III.23)

El procedimiento de cálculo consiste en determinar q para la elevación del agua, aguas arriba de la atagüfa.

Se obtiene el producto qH_{cr} ; cuando este producto empieza a disminuir se inicia la cuarta configuración.

$$H_r = E_a - E_r - H_c \quad (\text{III.24})$$

y ΔZ en función de lo conocido se expresa como:

$$H_c = \left(\frac{q}{1.55} \right)^{2/3} - \frac{q}{V} - \frac{V^2}{2g} \quad (\text{III.32})$$

Donde:

V es la velocidad del flujo sobre la roca, que se obtiene por tanteos o se acepta igual a la velocidad crítica para arrastrar la roca utilizada $V = V_{m\acute{a}x}$.

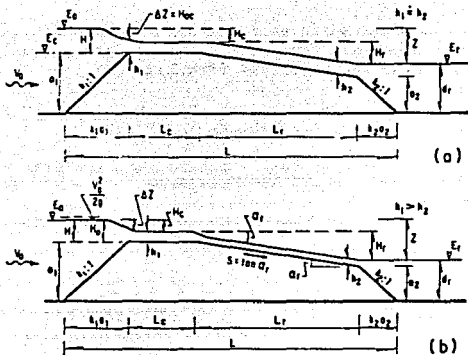


Fig. III.22 Tercera configuración .

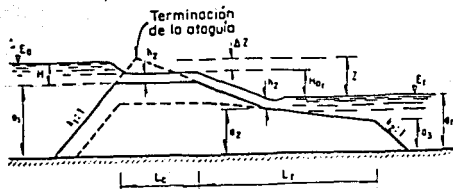


Fig. III.23 Cuarta configuración .

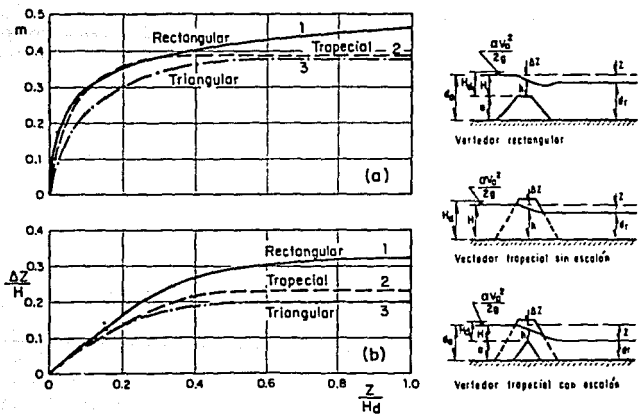


Fig.III.24 Variación del coeficiente de gasto m y de la relación $\Delta Z/H$.

2) Cierre lateral .

El método de cierre lateral o pionero, se usa cuando el fondo del cauce esta formado por material difícil de arrastrar por la corriente o cuando las características topográficas de la sección del cauce así lo requieran, ya que se utilizan con gran ventaja en secciones estrechas o rocosas.

El Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE recomienda que las coronas de las ataguías se fije a unos dos metros por arriba de la elevación máxima que alcanzará el agua cuando el gasto vertido sea nulo. Se obtiene de la curva elevaciones-gastos de la obra de desvío previa selección del gasto que ocurrirá durante el cierre.

La construcción de las ataguías podrá realizarse por una o ambas márgenes del río, debiéndose considerar que conforme vaya avanzando la ataguía normalmente al cauce, se presentará una reducción en la sección transversal del mismo. Como consecuencia, tendremos un incremento cada vez mayor en la velocidad del flujo, así como en los niveles del mismo aguas arriba del dique, por tanto esto provocará modificación en la sección de la ataguía y una posible socavación en el lecho del río.

Una alternativa de solución a los problemas que se presentan como consecuencia del incremento en la velocidad del flujo debido al cierre lateral del cauce, puede ser :

- a) Una vez que se presenta la fase crítica, donde tendremos una sección estable, para la cual no hay erosión y en donde de las paredes estan formadas por partículas en estado de inestabilidad incipiente, el cierre podrá continuarse con el método frontal.
- b) Otra solución para evitar la socavación en el lecho del río, es colocar una o dos capas de enrocamiento, con lo cual podrá continuarse con el cierre lateral.

Cuando no se produce socavación del cauce o se ha evitado en alguna forma, el arrastre puede ejercerse solo sobre el material que se arroja. En la etapa inicial del cierre generalmente no se produce dicho arrastre y el cierre avanza con facilidad hasta que los estrechamientos progresivos de la sección que como ya se cito producen un aumento de velocidad que es capaz de mover las piedras. En otras palabras se alcanzará una etapa de avance muy lento, en la que el material vertido pasa a alimentar una lengua -

(fig.III.25.b) que se forma aguas abajo y que crece con perfiles similares a los indicados en las figs.III.19.b y c para el método frontal.

El cálculo más complejo se debe hacer para cubicar la lengua - que se forma cuando se inicia y persiste el transporte de los elementos usados en el cierre.

El canal formado dentro del cuerpo de la atagüa, debe tener una sección estable, ya que la velocidad tiene el valor $V_{\text{máx}}$. A suponer que por el efecto tangencial todas las partículas de la sección, cualquiera que sea su talud están a punto de moverse, se obtiene una sección parabólica cuyo ancho de la superficie libre es:

$$b_s = \frac{\pi h_{\text{máx}}}{\tan \theta} \quad (\text{III.33})$$

Donde:

b_s ancho de la superficie libre de la sección parabólica

$h_{\text{máx}}$ tirante máximo de la sección.

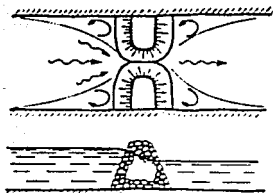
θ ángulo de reposo del material, en grados.

La relación entre b_s y $h_{\text{máx}}$ fue comprobada en ensayos de cierre en el laboratorio, y permite calcular el ancho del canal formado para diferentes etapas, y puede tomarse como ancho de la lengua de arrastre. El área de la sección estable está dada por:

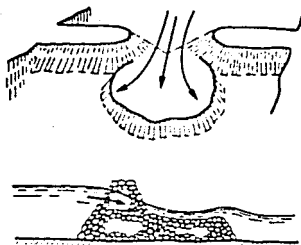
$$A = \frac{2.04 h_{\text{máx}}^2}{\tan \theta} \quad (\text{III.34})$$

Para obtener la longitud de la rampa, Levediev propuso usar la potencia unitaria $N_1 = \lambda^4 Q H_r$, donde H_r es la caída de la rampa

$$L_r = \frac{N_1}{\sqrt[3]{\text{máx}} C^2} \quad (\text{III.35})$$



a) Sin transporte del material de la atagufa



b) Con transporte del material de la atagufa

Fig.III.25 Cierre lateral .

Donde:

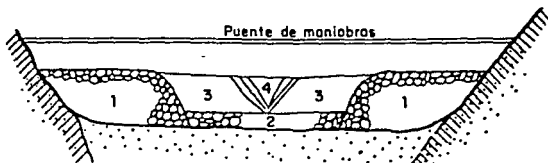
C es el coeficiente de Chezy, en $m^{1/2}/seg$

$$C = \frac{n}{h^{0.48} v_{m\acute{a}x}} \quad (III.36)$$

De acuerdo con Khaldre, la n de Manning, toma un valor medio de $n = 0.05$ para piedra redondeada homogénea de tamaño entre 15 y 25 cm pudiendo llegar a 0.10 para mayor diámetro. El coeficiente de Chezy también es igual al denominador de la ec. III.23. Para elementos artificiales debe obtenerse experimentalmente.

3) Método combinado

Es común utilizar una combinación de los dos métodos cuando el cauce del río es muy amplio, en este caso se aplica en primer lugar el método lateral con el que generalmente se estrecha la sección hasta que se inicia el arrastre del material del fondo del río provocado por las velocidades que alcanza el flujo. Prosiguiéndose con el método frontal para evitar socavaciones en el fondo, cerrándolo por último lateralmente (fig.III.26) .



El puente de maniobras se utiliza para construir la etapa 2

1,3,4 método de cierre lateral

2 método de cierre frontal

Fig.III.26 Método de cierre combinado.

III.4.2 Criterios para el cálculo

Los criterios de cálculo que se describen a continuación han sido desarrollados, principalmente por Isbach, Khaldre y Levediev. Se incluyen además los resultados de Cruickshank y Sánchez obtenidos en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Los cálculos estarán fundamentalmente encaminados a conocer la velocidad del flujo vertido y en función de ella, determinar - cual material será arrastrado o el tamaño de los elementos para que eso no ocurra.

Para efectuar el cálculo del cierre de un río se cuenta con los datos siguientes:

- a) Gasto del río durante el cierre.
- b) Curva de elevaciones-gastos del río.
- c) Curva elevaciones-gastos del canal o túneles de desvío.
- d) Tamaño y peso específico de la roca disponible.
- e) Se calcula:

$$V_{mfn} = 0.86 (2g\Delta D)^{1/2} \quad (\text{III.13})$$

$$V_{m\acute{a}x} = 1.20 (2g\Delta D)^{1/2} \quad (\text{III.18})$$

Donde:

$$\Delta = (\gamma_s - \gamma) / \gamma$$

γ_s peso específico del material.

γ peso específico del agua

D diámetro de una esfera del mismo peso que la piedra, en m. Para algunos elementos artificiales se puede - obtener de la relación t/d_0 mostrado en la tabla - III.6

- f) En un primer tanteo se acepta que el coeficiente de permeabilidad es muy bajo y por tanto que el gasto filtrado es nulo.

Tipo de estructura	porosidad	n	(t/D) [*]	P	T
Tipo mostrado en la fig. III.28.a	0.80	0.8-1.0	1.72	0.47	5.9-6.5
Tipo mostrado en la fig. III.28.b	0.80	0.8-1.2	1.50	0.64	6.9-6.5
Tipo mostrado en la fig. III.28.d	0.80	1.0-1.5	2.12	0.81	6.5-8.1
Cubos de concreto	0.475	0.5-0.8	0.80	0.48	2.6-3.3
Tetraedros de concreto	0.50	0.8-1.1	1.60	0.67	3.3-3.8
Enrocamiento	0.40	0.3-0.6	1.00	-	1.6-2.3

* Ver fig. III.29

Tabla III.6 Valores de t/d_0 en función del tipo de estructura.

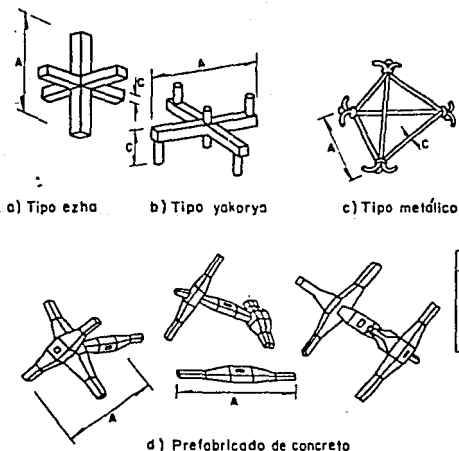


Fig. III.27 Ejemplos de elementos artificiales.

- g) Se supone una forma de cierre frontal, lateral o combinada, el que dependerá del ancho de la sección del cauce y del equipo disponible.

Puesto que hay que proceder por tanteos, para evitar errores y facilitar la programación del método, el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE sugiere los siguientes pasos para el procedimiento de cálculo.

- 1) Atagüfa de cierre sin arrastre.

El primer tanteo conviene hacerlo utilizando el diámetro medio de las rocas de mayor tamaño disponible. Para facilitar el procedimiento señalado, cuando se utilice un paso para cierre frontal se indicará (CF) y para cierre lateral (CL).

- 1.1) Se considerará una altura de atagüfa (a) y su respectiva longitud de corona (b), (CF); o una longitud entre atagüfas (b) por la que pasa el agua (CL).
- 1.2) Se supone una caída total (Z).
- 1.3) Se obtiene el nivel del agua, aguas arriba

$$E_a = E_r + Z$$

- 1.4) Se calcula la velocidad (V_a) y la carga de velocidad aguas arriba ($V_a^2 / 2g$)
- 1.5) Se obtiene la carga total (H_d) sobre la cresta del vertedor (CF).

$$H_d = H + \frac{V_a^2}{2g}$$

- 1.6) Se obtiene el gasto desviado (Q_d) para H_d o bien E_a .

$$Q_d = f(E_a) \quad \text{(III.37)}$$

- 1.7) Se obtiene el coeficiente m de la fig. III.24

- 1.8) Se obtiene ΔZ de la fig. III.24

1.9) Se calcula el ancho medio (b_m) de la escotadura o sección de vertido.

a) Si la sección es trapezoidal

$$b_m = b + kh = b + kh \left(1 - \frac{\Delta Z}{h} \right)$$

Donde:

b longitud de la cresta

k talud de la sección

b) Si la sección es rectangular

$$b_m = b ; \text{ ya que } k = 0$$

c) Si la sección es triangular

$$b_m = kh ; \text{ ya que } b = 0$$

1.10) Se calcula el gasto vertido (Q_v).

$$Q_v = m\sqrt{2g} b H_d^{3/2}$$

1.11) Se supone que la sección de la atagüfa es triangular.

1.12) Se calcula la altura sobre el talud aguas arriba --- (Y_0), en la sección donde la distribución de presiones deja de ser hidrostática.

$$Y_0 = \frac{a}{0.415} \left(\frac{a}{d_r + Z} - 0.585 \right)$$

Y_0 existe únicamente si $a \geq 0.585 (d_r + Z) = 0.585d_a$

Donde:

d_r tirante aguas abajo de la atagüfa

d_a tirante aguas arriba de la atagüfa

1.13) Se calcula el ancho de la atagüfa en su base (L)

$$L = 2k_a$$

- 1.14) Con ayuda de las ecs. III.24, III.26 y III.27 se obtiene el gasto filtrado (Q_f).

$$Q_f = q_f B_a$$

Donde:

B_a longitud media de la atagüfa

q_f gasto unitario filtrado, esta dado por:

$$q_f = 2k_f \left(\frac{a Z}{0.9L_r} \right)^{1/2} \left(a - 0.39 \sqrt{a - y_0} \right)$$

6

$$q_f = 2k_f \sqrt{\frac{a}{L_r}} \left(\sqrt{a Z} - 0.71 Z \right)$$

k_f coeficiente de filtración turbulenta del material. Se obtiene de la tabla III.7 en función del tipo y tamaño de los elementos usados en la formación del dique.

- 1.15) Se obtiene la suma $Q_v + Q_d + Q_f = Q_c$

- 1.16) Se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

Si $Q_c \neq Q_{rfo}$ se supone otra Z y se repiten los pasos a partir de 1.2) .

Si $Q_c = Q_{rfo}$ se continúa el cálculo.

- 1.17) Se calcula la velocidad media del flujo en la sección del cierre (V_v).

$$V_v = \frac{Q_v}{bh} = \frac{q_v}{h}$$

Donde:

- b longitud de la cresta.
h altura o tirante del agua sobre el vertedor.

- 1.18) Se compara la \bar{V}_v con la $V_{mín}$ y $V_{máx}$. Cumpliendo al principio que $V_v \leq V_{mín}$ en cualquier etapa del cálculo, es decir, para cada Z supuesta en el paso 1.2).
- 1.19) Se obtiene el volumen parcial para cada Z y el volumen total de la atagüfa, siempre que se cumpla el paso anterior mediante la primera configuración.
- 1.20) Se calcula para cada Z la erosión en el río si la hubiera. Para ello se compara la velocidad entre atagüfas (CL) con la velocidad que resiste el material del fondo mediante el siguiente método:

Tipo de material	Diámetro D_s en cm								
	10	20	40	50	75	90	130	160	200
Piedra redondeada, porosidad = 0.40	23.5	34.5	50	57	59				
Cubos de concreto, porosidad = 0.475			61	68	83	93	110	120	136
Tetraedros de concreto, porosidad = 0.50				76	93	100	120	140	150

- * D es el diámetro de una esfera del mismo volumen que el elemento considerado.

Tabla III.7 Valores del coeficiente de filtración turbulenta, k_f .

El método se basa en igualar la velocidad media de la corriente con la velocidad máxima que pueden soportar las partículas antes de iniciar su movimiento

$$\bar{V}_{\text{corriente}} = \bar{V}_{\text{crítica}}$$

Para calcular la velocidad media de la corriente, se recomienda la siguiente ecuación:

$$\bar{V} = 5.75 V_* \log \left(\frac{11.11 R_H}{2D_{50}} \right)$$

Donde:

V_* velocidad al cortante $V_* = \sqrt{gR_H S}$

D_{50} este valor se determina a partir de la curva granulométrica .

Y para calcular la velocidad media crítica de las partículas se utiliza la ecuación:

$$\bar{V}_c = 6.05 R_H^{0.15} D_m^{0.35}$$

Donde:

D_m diámetro medio aritmético de la distribución -

$$D_m = \frac{1}{100} \sum \Delta P_i D_i$$

ΔP_i valor en porcentaje de cada intervalo, en que se divide la curva granulométrica.

D_i diámetro medio correspondiente a cada intervalo en que se dividió la curva granulométrica.

2) Atagüa de cierre con arrastre

2.1) Se calcula ΔZ y Z con las ecs. III.20 y III.21, $V_{m\acute{a}x}$ se obtiene en función del tamaño de la piedra mediante la ec. III.18 . En la segunda configuración $Z \approx H_c$

2.2) Se calcula el nivel aguas arriba $E_a = E_r + Z$

2.3) Se obtiene el gasto desviado con la ec. III.37

2.4) Para facilitar el cálculo se acepta que el gasto filtrado es nulo.

- 2.5) Se calcula el gasto vertido como la diferencia entre el gasto del río y el gasto

$$Q_v = Q_r - Q_d$$

- 2.6) Se determina el tirante sobre la cresta con la ec. - III.19. Al principio de la segunda configuración se utiliza $V_{mín}$ y al final $V_{máx}$.

La ec. III.19 se utiliza para secciones rectangulares cuando la sección es triangular se emplea la relación

$$h_1 = \left(\frac{Q_v}{k V_{mín}} \right)^{1/2}$$

y para vertedor trapecial

$$h_1 = -\frac{b}{2k} + \left(\left(\frac{b}{2k} \right)^2 + \frac{Q_v}{k V_{mín}} \right)^{1/2}$$

- 2.7) Se obtiene la elevación de la cresta

$$E_c = E_R - \Delta Z - h_1$$

- 2.8) Se obtiene el gasto unitario vertido sobre la posible rampa (CF) para cierre frontal.

$$q = \frac{Q_v}{b_m}$$

(CL) para cierre lateral

$$A = \frac{Q_v}{V_{máx}}$$

se calcula el tirante máximo

$$h_{máx} = \left(\frac{A \tan \phi}{2.04} \right)^{1/2}$$

El ancho de la rampa, b_s , esta dado por la ec. III.33 y por tanto

$$q = \frac{Q_v}{b_s}$$

- 2.9) Se calcula la longitud de la cresta mediante la ec. - III.17
- 2.10) Se obtiene la caída de la posible rampa mediante la ec. III.24 . Si $H_r = 0$ no se forma la tercera configuración
- 2.11) Se determina la pendiente de la rampa mediante la ec III.22
- 2.12) Se determina la longitud de la rampa mediante la ec. III.26 . Cuando se inicia el decremento L_r se pasa de la 3a. a la 4a. configuración. Cuando el cierre es lateral (CL) se utilizan las ecs. III.35 y III.36 Calculando $N = \gamma' q H_r$
- 2.13) Se obtiene el área de la sección transversal de la atagüfa formada. Solo se calcula para la sección máxima mientras se usa un mismo diámetro de roca.
- 2.14) Se calcula el volumen de piedra por colocar para cada diámetro de roca.

Por otra parte un cierre frontal conviene que tenga como secciones transversales la primera o segunda configuración, ya que de lo contrario resulta más costoso y requiere mayor tiempo de construcción.

Un cierre lateral puede tener rampa (3a. o 4a. configuración) ya que los volúmenes necesarios para construirla son menores que el cierre frontal. Así mismo, los elementos artificiales conviene utilizarlos solo al final de la 2a. configuración y hasta el principio de la 4a., es decir en la etapa más crítica del cierre.

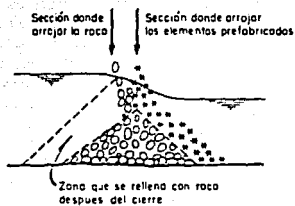
III.4.3 Materiales para el cierre

Una vez definidas las características de los materiales de acuerdo al comportamiento hidrológico del cauce, así como a la planeación integral de la obra, y conocido el volumen de la masa que habrá de requerirse para las ataguías que cerraran el cauce, podrá determinarse si el volumen de materiales susceptibles de explotarse de los bancos que circundan la zona de construcción, son suficientes y si reúnen las propiedades y características de acuerdo a las necesidades.

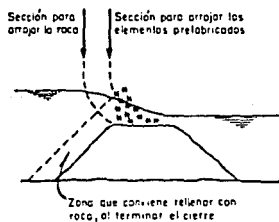
Ya que conviene que el dique de cierre se construya con roca, por ser el elemento más económico cuando se dispone cerca del sitio de la nueva presa.

En el diseño del cierre se debe tomar en cuenta que:

- a) Si se utilizan rocas grandes durante todo el cierre, el gasto filtrado será mayor y por tanto decrecerá el gasto vertido y con ello la dificultad para construir el dique.
- b) Si se utiliza todo el material que se extrae del banco de roca, hay ahorro de materiales, pero el gasto de filtración se puede reducir considerablemente.
- c) Los puntos anteriores obligan a estudiar varias alternativas de construcción del dique y escoger la más económica.
- d) Si el banco de roca disponible no permite la extracción de rocas con el tamaño requerido para formar una sección con la segunda configuración o de preferencia con la primera, se deberá utilizar elementos artificiales y formar el dique según se muestra en las figs.III.25.a y b . En la fig.III.28.a se requiere un mayor volumen de elementos prefabricados y la fig.III.28.b se debe usar un mayor volumen de roca.
- e) Una vez calculada la sección del dique de cierre, deberá diseñarse la ataguía de aguas arriba, fig.III.17 , - la cual debe ser estable trabajando en conjunto con el acarreo del fondo del río, sobre el que se apoya. Se de terminarán además los volúmenes de cada tamaño y tipo de material que se requiere para construirla.



a) Primera configuración con roca



b) Segunda configuración con roca

Fig.III.29 Uso de elementos prefabricados.

- f) Terminado el cierre de cauce e iniciada la impermeabilización de la atagüfa de aguas arriba se inicia la construcción de la atagüfa de aguas abajo.
- g) En cierres complejos o al utilizar elementos artificiales conviene estudiar toda la construcción del dique en un modelo hidráulico.

Por otra parte es importante conocer la velocidad máxima que resiste un elemento de la atagüfa, así como la que existe sobre la cresta de la misma. Para determinar esta última es necesario conocer el tirante h , el cual está en función de la forma y ahogamiento de la escotadura formada y se obtiene mediante:

$$h = H - \Delta Z$$

Donde:

ΔZ es función de Z/H_d . En la fig.III.24 se muestra la variación de $\Delta Z/H$ en función de Z/H_d para tres secciones o formas de escotadura.

Por lo tanto la velocidad media del flujo en la sección del cierre se obtiene de la expresión:

$$v_v = \frac{Q_v}{bh} = \frac{q_v}{h}$$

Donde:

$$q_v = m \sqrt{2g} H_d^{3/2}$$

$$Q_v = m \sqrt{2g} b H_d^{3/2}$$

$$H_d = H + v_a^2 / 2g$$

q_v gasto vertido (unitario)

Q_v gasto vertido

m coeficiente de gasto (fig.III.24)

g gravedad

b ancho medio de la cresta del vertedor

H_d carga sobre la cresta del vertedor

La velocidad máxima que resiste un elemento de la atagüa depende fundamentalmente de su forma y de su peso. A partir del análisis del equilibrio límite de una piedra colocada en fondo liso o sobre otras piedras. Izbach propone para el cálculo de su velocidad límite las siguientes fórmulas:

$$V_{\text{lím}} = \epsilon_0 \left(2g \frac{\gamma'_s - \gamma'}{\gamma'} D \right)^{1/2}$$

$$V_{\text{lím}} = \epsilon_0 (2g \Delta D)^{1/2}$$

Donde:

- $V_{\text{lím}}$ velocidad límite para inicio de arrastre (m/s).
 γ'_s peso específico del material (Kg/m^3).
 γ' peso específico del agua (Kg/m^3).
 D diámetro de una esfera del mismo peso que la piedra en m.
 ϵ_0 coeficiente, que para piedra redondeada varía de 0.86 a 1.20 según condiciones del conjunto.
 Δ $(\gamma'_s - \gamma') / \gamma'$

En las estructuras diseñadas especialmente para tener una gran permeabilidad y cuyos elementos además tengan una gran capacidad de trabarse unos con otros, interesa más el equilibrio de los que se arrojan en un fondo de piedra o sobre el cauce, ya que los que caen sobre un lecho de elementos similares tendrán mayor estabilidad. Debido a esto, el análisis de equilibrio límite se efectúa en forma más individual, y la velocidad que resiste un elemento es función de la relación del tirante d_0 , del agua, a la altura t , que el elemento alcanza dentro de la corriente (fig. III.29).

Si $d_0/t > 1$ el elemento está completamente sumergido y la velocidad límite se expresa como:

$$V_{\text{lím}} = \omega F \left(\frac{d_0}{t} \right)^{1/6}$$

En cambio si $d_0/t < 1$, el elemento sobresale del agua y la velocidad límite será:

$$V_{lim} = \omega F \left(\frac{\delta'_s - (\delta' \frac{d_0}{t})}{(\delta'_s - \delta')} \frac{d_0}{t} \right)^{1/2}$$

Donde:

ω velocidad de caída del elemento dentro del agua (m/s)

$$\omega = \left(\frac{K \Delta \rho D}{6 \eta} \right)^{1/2} = \frac{g w'}{\eta \delta' A}$$

D diámetro equivalente (m). Se obtiene con ayuda de la tabla III.6

F coeficiente que depende de la fricción del elemento - con el piso y de su forma, se obtiene con ayuda de la tabla III.6

η coeficiente que depende de la forma del elemento. - tabla III.6

w' peso sumergido del elemento (Kg/m)

A área del elemento proyectado en el plano perpendicular a la dirección del movimiento (m^2)

d_0 tirante del agua (m)

t altura que alcanza el elemento dentro del agua (m)

Existe otro criterio para determinar la condición inicial de - arrastre de un elemento, que consiste en considerar la potencia unitaria del flujo (N) que pasa sobre la atagüfa. Ella esta dada por la ec. III.38

$$N = \delta' q_v Z \quad (III.38)$$

mientras la que resisten los elementos se obtiene mediante:

$$N = TM \quad (III.39)$$

Donde:

T coeficiente que depende de la forma del elemento y se obtiene de la tabla III.6

$$M (\rho_s - \rho) \frac{V D}{\omega}$$

V volumen del elemento (m^3)

D diámetro de una esfera del mismo peso que el elemento (m)

ω velocidad de caída (m/s)

Cuando las ecs. III.38 y III.39 son iguales se inicia el movimiento de los elementos.

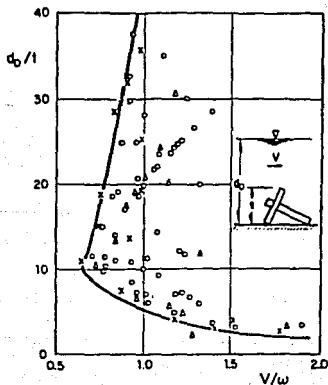


Fig. III.29 Relación entre d_0/t y V/ω

En el transcurso de la construcción de una atagüa, los parámetros Q_v y Z son variables en todo momento, en consecuencia la potencia del escurrimiento también varía, razón por la cual se pueden utilizar distintos materiales a medida que el desvío pro gresa, o la posibilidad de emplear un solo tipo de material que resista la máxima potencia que se presente.

III.5 Programa de construcción

En las obras de desvío el programa de construcción tiene una influencia definitiva, al grado que puede haber tantas soluciones como programas.

Como consecuencia, existe toda una técnica para elaborar programas de construcción que se basan en: la obtención de una relación donde se incluyen todas las actividades constructivas de las estructuras de la presa, los tiempos requeridos para su ejecución y los rendimientos para los trabajos, estos conceptos están directamente relacionados con la planeación integral de la obra, la cual está en función de los datos hidrométricos del cauce.

Por consiguiente, dentro de la obra civil de una presa, la construcción de la cortina es la actividad más crítica, tanto por el volumen de materiales como por las técnicas requeridas para su colocación, independiente de que su ejecución depende del buen manejo de la corriente.

Tomando en consideración lo antes mencionado, será necesario que dentro del programa de construcción se determinen los niveles mínimos de avance en la construcción de las estructuras que conformarán la presa, con la finalidad de abatir en primera instancia, los riesgos que se tienen en caso de presentarse una avenida máxima y no contar con la suficiente capacidad en la obra de desvío para derivar esta, o la suficiente altura de la cortina para contenerla.

Por otro lado abatir también el costo que produciría en caso de que el nivel del cauce rebasara las estructuras mencionadas, ya que provocaría graves daños, tanto materiales como a las estructuras, pérdida de equipo y en su defecto hasta vidas, independientemente del consabido retraso de la obra.

EJEMPLO III.1

El presente ejemplo ilustra la metodología a seguir para la elección de una obra de desvío en túnel, el cual habrá de utilizarse para el proyecto hidroeléctrico denominado "El Caracol" y que se localiza sobre el río Balsas, correspondiendo a uno de los arreglos que la Comisión Federal de Electricidad contempló como posible solución.

Cabe aclarar que el análisis de la obra de desvío en cuestión no debe considerarse como un diseño modelo, en virtud de que cada corriente natural tiene sus propias características que definirán los criterios que deben emplearse para manejar las aguas de la corriente durante el tiempo que dure la construcción.

1. Información General

Se analiza la obra de desvío del proyecto hidroeléctrico denominado "El Caracol", localizado sobre el río Balsas.

En la zona de la boquilla, el río Balsas fluye en dirección Este-Oeste y forma dos meandros, el de aguas arriba de 2500 m. de longitud y el de aguas abajo de 3000 m. de longitud. Se trata de una singularidad geomorfológica local, cuya utilización para fines de aprovechamiento hidroeléctrico es factible técnica y económicamente, según estudios realizados por la Comisión Federal de Electricidad, ver figura 1.

El aprovechamiento hidroeléctrico que se propone realizar está caracterizado por los datos básicos siguientes:

- * Cortina de 135 m. de altura con cota de corona al nivel - 525 m.s.n.m.
- * Vertedor para un pico de $17,500 \text{ m}^3/\text{s}$ con avenida de 17 días de duración y 9000 milde metros cúbicos de volumen (frecuencia aproximadamente decamilenaria).
- * Central de picos con factor de planta 0.3 potencia instalada 570 MW, generación media anual 1 400 GWh.
- * Desvío del río durante la construcción para $3\ 316 \text{ m}^3/\text{s}$.

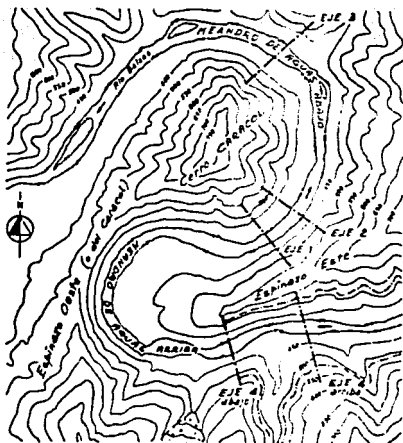


Fig. N° 3 - Planimetría de los meandros del Cascoi

a. Hidrología.

El río Balsas uno de los grandes ríos de México, escurre al sur de la ciudad de México hacia occidente.

El sitio El Caracol se ubica en la parte media del río a unos - 70 Km aguas abajo del puente Mezcala, sobre la carretera México-Acapulco.

En la cuenca se presentan varios tipos de clima desde el seco - hasta el semihumedo.

Las precipitaciones se producen en correspondencia de huracanes de origen en el Pacífico y a veces del Atlántico. La precipitación media anual mensual es de 640 mm en la estación de S. Juan Tetelcingo.

La cuenca correspondiente al sitio El Caracol tiene una área de 48 800 Km² y abarca los ríos de nacientes próximas a la Cd. de México, Cuernavaca, Tehuacán y Puebla.

No existen aprovechamientos hidráulicos importantes sobre el -- río Balsas aguas arriba de El Caracol mientras que aguas abajo si existen siendo el más importante el proyecto hidroeléctrico del Infiernillo.

Entre las estaciones hidrométricas sobre el río Balsas se encuentran las estaciones de San Juan Tetelcingo. El Caracol y -- Santo Tomas.

El gasto medio del río resultó ser de 200 m³ /s produciéndose - avenidas en los meses de julio a agosto los estiajes en los meses de noviembre a junio.

Los gastos medios mensuales extremos correspondientes a un período de 20 años llegan a los 1250 m³ /s como máximo y a 40 -- m³ /s como mínimo.

El análisis estadístico de avenidas reales se desarrolla con el método de valores extremos tipo I' de Gumbel criterio Nash, con selección de series de gastos máximos anuales, descartando las series de excedentes anuales, debido a que en la cuenca del río Balsas en su parte media predomina un clima seco y caliente y - por lo tanto la región no es de caracter lluvioso, donde puedan esperarse grandes avenidas consecutivas.

Los datos básicos referentes al río se enlistan a continuación:

Area de la cuenca	48,800 Km ²
Temperatura Máxima	43°C
Temperatura Mínima	10°C
Precipitación media anual	641/mm/año
Precipitación media mensual máxima	258 mm/mes
Precipitación media mensual mínima	0 mm/mes
Evaporación media anual	2,600 mm/año
Gasto medio anual	200 m ³ /s
Gasto medio anual (en creciente)	1,250 m ³ /s
Gasto medio mensual (en estiaje)	40 m ³ /s

Gastos máximos anuales: en m³/s.

AÑO	GASTO	AÑO	GASTO
1953	780	1969	2 417
1954	1 591	1970	1 606
1955	2 828	1971	1 692
1956	1 701	1972	1 352
1957	1 075	1973	2 534
1958	2 047	1974	1 586
1959	2 151	1975	1 312
1960	1 662	1976	2 842
1961	1 970	1977	1 144
1962	1 850	1978	1 149
1963	882	1979	1 705
1964	1 234	1980	1 482
1965	1 749	1981	1 613
1966	1 223	1967	1 125
1968	935		

b. Geología

En la zona de El Caracol predominan las areniscas y lutitas alternadas, las cuales constituyen la formación denominada Mezcala.

La estructura regional se compone de una serie de anticlinales y sinclinales con dirección cercana a la línea Norte-Sur. La zona de El Caracol se encuentra al oeste del eje de uno de los ejes anticlinales principales lo que produce una estructura general de dirección Norte-Sur y buzamiento al Oeste.

Las características mecánicas de la roca en la zona, varían de regulares a buenas.

La recuperación de testigos de las perforaciones varía entre 70 y 90%. El índice de calidad (ROD) en la mayoría de los casos entre 30 y 40% debido a la presencia de lutitas las cuales, aunque mecánicamente resistentes, se parten en lascas según la estratificación. Sobre corazones sacados de los sondeos se midieron valores de resistencia a la compresión no confinada que varía entre 50 y 1 300 Kg/cm² siendo máxima la frecuencia de los valores -- entre 200 y 500 Kg/cm² .

El módulo de Young es del orden de 60 000 a 80 000 Kg/cm² la cohesión en masa de 10 a 15 Kg/cm² y un ángulo de fricción entre 30° y 40° .

2. Determinación de la avenida máxima para la obra de desvío.

Con base a los análisis estadísticos de los datos históricos registrados en 29 años de observación, se elabora un diagrama probabilístico de Gumbel, desde el cual se puede asignar el valor de la avenida de frecuencia 50 años determinada para el sitio de El Caracol, resultando ésta de 3 316 m³ /s.

Este valor ha sido escogido como gasto de diseño de las estructuras de desvío; debido a la escasa regulación del embalse a elevaciones bajas. La frecuencia en años seleccionada parece razonable debido a que como se decía anteriormente la cuenca del río Balsas en su parte media, predomina un clima seco y caliente y -- por lo tanto la región no es de carácter lluvioso y las obras -- que se protegen corresponden a los trabajos para cimentar una -- cortina de materiales graduados.

a) Riesgo de falla.

La probabilidad de que el gasto de diseño sea igualado o superado, cuando menos una vez durante los primeros cinco años, tiempo que normalmente dura en servicio una obra de desvío, es de 10%,

esta probabilidad en hidrología se llama riesgo (R) y se determina con la siguiente expresión:

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

n = número de años de servicio de la obra de desvío.

T = frecuencia en años, asociado al gasto q, cuyo recíproco es la probabilidad de que en un año cualquiera ocurra ese gasto o uno mayor.

A continuación se muestra una tabla que asocia número de años y riesgo.

NUMERO DE AÑOS DE SERVICIO

RIESGO EN %	3	4	5	6	7
75	2.7	3.4	4.1	4.9	5.6
50	4.9	6.3	7.7	9.2	10.6
40	6.4	8.3	10.3	12.3	14.2
30	8.9	11.7	14.5	17.3	20.1
25	10.9	14.4	17.9	21.4	24.8
20	14.0	18.4	22.9	27.4	31.9
15	19.0	25.1	31.3	37.4	43.6
10	29.0	38.5	48.0	57.5	66.9
5	59.0	78.5	98.0	117.5	137.0
2	149.0	198.5	248.5	297.5	347.0
1	299.0	398.0	498.0	597.5	697.0

En obras de desvío, los valores del riesgo van desde el 29% en obras pequeñas o de poca importancia, hasta 9.6% para obras hidráulicas de gran magnitud, aún en casos excepcionales es del orden de 5%. En el caso de El Caracol el riesgo para el gasto de diseño es del 10% aproximadamente.

b) Análisis Estadístico

El método estadístico empleado para ajustar una función de distribución de probabilidades a los gastos máximos históricos, es el de Gumbel, utilizando el criterio Nash para determinar los parámetros de la función el cual es un procedimiento de ajuste por mínimos cuadrados de la función.

La función es de forma

$$q = a + c \ln \ln \frac{T_m}{T_m - 1}$$

Donde:

q = variable que representa los gastos máximos

a y c = parámetros de la función

Ln = logaritmo natural

T_m = Frecuencia en años, asociada al gasto q, cuyo recíproco es la probabilidad de que en un año cualquiera ocurra ese gasto o uno mayor.

ANÁLISIS DE GASTOS MÁXIMOS ANUALES

n	Año	Gasto m ³ / S	Frecuencia en años T _m	LnLn $\frac{T_m}{T_m - 1}$
1	1976	2 845	30.00	-3.38
2	1955	2 828	15.00	-2.67
3	1973	2 534	10.00	-2.25
4	1969	2 417	7.50	-1.94
5	1959	2 151	6.00	-1.70
6	1958	2 047	5.00	-1.49
7	1961	1 970	4.28	-1.32
8	1962	1 850	3.75	-1.17
9	1965	1 749	3.33	-1.02
10	1979	1 705	3.00	-0.90
11	1956	1 701	2.72	-0.78
12	1971	1 692	2.50	-0.67
13	1960	1 662	2.30	-0.56
14	1981	1 613	2.14	-0.46
15	1970	1 606	2.00	-0.36

n	Año	Gasto	Frecuencia en años	$\text{LnLn} \frac{T_m}{T_m-1}$
16	1954	1 591	1.87	-0.26
17	1974	1 586	1.76	-0.17
18	1980	1 482	1.66	-0.08
19	1972	1 352	1.57	0.013
20	1975	1 312	1.50	0.094
21	1964	1 234	1.42	0.19
22	1966	1 223	1.36	0.28
23	1978	1 149	1.30	0.38
24	1977	1 144	1.25	0.47
25	1967	1 125	1.20	0.58
26	1957	1 075	1.15	0.71
27	1968	935	1.11	0.83
28	1963	882	1.07	1.00
29	1953	780	1.03	1.26

Los resultados del análisis estadístico son:

$$\begin{aligned}
 n &= 29 \\
 \sum x_i &= -15.373 \\
 \sum x_i^2 &= 43.872 \\
 \sum q_i &= 47,240.0 \\
 \sum q_i^2 &= 85,262,074 \\
 \sum x_i q_i &= -42,111.866 \\
 \bar{q} &= 1,628.9655 \\
 \bar{x} &= -0.5301
 \end{aligned}
 \quad X_i = \text{LnLn} \frac{T_m}{T_m-1}$$

Los valores de los parámetros a y c de la función de linealización son:

$$a = 1,375.66 \quad c = -477.84$$

quedando la función

$$q = 1,375.66 - 477.84 \text{LnLn} \frac{T}{T-1}$$

a continuación se enlistan algunos valores de la función

Frecuencia en años, T	Gasto q en m ³ /S	Intervalo de confianza q en m ³ /S
5	2 092	32
10	2 451	44
20	2 750	58
50	3 240	76
100	3 574	91
500	4 345	124
1000	4 676	139
5000	5 446	173
10000	5 777	188

3. Dimensionamiento de los conductos y ataguas.

El manejo del río durante la construcción será efectuado por túneles de dimensiones adecuadas para hacer frente a avenidas de frecuencia 50 años, localizados en una posición bastante desplazada hacia el Este, con longitudes aceptables. Las ataguas estarán racionalmente colocadas para facilitar la construcción de la cortina.

En consideración de las características regulares de la roca, de la forma en lajas de la misma y de las dimensiones de los túneles de desvío, el problema de soporte de la excavación puede presentar en algún momento peligro. La sección en portal es la que permite un apuntalamiento fácil de la bóveda, más espacio para los equipos de construcción, una hidráulica satisfactoria y al mismo tiempo no presenta problemas especiales en el cierre.

a) Datos generales.

Se hace un análisis tipo económico, para determinar las dimensiones más adecuadas de la obra de desvío.

El problema se resuelve con dos conductos de desvío en túnel, -- con estructura de control, operadas a través de lumbreras como se muestra en las figuras 2 y 3.

TUNELES	TUNEL No. 1	TUNEL No. 2
Sección	Portal	Portal
Longitud total	391.65 m	396.00 m
Longitud sin revestimiento	278.9	322.20 m
Longitud con revestimiento	112.8	74.80 m
Pendiente	0.001	0.013616
Elev. plantilla portal de entrada	422.00	427.00
Elev. plantilla portal de salida	421.608	421.608

Para el gasto de diseño de $3\ 316\ m^3/s$ el remanso en el río en la zona de descarga de los conductos de desvío alcanza la elevación de 424.00 m aproximadamente; para cualquier dimensión de los conductos se consideran que descargan libremente, figura 4.

b) Ecuaciones de energía y continuidad a través de los conductos.

Túnel No. 1

Considerando que el ancho y alto de la sección portal de los túneles sea D ; el área (A), perímetro mojado (P), y el radio hidráulico (R), sus magnitudes se determinan con:

$$A = 0.8927 D^2$$

$$P = 3.5708 D$$

$$R = 0.25 D$$

$$R^{2/3} = 0.3968 D^{2/3}$$

Pérdida de carga por entrada, considerando la estructura de control con pilas intermedia.

$$h_e = 0.5 v_1^2 / 19.62$$

Pérdida de carga, debida a la estructura de cierre definitivo, con pila intermedia.

$$h_c = 0.15 v_1^2 / 19.62$$

Pérdida de carga debida a la fricción de los tramos con revestimiento.

$$h_r = (0.015 v_1 / 0.3968 D^{2/3})^2 \cdot 112.8$$

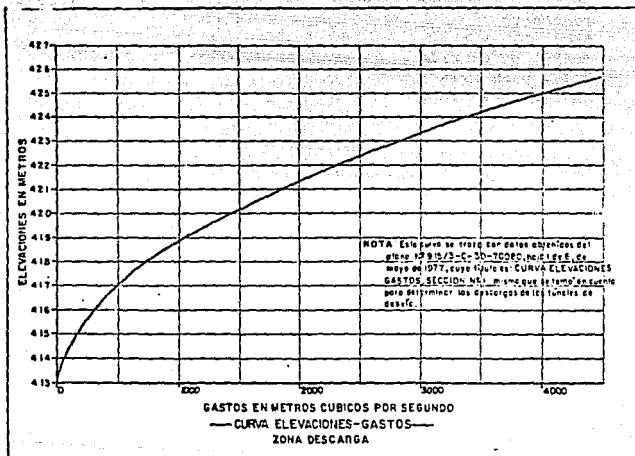


Fig. 4

Pérdida de carga debida a la fricción en el tramo sin revestimiento.

$$h_{sr} = (0.039 V_1 / 0.3968 D^{2/3})^2 \quad 278.9$$

Pérdida de carga debida a la descarga en la salida.

$$h_s = V_1^2 / 19.62$$

Túnel No. 2

Pérdida de carga por entrada, considerando la estructura de -- control, con pila intermedia.

$$h_e = 0.5 V_2^2 / 19.62$$

Pérdida de carga debida a la fricción en los tramos con revestimiento.

$$h_r = (0.015 V_2 / 0.3968 D^{2/3})^2 \quad 74.8$$

Pérdida de carga debida a la fricción en el tramo sin revestimiento.

$$h_{sr} = (0.039 V_2 / 0.3968 D^{2/3})^2 \quad 322.2$$

Pérdida de carga debida a la descarga en la salida.

$$h_s = V_2^2 / 19.62$$

La ecuación de continuidad para el problema que se nos presenta es.

$$3360 = A_1 V_1 + A_2 V_2$$

Para tener una solución que sea factible desde el punto de vista técnico en la perforación y estabilidad de la bóveda de los túneles y de la colocación del volumen de material necesario para formar la atagüa de aguas arriba, en el lapso de tiempo que resta de la época de estiaje; se analizan dimensiones mayores de 11 x 11 con límite de 15 x 15; para dimensiones menores la solución en la construcción de la atagüa no es factible en el tiempo disponible.

c). Determinación de la elevación de la corona de las ataguías de aguas arriba y aguas abajo.

Túneles con dimensiones de 11 x 11 m

<u>Pérdidas de carga</u>	<u>Túnel No. 1</u>	<u>Túnel No. 2</u>
Entrada	0.0255 V_1^2	0.0255 V_2^2
Fricción tramo con revestimiento	0.0101 V_1^2	0.0066 V_2^2
Fricción tramo sin revestimiento	0.1685 V_1^2	0.1945 V_2^2
En estructura para cierre definitivo	0.0076 V_1^2	- -
Salida	0.0510 V_1^2	0.0510 V_2^2
Suma	$H = 0.2627 V_1^2$	$H = 0.2776 V_2^2$

Resolviendo estas dos ecuaciones de energía y la de continuidad se tiene

$$H = 48.15 \text{ m.} ; V_1 = 15.49 \text{ m/s} ; V_2 = 15.22 \text{ m/s}$$

Para este caso en que la descarga de los túneles es libre, la carga necesaria para vencer las pérdidas de energía, se mide a partir de la clave de los túneles.

$$\text{Elevación del embalse} = 432.60 + 48.15 = 480.75$$

Elevación de la corona de la ataguía aguas arriba = 80.75 + 2.25 m de bordo libre.

$$\text{Elev} = 483.00 \text{ m.}$$

Túneles con dimensiones de 12 x 12 m.

<u>Pérdidas de carga</u>	<u>Túnel No. 1</u>	<u>Túnel No. 2</u>
Entrada	0.0255 V_1^2	0.0255 V_2^2
Fricción tramo con revestimiento	0.0059 V_1^2	0.0038 V_2^2
Fricción tramo sin revestimiento	0.0981 V_1^2	0.1132 V_2^2
En estructura para cierre definitivo	0.0076 V_1^2	---
Salida	0.0510 V_1^2	0.0510 V_2^2
SUMA	<u>H= 0.1881 V_1^2</u>	<u>H= 0.1935 V_2^2</u>

Resolviendo estas dos ecuaciones de energía y la de continuidad se tiene.

$$H = 31.76 \text{ m} ; V_1 = 12.99 \text{ m/s} ; V_2 = 12.81 \text{ m/s}$$

$$\text{Elevación del embalse} = 433.60 + 31.76 = 465.36 \text{ m.}$$

$$\text{Elev. corona atagüa} \\ \text{aguas arriba} = 465.36 + 264 = 468.00 \text{ m}$$

Túneles con dimensiones de 13 x 13 m.

<u>Pérdidas de carga</u>	<u>Túnel No. 1</u>	<u>Túnel No. 2</u>
Entrada	0.0255 V_1^2	0.0255 V_2^2
Fricción tramo con revestimiento	0.0053 V_1^2	0.0035 V_2^2
Fricción tramo sin revestimiento	0.0881 V_1^2	0.1017 V_2^2
En estructura para cierre definitivo	0.0076 V_1^2	---
Salida	0.0510 V_1^2	0.0510 V_2^2
SUMA	<u>H= 0.1881 V_1^2</u>	<u>H= 0.1935 V_2^2</u>

Igualmente resolviendo las tres ecuaciones se tiene:

$$H = 21.70; \quad V_1 = 11.1 \text{ m/s} \quad V_2 = 10.9 \text{ m/s}$$

$$\text{Elevación del embalse} = 434.6 + 21.70 = 456.30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Elevación corona atagüa} \\ \text{aguas arriba} &= 456.30 + 2.70 = 459.00 \end{aligned}$$

Túneles con dimensiones de 14 x 14 m.

<u>Péridas de carga</u>	<u>Túnel No. 1</u>	<u>Túnel No. 2</u>
Entrada	0.0255 V_1^2	0.0255 V_2^2
Fricción tramo con revestimiento	0.0048 V_1^2	0.0031 V_1^2
Fricción tramo sin revestimiento	0.0799 V_1^2	0.0922 V_2^2
En estructura para cierre definitivo	0.0076 V_1^2	--
Salida	0.0510 V_1^2	0.0510 V_2^2
SUMA	<u>H= 0.1688 V_1^2</u>	<u>H= 0.1718 V_2^2</u>

Igualmente resolviendo las tres ecuaciones se tiene:

$$H = 15.28 \text{ m} ; \quad V_1 = 9.52 \text{ m/s} ; \quad V_2 = 9.43 \text{ m/s}.$$

$$\text{Elevación embalse} = 435.6 + 15.28 = 450.88 \text{ m}$$

Elevación corona atagüa

$$\text{aguas arriba} = 450.88 + 2.12 = 453.00 \text{ m}.$$

Túneles con dimensiones de 15 x 15 m.

<u>Pérdidas de carga</u>	Túnel No. 1	Túnel No. 2
Entrada	0.0255 V_1^2	0.0255 V_2^2
Fricción tramo con revesti- miento	0.0044 V_1^2	0.0029 V_2^2
Fricción tramo sin revesti- miento	0.0728 V_1^2	0.0841 V_2^2
En estructura para cierre definitivo	0.0076 V_1^2	--
Salida	0.0510 V_1^2	0.0510 V_2^2
SUMA	$H = 0.1613 V_1^2$	$H = 0.1635 V_2^2$

Resolviendo:

$$H = 11.06 \text{ m}; V_1 = 8.28 \text{ m/s}; V_2 = 8.22 \text{ m/s}$$

$$\text{Elevación embalse} = 436.6 + 11.06 = 447.66 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Elevación corona atagufa} \\ \text{aguas arriba} &= 447.66 + 2.34 = 450.00 \text{ m.} \end{aligned}$$

Para todos los casos la elevación de la corona de la atagufa -- aguas abajo es la misma y corresponde a la elevación 424+1.5 de bordo libre = 425.50 m.

c). Análisis económico de las obras.

El costo de los túneles, corresponde unicamente al de los conceptos más representativos como son, excavación en túnel, revestimiento de tuneles, acero de refuerzo, marcos metálicos para ademe, otros costos como anclaje, concreto lanzado, malla de alambre, etc., no se analizaron para los diferentes tamaños de los túneles.

Excavación.- Se determinó el volumen neto de excavación para cada dimensión, sin considerar sobre excavación.

El área de excavación en función de la dimensión (D) es:

$$A_{exc} = 0.8927 D^2$$

Concreto.- Los tramos con revestimiento están sobreexcavados -- para conservar la misma área hidráulica en todo el conducto; el espesor de revestimiento se considera de $D/10$, el área transversal de concreto es:

$$A_{\text{concreto}} = 0.3971 D^2$$

Acero de refuerzo.- Generalmente el proceso de refuerzo es para tomar los esfuerzos debidos a cambio de temperaturas, un promedio de la cantidad de acero por metro cúbico de concreto en --- 60 Kg/m^3 .

Marcos de ademe.- Se consideran para apuntalar los primeros y - últimos 50 metros correspondientes a la entrada y salida de los túneles respectivamente, separados a dos metros centro a centro: formados por vigetas H de 6".

$$\begin{aligned} \text{Longitud de cada marco} &= 2.57 D \\ \text{peso} &= 35.87 \text{ Kg/m.} \end{aligned}$$

Material de la atagüía.- Se anexa la figura 5 que muestra la - variación del volumen de la atagüía con respecto a la elevación de su corona.

Los precios unitarios utilizados para calcular el importe de -- las obras son:

Excavación en túnel	\$ 155 616/m ³
Concreto en revestimiento de túneles	\$ 1'103 102/m ³
Acero de refuerzo	\$ 3'742 669/Ton
Marcos de ademe	\$ 12'626 583/Ton
Atagüías de materiales graduados	\$ 18 713/m ³

En las tablas de las páginas siguientes se muestran las cantidades de obra y el importe de las mismas para diferentes dimensiones de los túneles, se observa que desde el punto de vista económico, la obra de desvío más conveniente corresponde a la formada por dos conductos de $12 \times 12 \text{ m}$.

En las figuras 6 y 7 se muestran los resultados para la alternativa seleccionada, en donde se vé la sección máxima de la cor tina y la disposición de las atagüías.

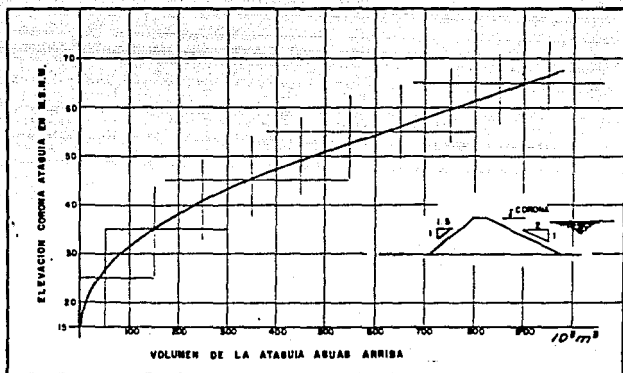


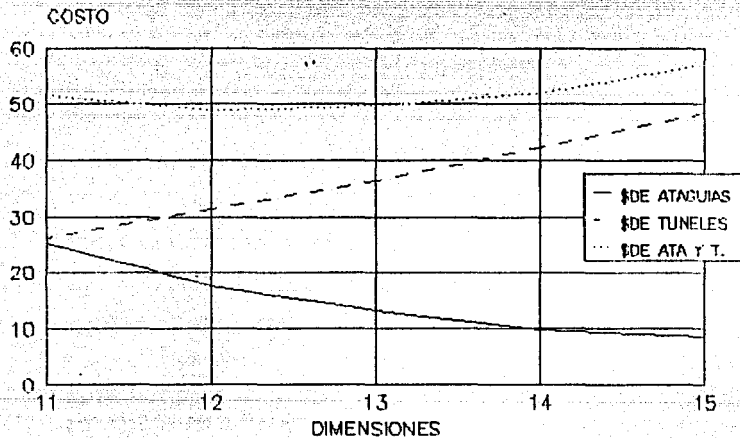
Fig. 5

IMPORTE DE LAS OBRAS EN MILLONES DE PESOS

CONCEPTO	DIMENSION DE LOS TUNELES (D en metros)				
	11x11	12 x 12	13 x 13	14 x 14	15 x 15
Excavación en túnel.					
Túnel 1	6599.1	7841.9	9203.1	10672.5	12252.3
Túnel 2	6656.1	7920.7	9297.6	10782.8	12378.4
Concreto en revesti- miento de túnel.					
Túnel 1	5978.1	7113.1	8348.1	9681.7	11115.7
Túnel 2	3910.1	4652.7	5462.3	6335.0	7270.6
Acero de refuerzo					
Túnel 1	1217.4	1443.9	1670.0	1971.8	2265.3
Túnel 2	797.8	947.5	1111.0	1292.2	1479.3
Marcos de ademe					
Túnel 1	728.8	795.8	862.8	929.8	994.8
Túnel 2	486.6	529.9	575.2	618.5	663.8
Total de túneles	26 364.3	31 245.5	36 530.1	42 284.3	48 420.2
Atagüfa	25 263	17 590.6	13 099.3	9 730.9	8 608.1
T O T A L	51 627.3	48 836.1	49 629.4	52 015.2	57 028.3

CONCEPTO	CANTIDAD DE OBRA				
	DIMENSIONES EN METROS				
	11x11	12x12	13x13	14x14	15x15
EXCAVACION EN TUNEL (m ³)					
Túnel 1	42,343	50,390	59,138	68,586	78,734
Túnel 2	42,775	50,905	59,743	69,288	79,540
CONCRETO EN REVESTIMIENTO (m ³)					
Túnel 1	5,419	6,448	7,568	8,777	10,076
Túnel 2	3,545	4,218	4,951	5,742	6,591
ACERO DE REFUERZO (ton)					
Túnel 1	325	386	454	527	605
Túnel 2	213	253	297	345	395
MARCOS DE ADEME (ton)					
Túnel 1	58	63	68	74	79
Túnel 2	39	42	46	49	53
VOLUMEN MATERIAL ATAGUIA (m ³)	1 350,000	940 000	700 000	520 000	460 000

FIGURA 6
COSTO EN MILES DE MILLONES DE PESOS



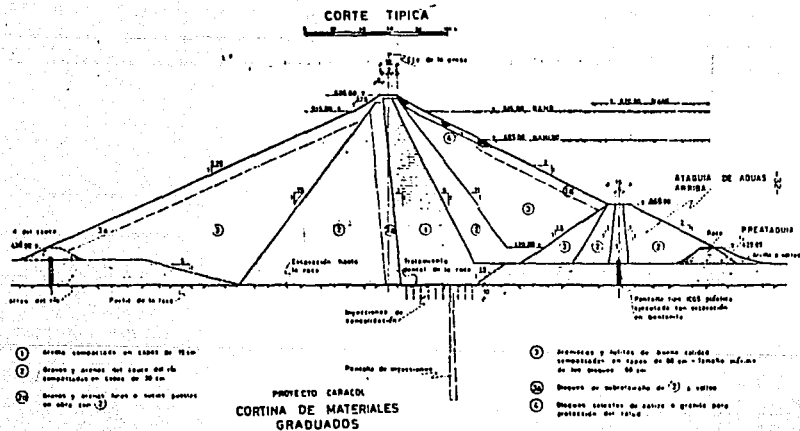


Fig. 7

4. Conclusiones.

Para hacer frente a la avenida de frecuencia de 50 años, es factible el empleo de dos conductos en túnel de sección portal de 12 x 12 m, y dos ataguías incorporadas a la cortina, con su corona a la elevación 424 y 463 m, la aguas abajo y aguas arriba respectivamente.

Si el cierre del río se realiza a fines de febrero o a principios de marzo el material de la ataguía aguas arriba puede colocarse en el tiempo que resta del estiaje y así quedar el recinto entre las dos ataguías protegido de cualquier eventualidad que se presente, el material de la ataguía que puede colocarse en promedio es de 250 000 m³/mes.

CAPITULO IV
OBRAS DE EXCEDENCIA

IV. OBRA DE EXCEDENCIAS

IV.1 Introducción

Las obras de excedencias son estructuras que forman parte intrínseca de una presa, ya sea de almacenamiento o derivación y cuya función es la de permitir la salida de los volúmenes de agua excedentes a los de aprovechamiento.

Por tanto, los vertedores de demasías son la válvula de seguridad de una presa, por lo cual, su diseño reviste gran importancia; ya que muchas de las fallas de las presas se han debido a vertedores mal proyectados o de capacidad insuficiente. La amplitud de la capacidad es de extraordinaria importancia en las presas de tierra y enrocamiento, que tienen el riesgo de ser destruidas si son rebasadas; mientras que, las presas de concreto pueden soportar un rebasamiento moderado. Por otra parte, el costo no es directamente proporcional al aumento de capacidad, ya que el costo de un vertedor de amplia capacidad es sólo un poco mayor que el de uno que evidentemente es muy pequeño.

Asimismo, además de tener suficiente capacidad, la obra de excedencias debe ser hidráulica y estructuralmente adecuada y con las descargas localizadas de manera que no erosionen el pie de la cortina u otras estructuras adyacentes aguas abajo.

Los materiales que formen los revestimientos de la estructura de descarga deben ser resistentes a la erosión y tener un acabado liso con el fin de que sean capaces de resistir las altas velocidades que frecuentemente se presentan en ellas, así como para evitar fenómenos de cavitación y presiones diferenciales en las caras del revestimiento.

Cuando sea necesario se deberá prever la construcción de algún dispositivo para disipar la energía cinética del agua en el extremo inferior de la descarga.

Otro aspecto importante que se debe considerar en el diseño de una obra de excedencias es la frecuencia con que funcione, es decir, el número de veces por año que vaya a trabajar, aspecto que interviene en la geometría del cimacio y en la previsión de futuras reparaciones, si fuesen necesarias.

IV.2 Tipos de obras de excedencias

IV.2.1. Clasificación.

Generalmente las obras de excedencias se clasifican de acuerdo con sus características más importantes, respecto a su forma de control se clasifican como: de cresta libre y de cresta controlada.

Las primeras son aquellas que no tienen compuertas y que en el momento en que el agua llegue a un determinado nivel, la estructura vierte; las segundas, como su nombre lo indica, tienen un control para la descarga ejercido por compuertas de todos los tipos, dentro de las que se incluyen las de bizagra, tambor, deslizantes, radiales o de segmento y aún aquellas que se nombran --aujas.

Otra clasificación es de vertedores en túnel y vertedores a cielo abierto. Para este caso, con que alguna de las partes este --construída en túnel a través de roca o bien en un conducto cerrado por la cortina, corresponderá a los vertedores en túnel; los demás serán a cielo abierto.

En un vertedor en túnel se debe proporcionar una aireación suficiente para evitar la posible acción de sifón que resulta cuando un tramo de túnel tiende a sellarse temporalmente debido al desalojamiento de aire causado por ondas o remansos.

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

- Vertedores de caída libre
- Vertedores de cimacio
- Vertedores de abanico
- Vertedores de medio abanico
- Vertedores de canal lateral
- Vertedores en rápida
- Vertedores en túnel

IV.2.2. Vertedores de caída libre.

Los vertedores de descarga libre, son aquellos en los que el agua cae libremente de la cresta. Este tipo de vertedores es recomendable para las presas de arco y para las de sección gravedad vertedoras.

En los vertedores de caída libre la parte inferior de la lámina vertiente debe estar suficientemente ventilada para prevenir pulsaciones.

Cuando no se construye una protección artificial en la base de la caída, se producen erosiones en los cauces formándose estanques profundos; el volumen y profundidad del estanque están relacionados a la variación de las descargas, a la altura de la caída y a la profundidad del agua de descarga, por lo que la resistencia a la erosión del material del cauce, tienen poca influencia en el tamaño del estanque, en lo único que influye es en el tiempo necesario para excavarlo, para valuar en forma aproximada sus dimensiones se recomienda aplicar la fórmula de Veronese.

La profundidad límite según Veronese, basado en datos experimentales es:

$$d_B = 1.9 H_T^{0.225} q^{0.54} \quad (\text{IV.1})$$

Donde:

d_B Profundidad máxima del colchón formado abajo del nivel de agua del remanso, en m, igual al colchón inicial más la socavación final. Independiente del diámetro de las partículas.

H_T Caída desde el vaso al nivel de remanso, en m.

q Gasto unitario, en m^3 /seg/m.

En general, este tipo de vertedor no es recomendable para caídas mayores de 10 m. Sin embargo, si se necesita poner este tipo de vertedor cuando hay una gran caída, se recomienda emplear la atagüfa de aguas abajo de la cortina para crear un gran tanque amortiguador en la descarga o bien, construir una estructura similar a propósito, revisando siempre que se provea un colchón de agua suficiente para que únicamente con él se destruya la energía o bien se coloque una losa complementaria anclada a la roca en la base del tanque.

IV.2.3. Vertedores de Cimacio.

Los vertedores de cimacio tienen una sección en forma de S. La curva superior del cimacio debe tener aproximadamente la forma de la superficie inferior de la lámina vertiente de un vertedor de cresta delgada ventilado. La lámina de agua se adhiere al parámetro del perfil, evitando el acceso de aire a la cara inferior de la lámina. El perfil, en la parte que sigue de la curva superior del cimacio se continúa en una rápida de alta pendiente tangente a lo largo de un talud para soportar la lámina de agua sobre la superficie de derrame, que está rematada con una superficie curva inversa al pie del talud, la cual debe llegar tangente a la plantilla de un tanque amortiguador, a un canal de descarga que ya no es parte del vertedor sino un canal de conducción o a un salto de esquí.

La curva superior de la cresta puede hacerse más ancha o más aguda que la de la lámina de agua. Las más anchas hacen que la lámina de agua se apoye produciéndose una presión hidrostática positiva a lo largo de la superficie de contacto; en esta forma, la lámina soportada crea un efecto de remanso reduciendo la eficiencia de la descarga. Cuando las curvas son más agudas, la lámina tiende a separarse de la cresta y a producir una presión inferior a la atmosférica a lo largo de la superficie de contacto; ésta presión negativa tiene por efecto aumentar la carga hidráulica efectiva, aumentando, por lo tanto, la descarga.

Debido a su elevada eficiencia, la sección de cimacio es la que se usa en la mayor parte de las crestas de control de los vertedores de demasías.

IV.2.4. Vertedores de Abanico.

Los vertedores de abanico son estructuras constituidas por un cimacio en curva cóncava con relación a la dirección media del escurrimiento y viendo en el sentido del mismo, el cual descarga a un tanque de una geometría tal que propicia un resalto al pie del cimacio y un escurrimiento lento en dicho tanque.

El nombre de vertedor de abanico proviene de que el cimacio y el tanque, así como las partes restantes de la estructura, tienen una forma similar a un abanico. En el extremo del tanque se tiene una sección de control, después de la cual, a través de una transición en donde se va acelerando el escurrimiento, se llega a un canal de sección constante con régimen rápido.

Este tipo de vertedores se emplean generalmente cuando hay un espacio amplio que permita colocar una longitud de cresta vertedora grande en comparación con el ancho del canal de descarga. En caso de que la obra de excedencias esté alojada en una ladera o en un puerto y la longitud de cresta necesaria sea muy grande, este tipo de vertedor permitirá un canal de descarga relativamente angosto, de tal forma que puedan ahorrarse grandes volúmenes de excavación.

IV.2.5. Vertedores de medio abanico.

Este tipo de vertedores pueden considerarse como una variante de los vertedores de canal lateral y de los de abanico. En general resultan más económicos que los vertedores de canal lateral, por lo que se recomienda hacer un estudio comparativo para su empleo.

Siempre que las condiciones topográficas lo permitan pueden reemplazar a los vertedores de canal lateral. Para describirlos basta decir que, si un vertedor de abanico se parte en dos por la línea de corriente media se obtienen dos vertedores en medio abanico.

IV.2.6. Vertedores de canal lateral.

Se llaman vertedores de canal lateral, aquellos que tienen un tanque canal colector paralelo a la cresta vertedora, seguido de un canal conductor o rápida. En este tipo de vertedor la estructura de control la forma un cimacio cuya cresta es paralela al escurrimiento y generalmente está colocada a lo largo del costado al tramo inicial del conducto de descarga; este tramo recibe el nombre de canal colector y se considera parte de la estructura de control.

Generalmente la cresta vertedora es recta, pero hay ocasiones en que se hace curva y otras en que el extremo aguas arriba de la cresta se continúa en una curva pronunciada rodeando el mismo extremo del tanque canal. Además de la variante que se ha construido, con la cresta vertedora rodeando todo el tanque-canal, excepto por donde se continúa éste con el canal conductor. El escurrimiento dentro de éste debe ser a régimen lento; para garantizar este régimen hay que propiciar en el tramo final del canal colector una sección de control proyectando un estrechamiento en el mismo o un escalón vertical, normal al canal.

Debido al vertido lateral se propicia en el escurrimiento un remolino con eje paralelo al del canal que incrementa los tirantes; como este remolino originado en el canal colector se propaga a lo largo del conducto de descarga debe incrementarse el coeficiente de rugosidad de dicho conducto. Como este incremento de rugosidad es muy difícil de estimar, se recomienda considerar para el diseño un coeficiente correspondiente a una rugosidad 30% mayor de la que se especifique en el acabado del conducto.

A causa de las turbulencias y vibraciones inherentes en el canal colector, un vertedor de este tipo debe considerarse sólo cuando exista una cimentación de roca; los recubrimientos del canal colector deben anclarse a ésta.

Cuando por razones de diseño la cresta vertedora resulta de gran longitud y la boquilla es cerrada con laderas muy inclinadas, o también el conducto de descarga es un canal muy angosto un túnel, este tipo de vertedor a pesar de su poca eficiencia, tendrá ventajas respecto a otros tipos.

IV.2.7. Vertedores en rápida.

Los vertedores cuya descarga se conduce del vaso al nivel del río aguas abajo, por un canal abierto colocado a lo largo de la ladera del emplazamiento de la presa, se le llama vertedores en rápida o de canal de descarga.

Los vertedores de demasías en rápida son los que más se han usado en las presas de tierra que cualquier otro tipo. Los factores que influyen en su selección son: la sencillez de su proyecto y construcción, su adaptabilidad o casi cualesquiera condiciones de la cimentación y a la economía en general que con frecuencia se obtiene por el uso del material de excavación en el terraplén de la presa.

La rápida o canal de descarga algunas veces es de una anchura constante, pero usualmente se le estrecha por economía y luego se amplía cerca del final para reducir la velocidad de la descarga. Si la pendiente de la rápida puede adaptarse a la topografía del terreno, la excavación será mínima. Sin embargo, es deseable que la pendiente sea lo suficientemente fuerte para mantener al escurrimiento por abajo del tirante crítico, con el objeto de evitar condiciones de escurrimiento inestables.

Las curvas verticales deben ser graduales y ser diseñadas para evitar la separación entre la capa de agua del escurrimiento y el fondo o plantilla del conducto. Los muros laterales en la rápida deben tener la altura adecuada para alojar a la masa de agua expandida por el aire que encierra el escurrimiento de alta velocidad.

IV.2.8. Vertedores en túnel.

Dado que su capacidad de descarga es más limitada que la de los vertedores a cielo abierto, se escogerán siempre que se hayan agotado las posibilidades de empleo de estos últimos.

Los vertedores de demasías en túnel pueden tener ventajas en los emplazamientos de los cañones angostos, con laderas escarpadas, o en los lugares que existan peligros para los canales abiertos por aludes o derrumbes de roca.

Este tipo de vertedores pueden descargar al nivel del río aguas abajo o a una elevación tal que después del túnel venga una caída; esto último en general ocurre cuando el desnivel entre la cresta del vertedor y el fondo del río es grande.

Para escoger el nivel conveniente de descarga deberán tomarse en cuenta básicamente condiciones geológicas y topográficas, pero tratando siempre de que las excavaciones sean mínimas.

Para garantizar la circulación libre en el túnel, la relación del área hidráulica al área total del túnel, se limita con frecuencia a aproximadamente el 75%. Los tubos de ventilación deben colocarse en los puntos críticos a lo largo del túnel o conducto para garantizar la entrada de aire adecuada con la que se evite una circulación inestable en el vertedor.

Con base en el gasto máximo de descarga, las velocidades que resulten, el estudio económico y las condiciones particulares del sitio, se escogerán uno o más túneles. Dentro del marco de experiencia acumulada con respecto a este tipo de obras el Manual de diseño de obras civiles de la C.F.E. recomienda túneles con 15 m de diámetro neto y un gasto máximo por túnel de $5000 \text{ m}^3/\text{S}$; por otra parte si las velocidades son altas, se recomienda usar más de un túnel ya que si llegara a dañarse uno, podrán emplearse los restantes; finalmente el estudio económico y las condiciones del sitio ayudarán a tomar la decisión sobre el número de túneles, prevaleciendo siempre los aspectos de seguridad de la obra.

IV.3 Estructuras componentes de la obra de excedencias

Se puede preparar un proyecto compuesto considerando debidamente los factores que influyen en el tamaño y tipo de vertedor, y correlacionando los elementos elegidos en las alternativas, por otra parte, se pueden usar muchas combinaciones de los componentes para formar el proyecto completo del vertedor.

Una vez de que se ha determinado la carga máxima ($H_{m\acute{a}x}$) y el gasto máximo ($Q_{m\acute{a}x}$), y las características de descarga de un vertedor mediante el estudio de la variación de niveles producida por la avenida de proyecto, se pueden elegir las dimensiones generales del sistema de control, y se puede elaborar el proyecto específico tomando en cuenta la topografía y las condiciones de la cimentación y adaptando la estructura de control y los diferentes componentes a las condiciones que imperan.

La adopción de un tamaño especial o arreglo para los componentes del vertedor puede influir en la selección de los demás componentes. Por ejemplo, una estructura de control ancha con la cresta en posición normal a la línea central del vertedor requerirá una transición larga, convergente para unirla a un canal de descarga angosto o a un túnel; una alternativa mejor pudiera ser la selección de una estructura de control más angosta con compuertas o una instalación lateral de control en el canal.

Un vertedor puede ser parte integrante de una presa, como la sección vertedora de una presa de concreto, o puede ser una estructura separada, tener la descarga común con la obra de toma o ser parte integrante de la obra de desvío.

Así tenemos, que las estructuras que conforman una obra de excedencias son:

- Canal de acceso
- Estructura de control
- Conducto de descarga
- Estructura terminal
- Canal de salida

IV.3.1 Canal de acceso.

Los canales de acceso sirven para captar agua del vaso y conducirla a la estructura de control. Cuando el agua entra directamente del vaso al vertedor y cae directamente al río, como en el caso de un vertedor colocado sobre una presa de concreto no es necesario. Sin embargo, en el caso de vertedores colocados en las laderas en que se apoya la presa o en puertos o cuchillas, pueden ser necesarios canales que lleven el agua al control del vertedor.

Las velocidades de entrada deberán limitarse y las curvaturas y transiciones será necesario que se hagan en forma gradual, con objeto de disminuir las pérdidas de carga en el canal y para -- uniformar el gasto sobre la cresta del vertedor.

La mala distribución del agua en el canal de entrada puede persistir a lo largo de la estructura del vertedor y hasta puede ser la causa de erosiones perjudiciales en el cauce. La falta de uniformidad en la cresta puede también producir una reducción en la descarga.

La velocidad de llegada y la profundidad que haya abajo del nivel de la cresta tienen una influencia importante en la descarga sobre una cresta de un vertedor, ya que si se tiene una mayor profundidad del canal de acceso, resulta que se obtendrá un coeficiente mayor de descarga, con una consiguiente reducción en la velocidad de llegada. Así, para una carga dada sobre la cresta, una llegada más profunda permite acortar la longitud de la cresta para una descarga dada.

Por otra parte, dentro de los límites que se requieren para obtener una buena circulación y velocidades que no producen arras tres, la determinación de la relación de la profundidad del canal de acceso al ancho es cuestión económica.

IV.3.1.1 Diseño hidráulico.

En la mayoría de los casos, se hace la traza del canal de acceso adaptándose a la topografía del terreno, para probarse y ajustarse posteriormente de acuerdo a los resultados obtenidos mediante un modelo hidráulico, ya que los resultados teóricos son poco confiables.

Normalmente las pérdidas de carga en el canal de acceso no son de consideración; conviene sin embargo, verificarlo, ya que en caso contrario deberán restarse del nivel del embalse para tener la carga real sobre la estructura de control.

Para valuar los tirantes y las velocidades medias se aplica el teorema de Bernoulli. Puesto que debe haber régimen lento en el canal, el análisis debe hacerse de la sección de control o cresta vertedora hacia aguas arriba.

IV.3.2. Estructura de control

Uno de los componentes principales de un vertedor es la estructura de control, porque regula y gobierna la descarga del vaso. Este control limita o evita las descargas cuando el vaso alcanza niveles mayores a los ya fijados. La estructura de control puede consistir en una cresta, vertedor, orificio, boquilla o tubo.

La relación entre la carga hidráulica y la descarga puede fijarse como en el caso de un simple rebosadero o bocal sin regulación, o puede ser variable como en el caso de una cresta con compuertas o de un tubo controlado por una válvula.

Las características de control de un conducto cerrado pueden cambiar con el tirante, por ejemplo; en un vertedor con alcantari^{lla}, la entrada funcionará como vertedor para las cargas pequeñas cuando no está ahogado y como orificio cuando lo está, si se aumenta la profundidad cuando esté ahogado, el gasto se controlará por el tubo, funcionando éste como tubo y, finalmente cuando este más sumergido, el conducto trabajará como tubo forzado.

Las estructuras de control pueden tomar varias formas tanto en su posición como en su figura. En planta, los vertedores pueden ser rectos, curvos, semicirculares, en forma de U o redondos. -- Por otra parte, pueden estar dispuestos en forma horizontal, inclinada o vertical, pueden ser circulares, cuadrados, rectangulares o en forma de herradura.

Asimismo, ser de pared delgada, con sección cimacio, de pared gruesa o de sección irregular, pueden tener la entrada formada por aristas vivas, redondeadas o abocinadas, uniformes, convergentes o divergentes, y pueden operar con una descarga libre, parcial o completamente sumergidas o con control colocado en algún punto del vertedor.

IV.3.2.1. Diseño hidráulico de las estructuras de control

La capacidad de descarga de una estructura de control, es función de sus dimensiones, de la carga real sobre su estructura y de su geometría. El efecto de todos estos factores se consideran en el diseño hidráulico dentro del coeficiente "C" de descarga.

En el presente tema, primero trataremos lo referente a las estructuras de control tipo cimacio con descarga libre.

a) Estructura de control tipo cimacio con descarga libre. Este tipo de sección cuya forma se aproxima a la superficie inferior de la lámina que sale por un vertedor de pared delgada, -- constituye la forma ideal para obtener descargas óptimas. La forma de esta sección depende de la carga, de la inclinación del paramento de aguas arriba y de la sección vertedora sobre el piso de canal de llegada (que influye en la velocidad de llegada a la cresta).

En estas estructuras, con cresta libre o con pilas para compuertas, pero sin que éstas estén trabajando, la capacidad de descarga está dada por la fórmula general de vertedores.

$$Q = CL_e H^{3/2} \quad (IV.2)$$

Donde:

C	Coeficiente de descarga en (m ^{1/2} /S)
H	Carga total sobre la cresta en (m)
Le	Longitud efectiva de cresta en (m)
Q	Descarga en (m ³ /S)

1) Longitud efectiva de cresta

La longitud efectiva de cresta, es aquella por donde escurre el gasto del vertedor. Ahora bien, cuando existen pilas sobre la cresta vertedora y los estribos son de tal forma que causan contracciones en el flujo, la longitud neta de la cresta vertedora se disminuye por este efecto.

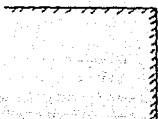
En todos los casos, la longitud efectiva de cresta está dada por la fórmula:

$$L_e = L - 2 (NK_p + K_a) H \quad (IV.3)$$

Donde:

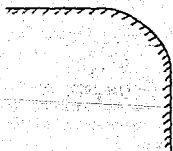
H	Carga total sobre la cresta (m)
K_a	Coefficiente de contracción por estribo. (Fig. IV.1)
K_p	Coefficiente de contracción por pilas. (Fig. IV.2)
L	Longitud total neta de cresta. (m)
L_e	Longitud efectiva de cresta. (m)
N	Número de pilas

MUROS EXTREMOS



Coefficiente de
contracción.

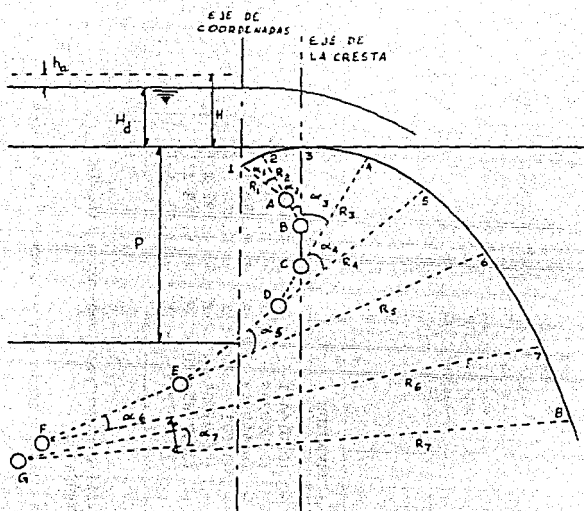
$$K_a = 0.20$$



$$\begin{array}{ll} 0.5H_d \geq r \geq 0.15H_d & 0.10 \\ r > 0.5H_d & 0 \end{array}$$

H_d carga de diseño.

Fig. IV.1 Coeficiente de contracción por pilas.



A		
PUNTO	X	Y
1	0.000	0.127
2	0.137	0.021
3	0.284	0.000
4	0.501	0.029
5	0.867	0.187
6	1.514	0.734
7	2.124	1.556
B	3.042	3.336

B	
R_1	0.235
R_2	0.530
R_3	0.825
R_4	1.410
R_5	2.800
R_6	6.500
R_7	12.000

Fig. IV.2 a Perfil Creager para una curva - circular compuesta.

D			C	
PUNTO	X	Y		
A	0.202	0.247	α_1	43° 15' 09"
B	0.284	0.530	α_2	16° 06' 20"
C	0.284	0.825	α_3	15° 14' 58"
D	0.130	1.389	α_4	16° 15' 13"
E	-0.596	2.575	α_5	17° 24' 13"
F	-3.384	5.007	α_6	09° 01' 56"
G	-8.045	7.927	α_7	09° 34' 25"

E

INTERVALO	ECUACION
0.000 ∇ X ∇ 0.137	Y = 0.247 - (0.014421 - X ² + 0.404 X) ^{1/2}
0.137 ∇ X ∇ 0.284	Y = 0.530 - (0.200244 - X ² + 0.568 X) ^{1/2}
0.284 ∇ X ∇ 0.501	Y = 0.825 - (0.599969 - X ² + 0.568 X) ^{1/2}
0.501 ∇ X ∇ 0.867	Y = 1.389 - (1.9712 - X ² + 0.260 X) ^{1/2}
0.867 ∇ X ∇ 1.514	Y = 2.575 - (7.484784 - X ² - 1.192 X) ^{1/2}
1.514 ∇ X ∇ 2.124	Y = 5.007 - (30.798544 - X ² - 6.768 X) ^{1/2}
2.124 ∇ X ∇ 3.042	Y = 7.927 - (79.277975 - X ² - 16.09 X) ^{1/2}

Fig. IV.2 b Perfil Creaguer para una curva circular compuesta.

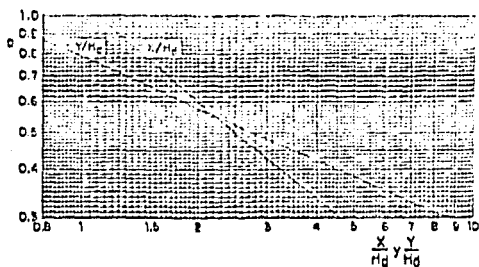
NOTA: Para calcular el perfil del cimacio multipliquese los valores de las tablas

A, B y D por la carga de diseño (H_d).

La tabla C es constante para cualquier caso.

La tabla E da las ecuaciones para obtener las coordenadas de puntos intermedios.

Para determinar el punto de tangencia P.T. que muestra la figura se puede utilizar la gráfica de la Fig. IV.4.



$$\frac{P}{H_d} \geq 1$$

Fig. IV.4 Coordenadas del punto de tangencia P.T. Talud aguas arriba vertical y velocidad de llegada despreciable.

- ii) Velocidad de llegada despreciable.
 Talud 3:1
 $P/H_d \geq 1$

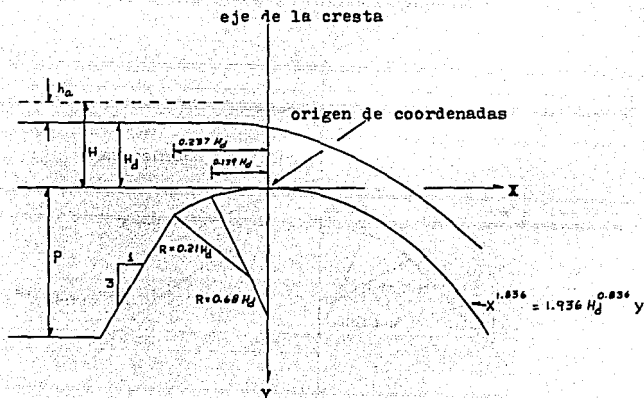


Fig. IV.5 Perfil estándar de vertedores, talud aguas arriba 3:1 velocidad de llegada despreciable.

iii) Velocidad de llegada despreciable

Talud 3:2

$P/H_d \geq 1$

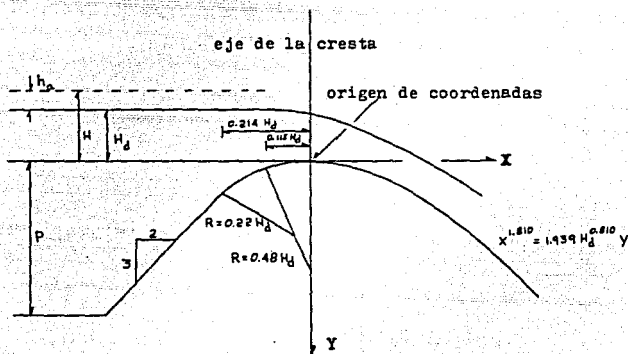


Fig. IV.6 Perfil estándar de vertedores, talud aguas arriba 3:2. Velocidad de llegada despreciable.

- iiii) Velocidad de llegada despreciable
 Talud 3:3
 $P/H_d \geq 1$

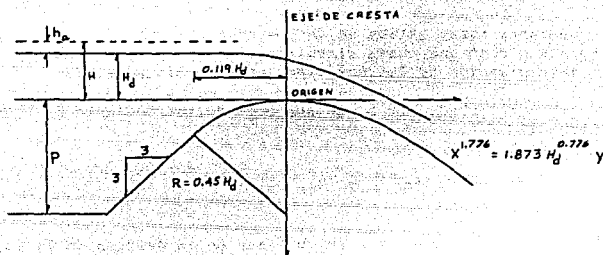


TABLA PARA DEFINIR LA CURVA
 DEL CUADRANTE AGUAS ARRIBA.

X/H_d	Y/H_d	X/H_d	Y/H_d
0.000	0.0000	-0.150	0.0239
-0.020	0.0004	-0.155	0.0257
-0.040	0.0016	-0.160	0.0275
-0.060	0.0036	-0.165	0.0293
-0.080	0.0065	-0.170	0.0313
-0.100	0.0103	-0.175	0.0333
-0.110	0.0125	-0.180	0.0354
-0.120	0.0150	-0.185	0.0376
-0.130	0.0177	-0.190	0.0399
-0.140	0.0207	-0.195	0.0424
-0.145	0.0223	-0.200	0.0450

Fig. IV.7 Perfil estándar de vertedores, talud aguas arriba 3:3. Velocidad de llegada despreciable.

Para la mayor parte de las condiciones que se presentan en las estructuras de control tipo cimacio, los datos se pueden resumir de acuerdo con la forma mostrada en la fig. IV.8, relacionada a los ejes que pasan por la cima de la cresta.

El cuadrante aguas arriba se define como una curva simple y una tangente o como una curva circular compuesta y puede obtenerse por interpolación de los perfiles antes mencionados.

El perfil del cuadrante aguas abajo se define mediante la siguiente ecuación:

$$x^n = KH^{n-1} y \quad \text{(IV.4)}$$

Donde los valores de K y n se obtienen de la gráfica de la fig. IV.9.

Para la utilización de éste método, será necesario se cumplan las siguientes condiciones:

- Velocidad de llegada despreciable
- Talud inclinado
- $P/H_d \geq 1$

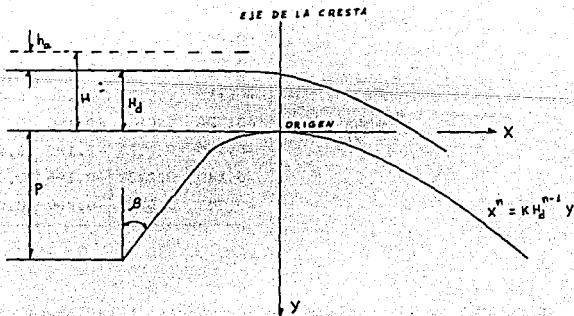


Fig. IV.8 Perfil del cimacio para taludes aguas arriba con cualquier inclinación y velocidad de llegada despreciable.

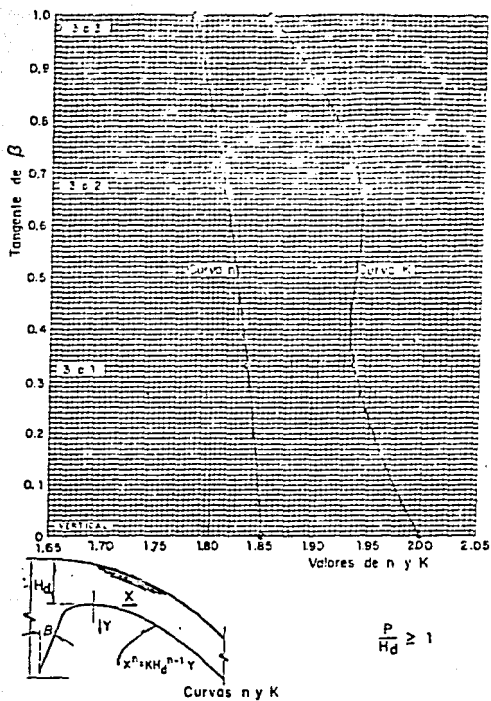


Fig. IV.9 Talud aguas arriba de cualquier inclinación y velocidad de llegada despreciable.

Cuando se tiene una velocidad de llegada considerable, talud 1 a 1 y $P/H < 1$. Para cimacios bajos sujetos a grandes cargas -- ($P/H_d < 1$) el talud aguas arriba del cimacio debe inclinarse por razones de estabilidad, se recomienda en este caso usar taludes 1:1.

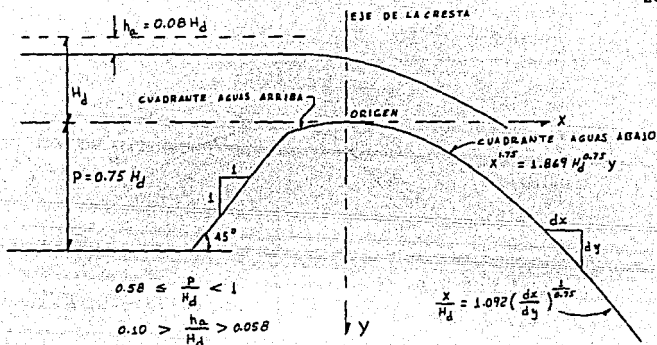
Cuando $P/H_d < 1$, la carga de velocidad de llegada h_a , se toma en cuenta. Ahora bien, para fines de la determinación de los perfiles se acepta que para valores $0.58 \leq P/H_d < 1$, se considera $h_a/H_d = 0.08$ y para valores $0.3 \leq P/H_d < 0.58$, se considera $h_a/H_d = 0.12$.

La Fig. IV.10 muestra el perfil y ecuaciones correspondientes para determinar la curva del cuadrante aguas abajo para los ejes -- indicados y la pendiente en cada punto de dicha curva para cada X; asimismo, muestra una tabla para determinar la curva del cuadrante aguas arriba.

Las ecuaciones y la tabla de esta figura pueden aplicarse para los rangos $0.10 > h_a/H_d > 0.058$ y $0.58 \leq P/H_d < 1$, aunque en realidad, con todo rigor se aplican para relaciones $h_a/H_d = 0.08$ y $P/H_d = 0.75$ que entre si son correspondientes y que aproximadamente son las relaciones medias entre los rangos considerados.

Los perfiles que se obtengan para los rangos propuestos pueden -- aceptarse para proyectos de cresta, de las cuales posteriormente se harán pruebas en modelos hidráulicos para la determinación de los coeficientes de descarga.

Algo parecido puede decirse para las ecuaciones de la curva del cuadrante aguas abajo y la pendiente de la misma, así como la tabla para formar el cuadrante de aguas arriba que se muestra en la Fig. IV.11 en donde los rangos correspondientes son $0.16 > h_a/H_d > 0.10$ y $0.3 \leq P/H_d < 0.58$ y las relaciones exactas para el perfil son $h_a/H_d = 0.12$ y $P/H_d = 0.45$.



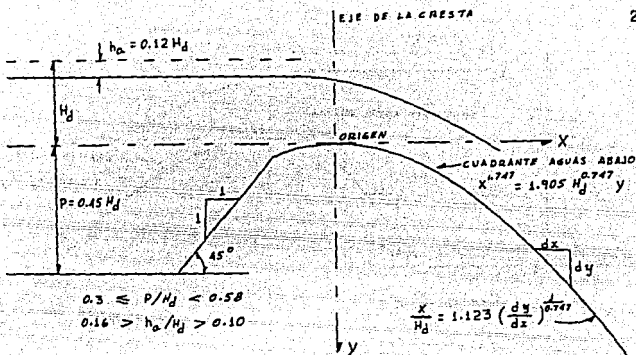
CUADRANTE AGUAS ARRIBA.

X/H_d	Y/H_d	X/H_d	Y/H_d
0.000	0.0000	-0.150	0.0235
-0.020	0.0004	-0.155	0.0252
-0.040	0.0016	-0.160	0.0270
-0.060	0.0035	-0.165	0.0288
-0.080	0.0064	-0.170	0.0308
-0.100	0.0101	-0.175	0.0328
-0.110	0.0122	-0.180	0.0349
-0.120	0.0147	-0.185	0.0372
-0.130	0.0174	-0.190	0.0395
-0.140	0.0203	-0.195	0.0420
-0.145	0.0219		

$$0.58 \leq P/H_d < 1$$

NOTA: En todo el rango señalado de h_a/H_d puede tomarse como valor representativo a $h_a/H_d = 0.08$, correspondiendo a $P/H_d = 0.75$, según aparece en la figura. Asimismo, la forma de la cresta que resulta con la aplicación de las fórmulas para el cuadrante de aguas arriba pueden considerarse aceptables en los rangos de P/H_d y h_a/H_d señalados.

Fig. IV.10 Velocidad de llegada considerable y talud 1:1



CUADRANTE AGUAS ARRIBA

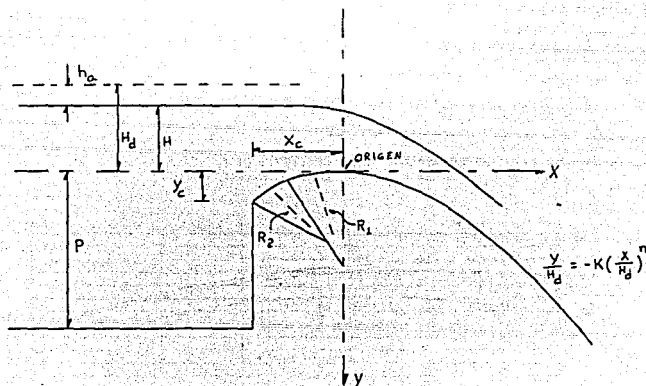
X/H_d	Y/H_d	X/H_d	Y/H_d
0.000	0.0000	-0.145	0.0215
-0.020	0.0004	-0.150	0.0231
-0.040	0.0015	-0.155	0.0248
-0.060	0.0035	-0.160	0.0265
-0.080	0.0062	-0.165	0.0284
-0.100	0.0099	-0.170	0.0303
-0.110	0.0120	-0.175	0.0323
-0.120	0.0144	-0.180	0.0344
-0.130	0.0170	-0.185	0.0366
-0.140	0.0199	-0.190	0.0390

$$0.3 \leq P/H_d < 0.58$$

NOTA: En todo el rango señalado de h_c/H_d puede tomarse como representativo a $h_c/H_d = 0.12$, correspondiendo a $P/H_d = 0.45$, según aparece en la figura. Asimismo, la forma de la cresta que resulta con la aplicación de las fórmulas para el cuadrante aguas arriba pueden considerarse aceptables en los rangos P/H_d y h_c/H_d señalados.

Fig. IV. 11 Velocidad de llegada considerable y talud 1:1

Para una llegada considerable, cualquier talud y $P/H < 1$.
 Se recomienda usar los perfiles propuestos por el U.S. Bureau
 of Reclamation, los cuales se determinan a partir de las grafi-
 cas mostradas en las figuras IV.13 y IV.14.



$$q = C H_d^{3/2}$$

$$V_a = \frac{q}{P+H}$$

$$h_a = \frac{q^2}{2g(P+H)^2}$$

Fig. IV.12 Elementos de las secciones de las crestas
 con la forma de la lámina vertical.

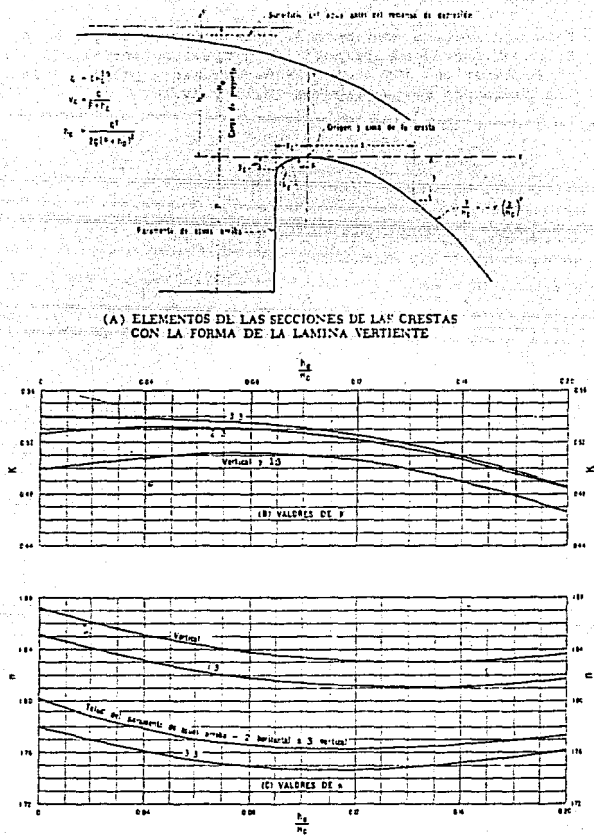


Fig. IV.13 Factores para la determinación de las secciones con la forma de la lámina vertedora.

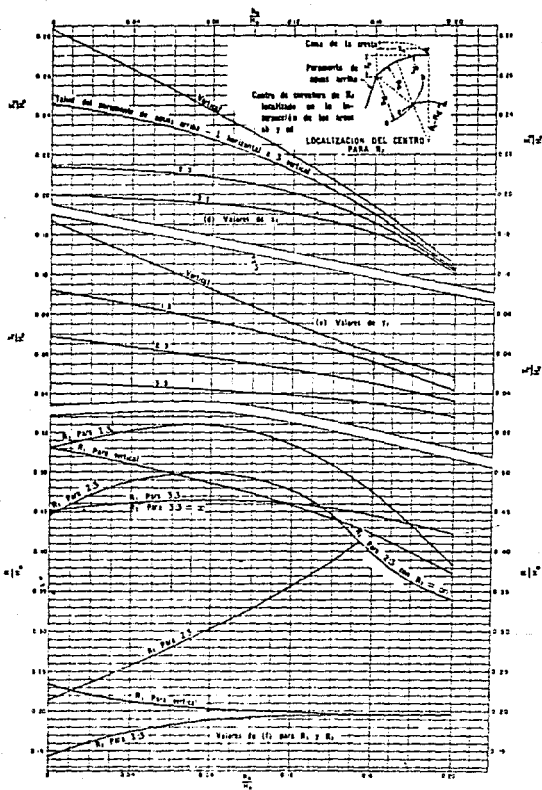


Fig. IV.14 Factores para la determinación de las secciones con la forma de la lámina vertedora.

2) Coeficiente de descarga

Quando a la cresta de cimacio se le da una sección de forma diferente a la ideal, o cuando se le ha dado una forma para una carga mayor o menor que la que se considera, el coeficiente de descarga diferirá del mostrado en la fig. IV.15. Las secciones más anchas darán por resultado presiones positivas a lo largo de la superficie de contacto de la presa, reduciendo por lo tanto la descarga; con una sección más angosta, se producirán presiones negativas a lo largo de la superficie de contacto, aumentando la descarga. La Fig. IV.16 muestra la variación de los coeficientes en relación con los valores de H/H_d , cuando H es la carga real que se está considerando.

Para pequeñas relaciones de profundidad de llegada a la carga sobre la cresta, la inclinación del paramento de aguas arriba antes de la cresta produce un aumento en el coeficiente de descarga, el cual se reduce con las relaciones grandes de P/H_d solamente con los taludes relativamente pequeños. La Fig. IV.17 muestra la relación del coeficiente para un vertedor de cimacio con un paramento inclinado, al coeficiente de la cresta con paramento vertical del lado de aguas arriba como el que se obtuvo de la Fig. IV.15 (y -- ajustado con la Fig. IV.16 si es lo que procede), relacionada a -- los valores de P/H_d .

El flujo por un vertedor puede tomar cinco aspectos diferentes, -- según las posiciones relativas del lavadero y del nivel de aguas abajo:

- 1) Continuar con régimen supercrítico
- 2) Puede ocurrir un resalto hidráulico parcial o incompleto inmediatamente aguas abajo de la cresta.
- 3) Puede ocurrir un verdadero resalto hidráulico
- 4) Puede ocurrir un resalto ahogado en el que el chorro de alta velocidad siga la forma de la lámina vertiente y -- luego continúe siguiendo una trayectoria errática y flug tuante debajo y a través del agua que se mueve más despacio.
- 5) No se forma el resalto; la lámina se separa del paramento del vertedor cabalgando a lo largo de la superficie -- una corta distancia y luego erráticamente se mezcla con el agua que se mueve lentamente debajo.

La Fig. IV.18 muestra la relación entre las posiciones del piso y las sumergencias de aguas abajo que producen estos regímenes -- especiales.

La Fig. IV.19 muestra el efecto de lavadero de aguas abajo sobre el coeficiente de descarga.

La Fig. IV.20 muestra la relación del coeficiente de descarga -- cuando está afectado por las condiciones del agua de descarga, -- al coeficiente cuando la descarga es libre.

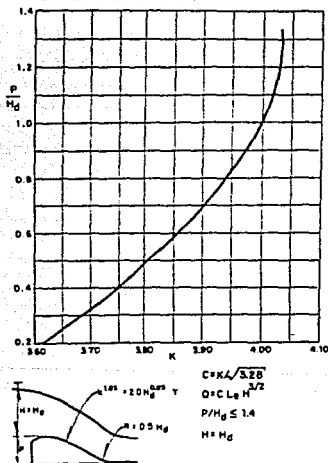


Fig. IV.15 Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical.

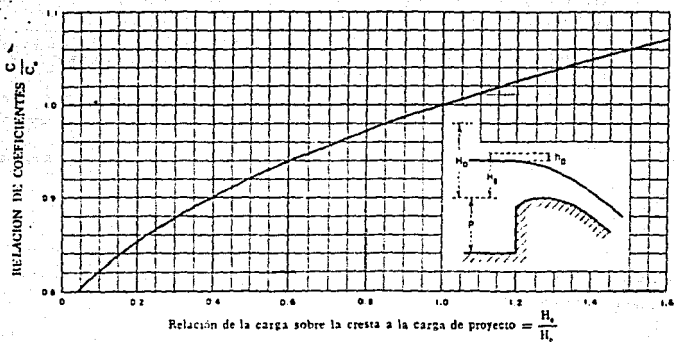


Fig. IV.16 Coeficientes de descarga para cargas diferentes de la de proyecto.

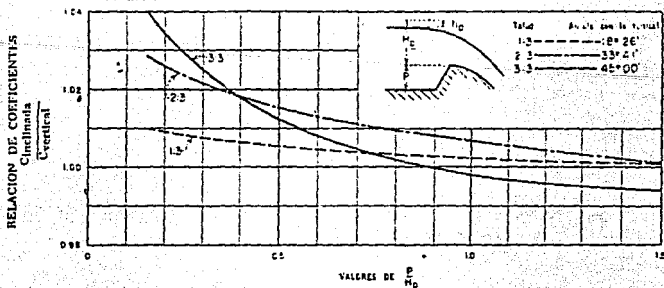


Fig. IV.17 Coeficiente de descarga para una cresta de cimacio con paramento de aguas arriba inclinado.

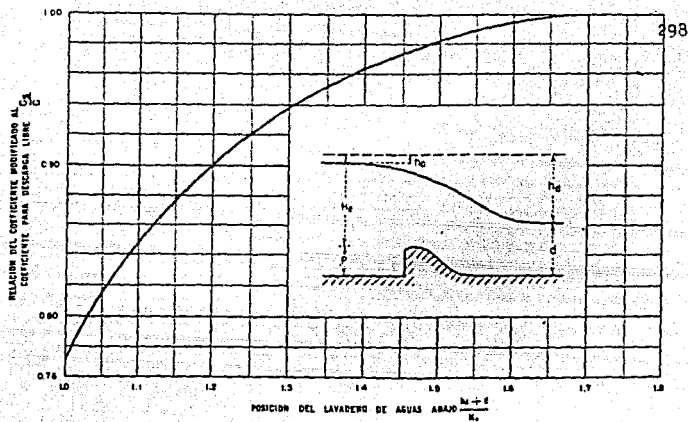


Fig. IV.19 Relación de los coeficientes de descarga debida al efecto de lavadero.

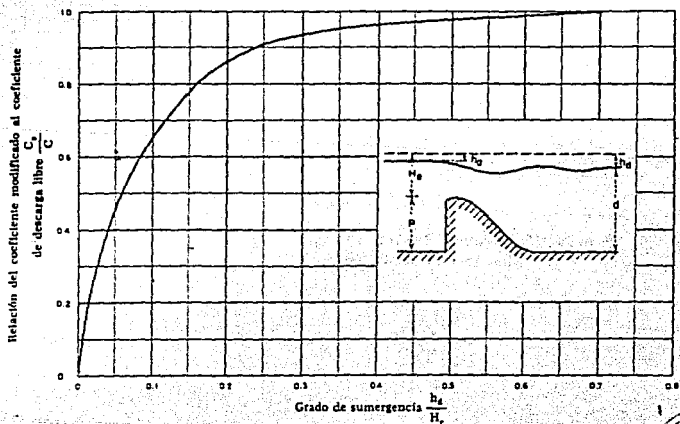


Fig. IV.20 Relación de coeficientes de descarga debida al efecto del agua de la descarga.

b) Cimacios controlados por compuertas.

1) El perfil del cimacio se adaptará a los recomendados por el U.S. Army Corps of Engineers, con una carga de diseño igual a la carga máxima para compuertas totalmente abiertas; sin embargo, cuando se dan aberturas pequeñas a las compuertas, aparecen presiones negativas que no sobrepasan los valores de $0.1 H_d$ y $0.13 H_d$, cuando las cargas aguas arriba de la compuerta son H_d y $1.33 H_d$ respectivamente.

Por lo que para evitar presiones negativas en el cimacio, el perfil del mismo aguas abajo de la compuerta debe coincidir con el perfil de la trayectoria de un chorro al salir de un orificio.

Si la compuerta se apoya en la cresta del cimacio, al abrirla parcialmente se dice que se forma un orificio vertical porque la normal trazada al perfil del cimacio en el punto de apoyo de la compuerta es vertical. Para este caso la curva del chorro y por tanto del perfil del cimacio se representa por la ecuación de la parábola:

$$-y = \frac{x^2}{4H} \quad (\text{IV.5})$$

Donde:

H Es la carga sobre el centro de la abertura, en m.

X, Y Coordinadas, en m (Fig. IV.21)

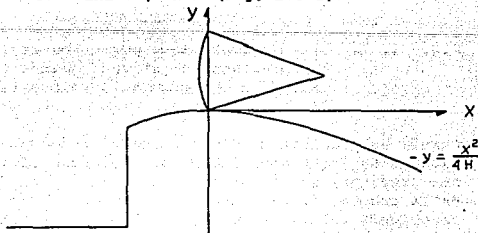


Fig. IV.21 Cimacio controlado por compuerta, perfil para evitar presiones negativas cuando el orificio es vertical - ($\theta = 90^\circ$ porque la compuerta se apoya en la cresta).

Para un orificio inclinado un ángulo θ , medido a partir de la -- normal al perfil del cimacio en el punto de apoyo de la compuerta, la ecuación de la curva del chorro será:

$$-Y = X \tan \theta + \frac{X^2}{4H \cos^2 \theta} \quad (\text{IV.6})$$

Ver Fig. IV.22.

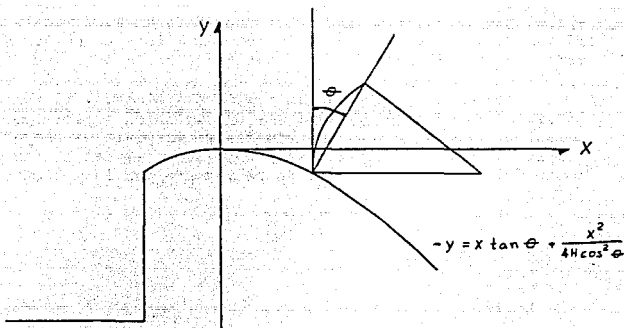


Fig. IV. 22 Cimacio controlado por compuerta, perfil para evitar presiones negativas, cuando el orificio es inclinado ($\theta \neq 90^\circ$ porque la compuerta se apoya aguas abajo de la cresta).

Cuando se proyecta un cimacio que tiene compuertas con los criterios de uno de cresta libre para la carga máxima y se quiere tener presiones negativas pequeñas; menores de $0.1H_d$, aguas abajo de la compuerta, el Manual de diseño de obras civiles de la C.F.E. recomienda colocar el umbral de la compuerta aguas abajo de la -- cresta del cimacio con el fin de propiciar un orificio inclinado para tratar de aproximar la trayectoria del chorro a la forma del cimacio.

c) Coeficiente de descarga para compuertas.

La descarga por un cimacio con compuertas, cuando éstas están -- parcialmente abiertas, será semejante a la de un orificio con poca carga y se puede calcular con la ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C L_e (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (\text{IV.7})$$

Donde:

C	Coeficiente de descarga, ver Fig. IV.23
g	Aceleración de la gravedad, en m/s ²
H ₁	Carga al fondo del orificio, en m.
H ₂	Carga al labio inferior de la compuerta, en m.
L _e	Ancho efectivo del orificio, igual a la longitud de cresta efectiva en m. (ver IV. 3.2.1 a .1)

Así, la contracción en la parte superior de la abertura de una compuerta deslizante vertical será diferente a la de una compuerta curva, inclinada radial; el perfil del piso aguas arriba afectará la contracción del fondo del chorro que sale; y el perfil de aguas abajo afectará la contrapresión y en consecuencia la -- carga efectiva.

La Fig. IV. 23 muestra los coeficientes de descarga para varias relaciones de aberturas de la compuerta a la carga total. La curva representa promedios determinados para diferentes condiciones de llegada y de aguas abajo descritas, y es suficientemente segura para determinar las descargas de los vertedores pequeños.

d) Compuertas de tambor.

La compuerta tambor es una compuerta articulada, la cual flota en una cámara y es flotada en posición al regular el nivel del agua en la cámara.

Primeramente, es utilizada para controlar la elevación de la superficie del agua, aguas arriba. Como una herramienta de medida, la compuerta de tambor se asemeja a un dique con una cara curva da aguas arriba sobre la mayor parte de su recorrido. El ángulo θ (Fig. IV.24) está formado entre la horizontal y una línea dibujada tangente al borde aguas abajo de la compuerta. Este ángulo es considerado positivo cuando él es medido sobre la horizontal y negativo cuando es medido debajo de la horizontal. Para valores positivos de θ , la compuerta actúa como un dique de cresta - afilada, el punto de control es el borde aguas abajo de la compuerta, y la altura está medida sobre ese punto. Para valores ne

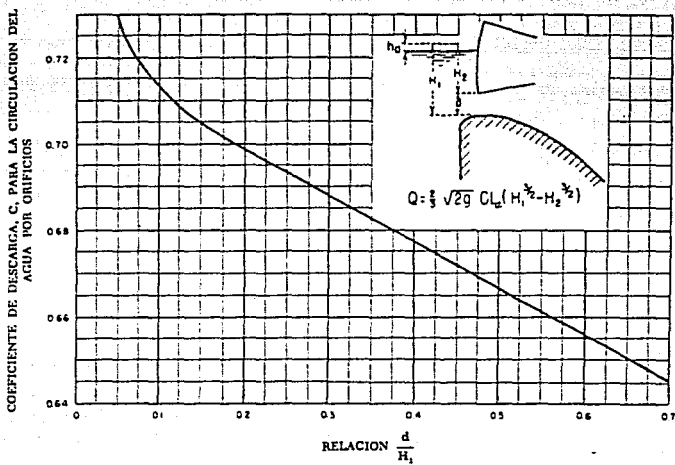


Fig. IV.23 Coeficiente de descarga para la circulación del agua bajo las compuertas.

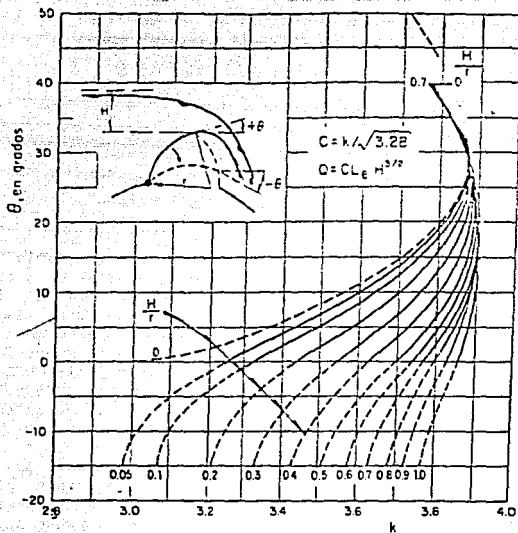


Fig. IV.24 Curvas para obtener los coeficientes de descarga para compuertas de tambor.

gativos de θ , la compuerta actúa como un vertedero de cresta curvada, el punto de control es el punto más alto de la superficie de la compuerta, y la altura está medida sobre ese punto.

Ya que la compuerta tambor actúa como un dique, la descarga a través de la compuerta se puede expresar como:

$$Q = CL_e H^{3/2} \quad (\text{IV.8})$$

Donde:

C	Coefficiente de descarga, ver Fig. IV.24
L_e	Longitud de efectiva de cresta
H	Carga total

El flujo sobre este tipo de compuerta se puede definir completamente por H, θ , C, el radio r de la compuerta, y la profundidad de llegada. Sin embargo, la profundidad de llegada, tiene muy poca influencia sobre el ondamiento del flujo cuando la profundidad de llegada, medida debajo del punto más alto de la compuerta, es igual o más grande que dos veces la altura sobre la compuerta. Esta condición es bien satisfecha por la mayoría de las instalaciones de compuertas de tambor, especialmente cuando la compuerta está en una posición levantada. Entonces, el coeficiente C puede considerarse como una función de H, θ y r.

Independientemente de las estructuras de control tipo cimacio, - los vertedores de abanico y medio abanico tienen en planta una forma circular. Por tal motivo y debido a las características de este tipo de vertedores, a continuación se exponen los criterios a seguir para su diseño hidráulico, ya que la estructura de control esta formada tanto por el cimacio como la disposición circular que adquiere en planta.

- e) Diseño hidráulico de la estructura de control de los vertedores en abanico.

Aunque el escurrimiento en este tipo de vertedores es tridimensional, se recomienda efectuar los cálculos bajo la hipótesis de un escurrimiento bidimensional.

El método de cálculo que se describe a continuación conduce al diseño hidráulico de los vertedores en abanico, que funcionan satisfactoriamente; sin embargo, dada la importancia que la obra de excedencias tiene en el funcionamiento hidráulico de una presa, se recomienda construir un modelo hidráulico que permita apreciar con mayor seguridad el comportamiento del prototipo y en caso necesario permita corregir o afinar su geometría para optimizar su funcionamiento.

Para fijar dimensiones preliminares pueden usarse las figuras IV.25 y IV.26. Entrando con la relación L_1/H se obtienen los valores $R_1, L_2, L_3, L_4, L_5, h, \alpha$ y β (en la Fig. IV.25 se definen las variables).

El radio R_2 puede determinarse con la fórmula:

$$R_2 = \frac{20.65 L_1 - 0.5 \alpha}{\beta} \quad (\text{IV.9})$$

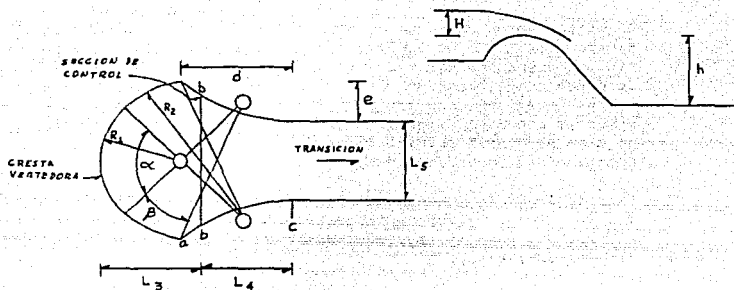
La posición y ancho de la sección de control quedan determinados por los valores L_2 y L_3 para una transición con taludes laterales 1:1.

Con los valores anteriores queda determinada la forma de la transición en sus puntos a, b y c (ver Fig. IV.25). Si el ancho de plantilla deseado en el canal de descarga es diferente al L_5 encontrado, debe modificarse la dimensión L_4 procurando respetar la forma de la transición.

Si las condiciones topográficas no permiten una altura h de cimacio igual a la determinada por la gráfica, las condiciones geométricas anteriores no son aplicables.

En cualquier caso se deben cumplir las condiciones siguientes:

$$\begin{aligned} 1 &< \alpha/2\beta < 2.5 \\ 2.5 &< R_2/R_1 < 5.0 \\ 1.25 &< d/e < 1.75 \end{aligned}$$



Donde:

- L_1 Longitud de cresta, en m.
 R_1 Radio del arco central de la cresta, en m
 α Angulo total del arco central, en grados
 R_2 Radio de los arcos laterales de la cresta, en m
 β Angulo de los arcos laterales, en grados
 L_2 Ancho de la sección de control b-b, en m
 L_3 Distancia de la cresta a la sección de control a lo largo del eje longitudinal, en m.
 L_4 Ancho del canal de descarga, en m
 S Pendiente inicial de la rápida, en la zona de transición
 H Carga máxima sobre la cresta vertedora, en m
 h Altura del cimacio, en m
 d Longitud de la transición medida sobre el eje del vertedor, en m
 e Ancho de la transición, en m

Fig. IV.25 Vertedor en abanico y geometría.

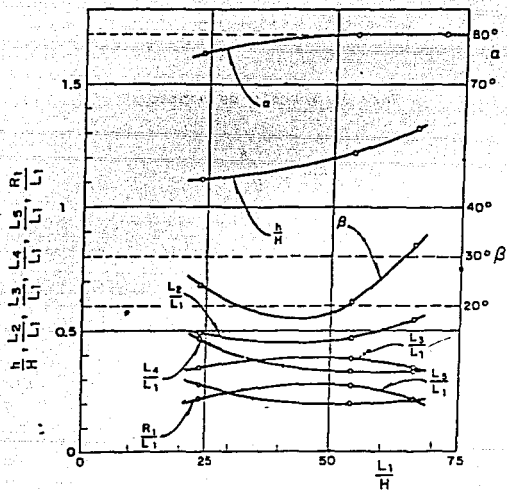


Fig. IV. 26 Vertedor en abanico y geometría.

El nivel del agua después del salto no debe sobrepasar el nivel de la cresta más del 20 por ciento de la carga.

Para determinar el ancho de la sección de control L_2 , se debe satisfacer simultáneamente la condición de régimen crítico en la sección de control y el teorema de Bernoulli, establecido entre una sección después del salto y la sección de control.

$$t^2 + \frac{V_2^2}{2g} = t_c + \frac{V_c^2}{2g} \quad (\text{IV.10})$$

Para la sección de control

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c} \quad (\text{IV.11})$$

Donde:

- A_c Area total en la sección de control, en m^2
- B_c Ancho de la superficie libre en la sección de control, en m
- Q Gasto total, en m^3/S
- t_c Tirante en la sección de control, en m
- V_c Velocidad en la sección de control, en m

Con objeto de verificar que en la transición no se forme una sección de control para la geometría y pendiente supuestos, se debe aplicar el teorema de Bernoulli entre diferentes secciones de la transición.

Para el diseño de la estructura de control de los vertederos de medio abanico, se aplican los mismos criterios descritos para los de abanico.

En cuanto a los demás tipos de vertedores, estos utilizan en su gran mayoría la estructura de control tipo cimacio con alguna o ninguna variante de acuerdo a lo antes mencionado. También pueden o no funcionar con compuertas.

IV.3.3 Conducto de descarga.

Los volúmenes liberados por la estructura de control se conducen al río aguas abajo de la presa a través de esta estructura.

Los conductos de descarga usados más frecuentemente son: canales a cielo abierto, conductos a través o bajo la cortina y túneles a través de las laderas.

Estos conductos deben estar recubiertos con materiales resistentes a la acción de socavación de las altas velocidades con que funcionan, así como ser estructuralmente adecuados para soportar las fuerzas de subpresión, empujes de tierra, cargas dinámicas, etc., a que están sujetos.

IV.3.3.1 Diseño hidráulico.

El escurrimiento en el conducto de descarga debe mantenerse siempre a régimen rápido. El cálculo de velocidades y tirantes a lo largo del conducto, ya sea que se trate de un canal a cielo ---abierto o de un túnel, debe efectuarse con el teorema de Bernoulli, aplicado por tramos.

Si el canal tiene perfil longitudinal curvo, la fuerza centrífuga ejerce un incremento en las presiones que hace necesaria la modificación del término que representa la carga de presión. Debe tomarse en cuenta esta modificación cuando el radio de curvatura de la plantilla sea mayor que $0.215 Dv^2$.

Donde:

D Tirante, en m

v Velocidad, en m/S

La carga de presión sobre el fondo para canales de gran pendiente o de gran curvatura vale:

$$H = D \cos \theta \pm \frac{v^2 D}{g r} \quad (\text{IV.12})$$

Donde:

- H Carga de presión, en m
- D Tirante medio en dirección perpendicular a la plantilla del canal, en m
- r Radio de curvatura vertical de la plantilla, en m
- θ Angulo entre la plantilla y la horizontal, en grados
- v Velocidad media del escurrimiento, en m/S

Para canales concavos debe considerarse en la fórmula el signo positivo, y el negativo para canales convexos.

Cuando las velocidades en el canal son superiores a 5 m/S existe una inclusión de aire que aumenta los tirantes. Este incremento de tirante, respecto al cálculo, teóricamente puede determinarse en forma aproximada con ayuda de la fórmula de Douma, que indica que el porcentaje de aire incluido puede calcularse en forma -- aproximada con:

$$u = 10 \sqrt{\frac{0.2 v^2}{g r} - 1} \quad (\text{IV.13})$$

Donde:

- g Aceleración de la gravedad, en m/S²
- u Porcentaje de aire incluido en volumen
- v Velocidad del escurrimiento, en m/S
- r Radio hidráulico, en m

Entonces los tirantes se obtendrán con la expresión siguiente:

$$y' = \sqrt[3]{1 + \frac{u}{100}} y$$

Donde:

- y' Tirantes reales con aire incluido, en m
- y Tirantes calculados teóricamente, en m

Si el conducto de descarga es un canal a cielo abierto el perfil debe adaptarse a las condiciones geológicas y topográficas del sitio.

El canal ha de estar siempre en excavación y, en lo posible sobre roca competente. De preferencia, el tramo inicial se escogerá con poca pendiente hasta casi interceptar el perfil del terreno y a partir de este punto se sigue en forma aproximada al perfil del terreno natural. El perfil debe definirse por tramos rectos unidos entre sí por curvas verticales.

Para evitar la tendencia de separación, la plantilla de una curva convexa debe ser sustancialmente más tendida que la trayectoria de un chorro libre bajo una carga igual a la energía específica a la entrada de la curva.

La curva de la plantilla debe seguir la ecuación:

$$Y = X \tan \theta + \frac{X^2}{6(D \cos \theta + H_v) \cos^2 \theta} \quad (\text{IV.14})$$

Donde:

- $D \cos \theta + H$ Energía específica del escurrimiento al principio de la curva, en m
- X, Y Coordenadas de la curva referida a un sistema cartesiano con origen en el principio de la curva, y el eje "y" dirigido hacia abajo, en m
- θ Angulo de la plantilla del canal al principio de la curva, en grados.

En curvas verticales convexas, para evitar presiones positivas - altas se recomienda que la plantilla sea un arco circular con radio r dado por el valor que sea mayor de:

$$r = 0,215 Dv^2 \quad \text{ó} \\ r = 10 D$$

Donde:

- r Radio de la curvatura, en m
- D Tirante medido en dirección perpendicular a la plantilla del canal, en m
- v Velocidad del escurrimiento, en m/s

La liga entre el pie del cimacio y el canal de descarga en un vertedor tipo cimacio, debe ser una curva circular con un radio no menor de cinco veces el tirante.

Por otra parte, cuando se tiene un régimen rápido en una canal donde se va a reducir el ancho de la plantilla, a través de una variación gradual de la misma, se recomienda una variación lineal de los anchos como se muestra en la Fig. IV.27.

Ahora bien, dado que cualquier variación de ancho en un canal -- con régimen rápido producen ondas de Mach que se manifiestan a partir de la sección donde varia el ancho, para reducir al máximo la sobrelevación del tirante después de la contracción por efecto de las ondas, se recomienda dar una longitud de transición que se obtiene de la manera siguiente:

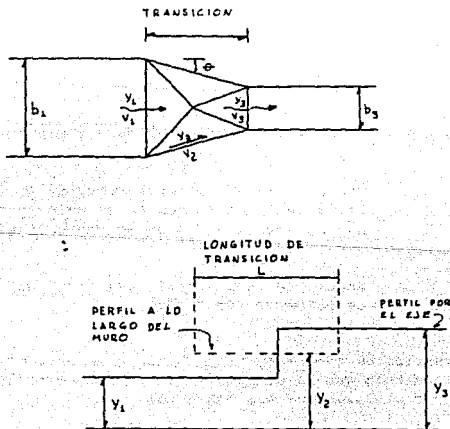


Fig. IV.27 Transición en un canal.

La longitud de contracción se diseña con el método propuesto por Ippen y Dawson (ver nomenclatura en la Fig. IV.27). Conocidas -- las condiciones de escurrimiento aguas arriba de la transición y conocido también el ancho b_3 ; los pasos son:

1) Se supone una relación de Y_3 / Y_1 , comprendida entre 2 y 3 y puesto que se conoce Y_1 , se despeja Y_3 para determinar el número de Froude Fr_3 , el cual debe resultar mayor que 1 (de lo -- contrario habría cambio de régimen, lo que estaría en contra de la condición de que todo canal debe tener régimen rápido).

2) Se escoge un valor cualquiera para θ (ver Fig. IV.27), y entrando con ese valor al cuadrante III de la gráfica de la Fig. IV.28, se refiere verticalmente hasta cruzar en el cuadrante IV con la curva correspondiente al valor de Fr_1 (conocido). En ese punto de cruce se hace una nueva referencia horizontal hasta cruzar el cuadrante IV con la curva correspondiente al valor Fr_1 . Una nueva referencia vertical y hacia abajo, a partir del último punto de cruce, permite leer en el eje horizontal del cuadrante IV un valor de Y_2 / Y_1 y asimismo, con la referencia horizontal anterior, se encuentra en los ejes verticales de los cuadrantes -- III y IV, un valor de Fr_2 .

3) Entrando nuevamente con el mismo valor de θ a hacer referencias similares a las del segundo paso, sólo se supone ahora -- que las curvas del III y IV cuadrantes son de valores de Fr_2 , -- se obtienen en los mismos ejes los valores Y_3 / Y_2 y Fr_3 .

4) El producto de los valores encontrados (Y_2 / Y_1) (Y_3 / Y_2) = Y_3 / Y_1 , se compara con el valor de Y_3 / Y_1 supuesto en el primer paso. Si son iguales, el valor de θ también supuesto es el adecuado para la transición y con él se obtiene la longitud L de transición.

$$L = \frac{b_1 - b_3}{2 \tan \theta}$$

Si no son iguales los dos valores de Y_3 / Y_1 , se procede a cambiar a θ o bien al Y_3 / Y_1 supuesto hasta lograr la igualdad deseada.

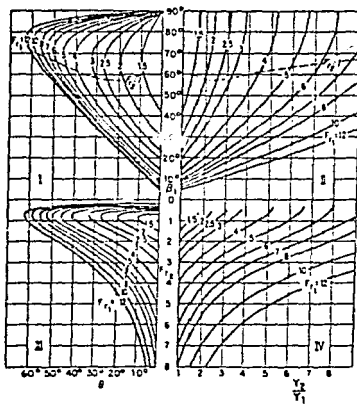


Fig. IV.28 Diseño de contracciones en canales a régimen rápido.

Se procurará que las expansiones o régimen rápido sean graduales con la intención de que el flujo siga las fronteras de la transición y no ocurra una separación que altere el escurrimiento --- aguas abajo. Rouse, Bhoota y Hsu proponen las fronteras indicadas en la Fig. IV.29.

El U.S. Conservation Service , propone una transición recta con una variación angular del muro respecto al eje del canal no mayor que:

$$\alpha \leq \text{ang tan } \frac{1}{3F}$$

Donde F es el número de Froude calculado con la velocidad y tirante promedio de las secciones al principio y fin de la expansión.

En caso de que las circunstancias prácticas lo permitan, las ondas Mach que se producen después de la transición pueden eliminarse forzando un salto hidráulico al final de la expansión. En otras palabras, se recomienda, siempre que sea posible, colocar la estructura disipadora al final de la expansión.

Cuando al finalizar una expansión, se continúa el canal de descarga con un ancho constante, se eliminan las ondas Mach si se diseña la transición recomendada en la Fig. IV. 29.

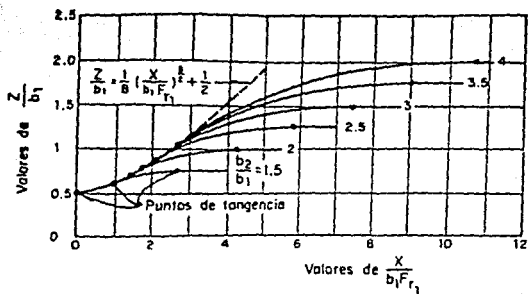
En cuanto a una curva horizontal sencilla de un canal a régimen supercrítico, esta produce en las orillas del canal sobreelevación del nivel del aguas que se propagan hacia aguas abajo de la curva.

El uso de una curva compuesta, según los estudios realizados por Knapp, confina la sobreelevación del nivel del agua a sólo el tramo de la curva; las perturbaciones que se propagan hacia aguas abajo son mínimas.

La curva compuesta está formada por una circular, de radio R, -- precedida y seguida por curvas circulares de radio 2R, la nomenclatura y esquema se muestra en la Fig. IV.30.

El ángulo central θ de estas curvas de transición vale:

$$\theta = \text{ang tan } \frac{R}{(2R + B/2) \tan \beta} \quad (\text{IV.15})$$



F_r_1 : Número de Froude para la sección antes de la expansión
 b_1 : Ancho del canal antes de la expansión
 b_2 : Ancho del canal después de la expansión

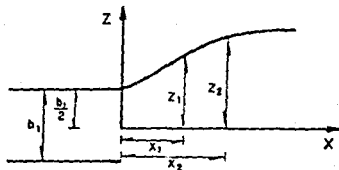


Fig. IV.29 Curvas generales para expansiones.

Donde:

$$\beta = \text{ang sen } \frac{1}{F_{r_1}}$$

el tirante a lo largo de la margen exterior de la curva igual a:

$$y = y_1 F_{r_1}^2 \text{sen}^2 \left(\beta + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{IV.16})$$

en la margen interior de la curva el tirante se deprime en la misma magnitud.

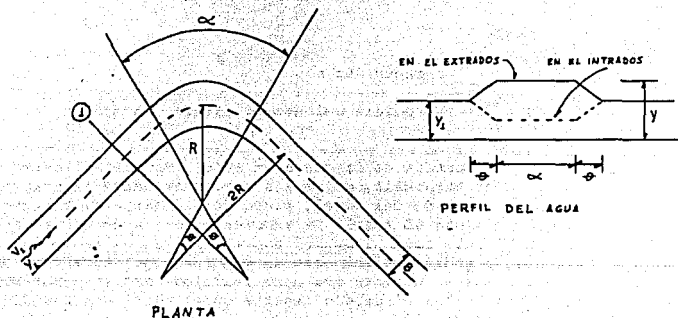


Fig. IV.30 Curva horizontal compuesta. Canal a régimen rápido.

Dar una pendiente transversal a la plantilla del canal es el medio más efectivo de reducir las perturbaciones producidas por las ondas de Mach.

Cualquier solución adoptada trabaja en forma correcta bajo las condiciones de diseño, pero cuando el gasto cambia, el funcionamiento será diferente bajo las nuevas condiciones de escurrimiento. Por esto hay que evitar, en lo posible el construir curvas horizontales en el canal de descarga.

Por lo que respecta al bordo libre en el canal de descarga, el U.S. Bureau of Reclamation, ha elaborado una relación empírica que proporciona un valor razonable del bordo libre en términos de la velocidad y energía de escurrimiento.

$$\text{Bordo libre} = 0.60 + 0.037 v \sqrt{D} \quad (\text{en m}) \quad (\text{IV.17})$$

Donde:

D Tirante, en m

v Velocidad del escurrimiento, en m/s

Para la estructura de descarga en túnel, deberá aplicarse la ecuación de Bernoulli, en varias secciones entre la cresta vertedora y la entrada del túnel, puede determinarse el tirante con el que se llega al túnel. La recomendación es de que se considere ese tirante como el normal que seguirá en el resto del túnel y con ello podrá determinarse la pendiente del túnel. En adición se calculará el tirante con aire incluido como se describió anteriormente, y con él deberá tenerse en el túnel una relación de ahogamiento del 80%.

Estas recomendaciones para vertedores en túnel servirán para anteproyectos; deberá construirse un modelo hidráulico para obtener el proyecto definitivo.

IV.3.4 Estructura terminal

La función de disipar la energía de las descargas del vertedor - se cumple con una selección adecuada de la estructura terminal. Si existe la posibilidad de que la obra de excedencias descargue al río en forma directa, sin el empleo de una estructura disipadora de energía, ello se realiza mediante una cubeta de lanzamiento o salto de esquí (Fig. IV.31). Si es necesario disipar la energía del escurrimiento antes de efectuar la descarga al río, se empleará como una estructura disipadora un tanque amortiguador o una cubeta disipadora de energía. La selección de cualquiera de estos tipos requiere un estudio de las condiciones de remanso en la descarga y un estudio económico de las diferentes alternativas.

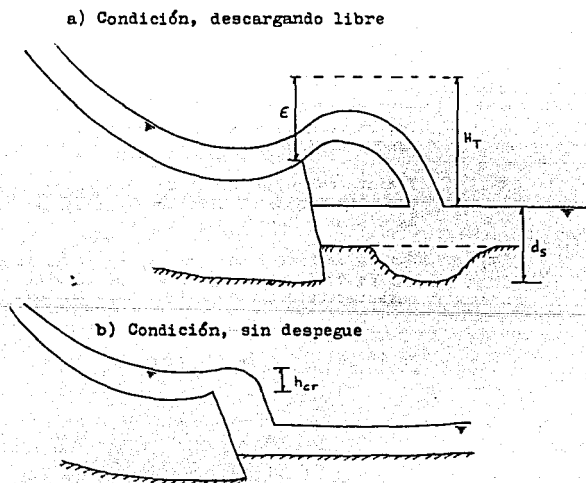


Fig. IV.31 Cubeta de lanzamiento.

La selección del tipo de la estructura terminal depende de la posición relativa de las elevaciones del final del canal de descarga y del nivel del agua del río en el punto de descarga; es por esto, que cuando existe, debe determinarse el efecto del remanso en la zona de descarga. Este efecto se determina mediante una comparación entre la curva de tirantes en el río-gastos, en la zona de descarga y la curva de tirantes conjugados mayores-gastos, obtenida para un salto hidráulico formado en un tanque amortiguador de ancho igual al canal de descarga y colocado a la elevación de la plantilla del río en la zona de descarga.

La fórmula del salto hidráulico que se emplea para obtener la curva de conjugados mayores-gastos es:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8F_{r_1}^2} \right) \quad (\text{IV.18})$$

Donde:

Y_2 Tirante conjugado mayor de un resalto que se forma con un conjugado menor Y_1 , en m

Y_1 Tirante conjugado menor del conjugado mayor Y_2 , que corresponde al tirante del flujo al final de la rápida e inciso del resalto.

Fr_1 Número de Froude que corresponde a la sección de la rápida donde se tiene Y_1 y precisamente para las características hidráulicas correspondientes a Y_1 ,

es decir
$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g y_1}}$$

IV.3.4.1 Diseño hidráulico

Como se describió anteriormente, se cuenta básicamente con tres tipos de estructuras disipadoras de energía con sus diferentes modalidades, y estas son:

- a) Cubetas de lanzamiento
- b) Cubetas disipadoras
- c) Tanques amortiguadores

a) Diseño hidráulico de las cubetas de lanzamiento.

Una cubeta de lanzamiento es una estructura que se coloca en el extremo de una obra de excedencias con la intención de que el agua que descarga el vertedor, la cual en el momento en que pasa por la cubeta tiene mucha velocidad, sea lanzada libremente para que se disipe su energía por choque. Esto es satisfecho por cubetas con geometrías muy diversas, sin embargo, para que la obra de excedencias esté segura debe tenerse la precaución de que la posible erosión que se produzca en la zona de disipación de energía, no ponga en peligro la estabilidad de la obra de excedencias, lo cual podría ocurrir si la erosión recula y deja sin apoyo alguna parte del vertedor y, sobre todo si no se ha proyectado algún apoyo que prevea la posible erosión que recula (ver Fig. IV.30).

Una cubeta de lanzamiento deberá proyectarse siempre tomando en cuenta todo el rango de gastos de descarga, ya que para cada gasto, la zona de disipación de energía cambia.

Se recomienda que, sobre todo para vertedores sin control, la cubeta se diseñe de manera que, aún para gastos muy pequeños, ésta trabaje precisamente como cubeta de lanzamiento, esto es, que lance el chorro a una cierta distancia del pie de ella misma. Hábrase de todas maneras, si el labio deflector tiene un ángulo positivo, un gasto para el cual la cubeta se ahogue este gasto deberá ser tal que la energía del agua no arrastre el material del pie del deflector.

Una cubeta de lanzamiento debe colocarse lo más bajo que permitan las restricciones de velocidad con peligro de cavitación en la rápida y de los tirantes aguas abajo de la cubeta que impidan su descarga libre.

Para estimar el gasto de despegue de una cubeta se recomienda el siguiente procedimiento: Se supone un cierto gasto para el cual,

si hay resalto dentro de la cubeta, en su extremo ocurre régimen crítico. Aguas arriba del extremo de la cubeta habrá régimen lento y en el canal aguas arriba de ella se tiene régimen rápido. En régimen rápido se calcula en cada sección la energía que se tendría si se presentara el resalto; asimismo, al régimen lento se le calcula del extremo de la cubeta hacia aguas arriba y en cada sección, su energía, de suerte que en forma gráfica se dibujan los dos gradientes. Si las dos líneas de gradiente se cortan habrá resalto efectivamente para el gasto supuesto. Se procede entonces a aumentar el gasto y repetir el procedimiento. Si esto, se repite hasta llegar a un gasto con el cual no hay resalto, querrá decir que el gasto de despegue quedará comprendido entre éste último y el anterior. Si por el contrario se inicia el procedimiento con un gasto para el cual no se cruzaron las líneas de gradiente, deberá repetirse el procedimiento suponiendo un nuevo gasto menor, hasta que con alguno se encuentre condición de resalto.

Para estimar la profundidad de socavación al pie de la cubeta, se utiliza la fórmula de Veronese (ec. IV.1).

Por otra parte, para determinar la trayectoria del chorro de descarga en forma aproximada se utiliza la siguiente ecuación:

$$Y = X \tan \alpha \pm \frac{X^2}{3.6 (D + H_v) \cos^2 \alpha} \quad (\text{IV.19})$$

Se usa el signo negativo cuando el ángulo de salida de la cubeta es por arriba de la horizontal y el positivo cuando es por abajo.

Donde:

- D Tirante a la salida, en m
 H_v Carga de velocidad a la salida de la cubeta, en m
 X, Y Coordenadas referidas a un sistema de ejes cartesianos rectangulares con origen en el labio de la salida de la cubeta, en m
 α Ángulo que forma el labio de la cubeta con la horizontal, en grados.

Se recomienda que el ángulo α no sea mayor que 25° y que el radio de curvatura de la cubeta R cumpla con las siguientes condiciones:

$$R \geq 5D \quad \text{ó}$$

$$R \geq 0.043 Dv^2$$

Donde:

R Radio de la cubeta, en m

v Velocidad de salida, en m/S

b) Diseño hidráulico de las cubetas disipadoras.

Para el diseño hidráulico de las cubetas tipo Lievi-Chertousov, las variables que se seleccionan son el ángulo α en el extremo del deflector y la elevación p del fondo de la cubeta respecto al fondo del río (Fig. IV.32).

Se supone un ángulo α de salida del deflector. Se recomienda - que este ángulo no pase los límites de 8° y 20°

Se recomienda que el radio de la cubeta sea igual o mayor que -- cinco veces el tirante de salida obtenido con el gasto máximo de descarga.

Para un gasto de descarga Q min (el mínimo cuyos efectos sean de consideración) se aplican las siguientes ecuaciones

$$\frac{2q^2}{gh^3} (t \cos \alpha - h) = t^2 - (p + h \cos \alpha)^2 \quad (\text{IV.20})$$

$$\frac{q}{h} = \phi \sqrt{2h(H_0 - p - h)} \quad (\text{IV.21})$$

donde con base en la Fig. IV.20 y la ecuación anterior se tiene

H_0 Diferencia entre el nivel de agua en el embalse y la cota del fondo, en m

h Tirante a la salida del deflector, en m

- p Elevación respecto al fondo del labio del deflector, en m
 q Gasto unitario del gasto mínimo considerado, en $m^3/s/m$
 t Tirante en el río para el gasto Q min reducido en un 10 por ciento, en m
 α Angulo de salida seleccionada, en grados
 θ Coeficiente que toma en cuenta la pérdida de carga hasta el extremo del deflector. Este valor se obtiene de la gráfica de la Fig. IV.33, o bien, aplicando Bernoulli para valuar hasta el extremo la pérdida de carga.

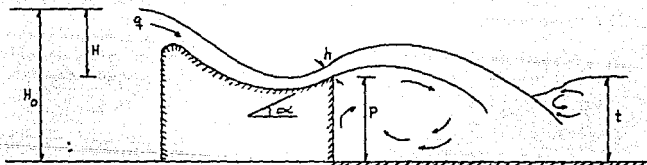
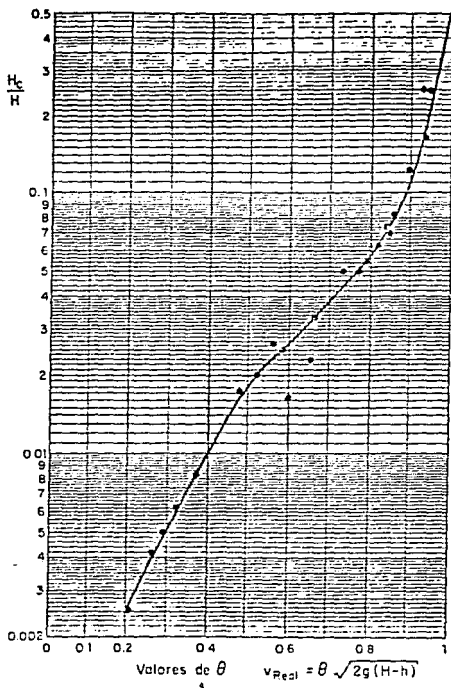


Fig. IV.32 Cubeta disipadora tipo Lievi-Chertousov.



Nota: H_c = energía sobre la cresta.

Fig. IV.33 Cubetas tipo Lievi-Chertousov.

De las ecuaciones anteriores se obtiene p y h por aproximaciones sucesivas ensayando valores de p .

Una vez determinado p se debe obtener una curva de tirantes teóricos mayores t_0 en el río, contra gastos unitarios q , los cuales se obtienen con el valor de p calculado, escogiendo una serie de gastos Q seleccionados entre $Q_{\text{máx}}$ y $Q_{\text{mín}}$ y que darán a la vez una serie de gastos q . Las fórmulas que deben utilizarse para determinar los tirantes teóricos mayores t_0 son:

$$\frac{2q^2}{gh^2_0} (t_0 \cos \alpha - h) = t_0^2 - (p + h \cos \alpha)^2 - h'_0 (2p + h \cos \alpha) \quad (\text{IV.22})$$

$$\frac{q}{h} = \phi \sqrt{g/2} (\sqrt{H-h} + \sqrt{H-h'_0}) \quad (\text{IV.23})$$

$$h'_0 = h(1-\phi^2) + \sqrt{h^2(1-\phi^2)^2 + h[2\phi^2 H - \text{sen}^2 \alpha (q/h)^2 / g]} \quad (\text{IV.24})$$

Donde las variables no definidas son:

- | | |
|--------|---|
| H | Diferencia de nivel entre la superficie libre del agua en el embalse y el labio del deflector, en m |
| t_0 | Tirante teórico mayor en el río con el que se ahoga la cubeta, en m |
| h'_0 | Carga de sustentación límite del chorro, con la que estará a punto de ahogarse la cubeta, en m |

De las ecuaciones anteriores se obtienen h , h'_0 y t_0 por aproximaciones sucesivas. Para un gasto q se suponen valores de h hasta lograr que se cumplan las dos últimas ecuaciones; se obtiene luego t_0 de la primera.

Los valores de t_0 que se vayan obteniendo para los distintos gastos unitarios supuesto q , se grafican y se obtiene la curva de tirantes límites de ahogamiento t_0 contra gastos unitarios q . En el mismo sistema de ejes se grafican los tirantes reales del río t contra los gastos unitarios q .

Si la curva $t-q$ queda arriba de la curva $t_0 - q$ y se insiste en la posibilidad de empleo de este tipo de cubeta se procede a repetir el cálculo con un valor del ángulo α menor. Si después de probar con diferentes ángulos α dentro del rango recomendado sigue quedando la curva $t - q$ encima de la $t_0 - q$, se tienen las opciones de una cubeta dentada tipo U.S. Bureau of Reclamation o de subir la cubeta y diseñarla como de lanzamiento, ya sea para todo el rango de gastos o solamente para gastos pequeños.

El diseño hidráulico de la cubeta dentada tipo U.S. Bureau of Reclamation, se consigna en la Fig. IV. 35 sección 7.

c) Diseño hidráulico de tanques amortiguadores.

Se recomienda el uso de tanques amortiguadores con sección rectangular; cuando por razones de economía se emplean tanques de sección trapecial se sugiere limitar la inclinación de los taludes a un máximo de 0.5:1.

Siempre que se piense construir un tanque amortiguador, es necesario probar su diseño en un modelo hidráulico.

En las figuras IV.34, IV.35 y IV.36, se dan las características para el diseño de diferentes tanques amortiguadores, propuestos por el U.S. Bureau of Reclamation.

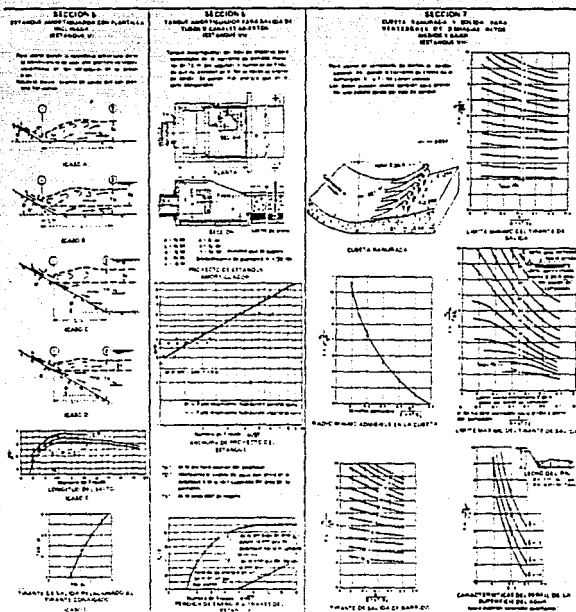
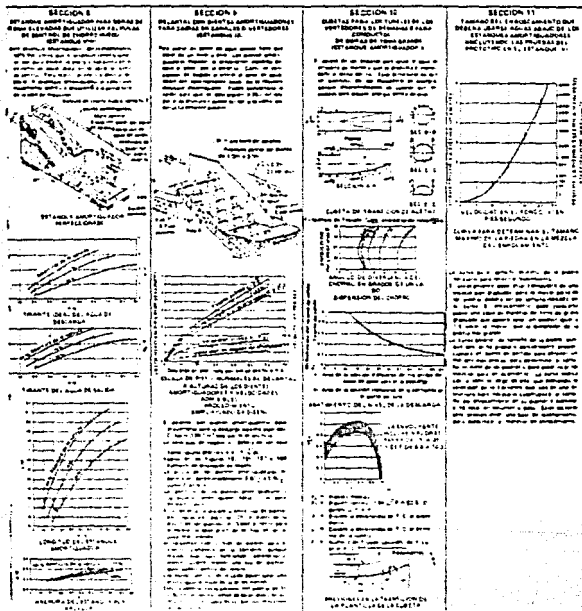


Fig. IV.35 Resumen de las características de los estanques amortiguadores.



Ejemplo IV.1

Diseño hidráulico de las estructuras componentes de una obra de excedencias en rápida para una presa de almacenamiento.

Datos: (supuestos)

- .) Cortina de materiales graduados.
- .) Ancho de corona 10 m.
- .) Longitud de cresta 50 m.
- .) Elevación de cresta 116.50m.
- .) Elevación del NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) 123.30 m.
- .) Elevación de corona 127.00 m.
- .) Sección de cortina 2.5:1
- .) Sección del vertedor 0.75 : 1

- CALCULO DEL VERTEADOR

- .) Gasto de diseño (H_d).

$$H_d = \text{NAME} - \text{Elevación de cresta}$$

$$H_d = 123.30 - 116.50 \qquad H_d = 6.80 \text{ m}$$

- .) Paramento propuesto $P = 4.25 \text{ m}$

$$P/H_d = 4.25/6.80 \qquad P/H_d = 0.625$$

puesto que $0.50 \leq P/H_d \leq 1.0$

entonces $H_v/H_d = 0.08$

$$H_v = 0.08H_d = 0.08 (6.8) = 0.544 \text{ m}$$

$$H_e = H_d + H_v = 6.8 + 0.544 \quad \text{entonces} \quad H_e = 7.344 \text{ m}$$

H_v carga de velocidad

H_e carga total sobre el vertedor

.) Cálculo del gasto (Q).

$$Q = CLH_e^{3/2}$$

C = 2.15 coeficiente de descarga (gráfica IV.15).

L = 50.00 m longitud efectiva de cresta

H_e = 7.344 m carga total sobre el vertedor

$$Q = 2.15(50)(7.344)^{3/2} \quad Q = 2139.48 \text{ m}^3/\text{s}$$

.) Cálculo del tirante crítico (Y_c).

$$Q^2/g = A_c^3/B_c$$

$$(2139.48)^2/9.81 = A_c^3/B_c = 466602.92$$

$$A_c = (b + KY)Y$$

$$B_c = b + 2ky$$

y	A _c	A _c ³	B _c	A _c ³ /B _c
3.00	156.75	3851435.7	54.00	70668.54
6.00	327.00	34965783.0	59.00	592640.39
5.5534	300.80	27216628.0	58.33	466596.62

$$466596.62 \doteq 466602.92$$

por lo tanto

$$y_c = 5.5534 \text{ m}$$

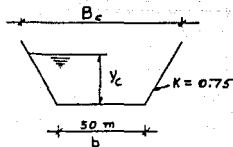
$$A = 300.80 \text{ m}^2$$

$$P = 63.88 \text{ m}$$

$$R_h^{2/3} = 2.809265 \text{ m}$$

$$V = 7.112633 \text{ m/s}$$

$$V^2/2g = 2.5784683 \text{ m}$$



.) Cálculo del tirante normal (y_n) en la rápida.

$$Q_n/S^{1/2} = AR_n^{2/3}$$

$$Q = 2139.48 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.016 \text{ para concreto pulido}$$

$$S = 0.105$$

$$A = (b + ky)y$$

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

$$R_n^{2/3} = (A/P)^{2/3}$$

y_n	A	P	$R_n^{2/3}$	$AR_n^{2/3}$
1.00	50.75	52.50	0.9776	49.62
2.00	103.00	55.00	1.5193	156.49
1.5775	80.74	53.94	1.3085	105.65

$$105.65 \approx 105.64$$

por lo tanto

$$y_n = 1.5775 \text{ m}$$

$$y_c = 5.5534 \text{ m}$$

$y_n \ll y_c \therefore$ REGIMEN SUPERCRITICO

- CALCULO DEL PERFIL DEL FLUJO
 APLICANDO BERNOULLI

$$\Delta Z = (C - (0 + 0.20))S$$

$$L = ((\Delta Z)^2 + (C - (0 + 0.20))^2)^{1/2}$$

$$y_c + h_{vc} + \Delta Z = y_i + h_{vi} + ((v_c n / R_{hc}^{2/3})^2 + (v_i n / R_{hi}^{2/3})^2) L / 2$$

donde:

$$Q = 2139.48 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.016$$

$$C = \text{cadenamiento}$$

$$S = 0.105$$

$$y_c = 5.5534 \text{ m}$$

$$R_{hc}^{2/3} = 2.809265 \text{ m}$$

$$v_c = 7.112633 \text{ m/s}$$

$$k = 0.75$$

$$b = 50.00 \text{ m}$$

$$h_{vc} = v_c^2 / 2g = 2.5784683 \text{ m}$$

Sustituyendo

$$5.5534 + 2.5784 + \Delta Z = y_i + h_{vi} + (((7.1126 \times 0.016) / 2.8092)^2 + (v_i n / R_{hi}^{2/3})^2) L / 2$$

$$8.1318683 + \Delta Z = y_i + h_{vi} + (0.001641 + (v_i n / R_{hi}^{2/3})^2) L / 2$$

CADENAMIENTO	ΔZ	L	L/2	$y_c + h_{vc} + z$
0 + 070	5.25	50.275	25.1375	13.381868
0 + 120	10.50	100.54974	50.274869	18.631868
0 + 170	15.75	150.82461	75.412304	23.881868
0 + 220	21.00	201.09948	100.54974	29.131868

CALCULO DE LOS TIRANTES EN LOS CADENAMIENTOS INDICADOS

CAD.	y	A	P	$R_h^{2/3}$	v	$v^2/2g$	$(v_n/R_h^{2/3})^2$	$\Sigma(v_n/R_h^{2/3})^2 L/2$	$y + h_v + \Sigma$
0 + 020	5.5534	300.800	63.880	2.809	7.113	2.578	0.001641		
0 + 070	2.915	152.123	53.287	1.917	14.064	10.081	0.0137706	0.3974101	12.383980
0 + 120	2.419	125.339	56.047	1.710	17.069	14.851	0.0255063	1.36482695	18.634538
0 + 170	2.158	111.393	55.395	1.593	19.207	18.802	0.0372073	2.92963980	23.989630
0 + 220	1.994	102.682	54.985	1.516	20.836	22.127	0.0483282	5.0243905	29.145699

$$A = (b + ky)y$$

$$P = b + 2y (k^2 + 1)^{1/2}$$

$$R_h^{2/3} = (A/P)^{2/3}$$

$$v = Q/A$$

- CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO MENOR (Y_I)

$$29.145699 = Y_I + h_{vI}$$

Y	A	V	$V^2/2g$	$Y + V^2/2g$
1.900	97.707	21.897	24.438	26.338
1.800	92.430	23.147	27.308	29.108
1.799	92.377	23.160	27.339	29.138

entonces $Y_I = 1.799$ m

- CALCULO DE ALTURA DE PARED

CADENAMIENTO	Y	V	B.L.	Y + B.L.
0 + 020	5.5534	7.113	1.000	6.55
0 + 070	2.915	14.064	1.233	4.15
0 + 120	2.419	17.069	1.320	3.74
0 + 170	2.158	19.207	1.379	3.54

$$B.L. = 0.61 + 0.031 V(Y)^{1/3}$$

- CALCULO DEL TANQUE

$$t = b/kY_I \quad t = 50/(0.75 \times 1.799) \quad t = 37.057625$$

$$F_m = Q/((g)^{1/2} k Y_I^{2.5})$$

$$F_m = 2139.48/((9.81)^{1/2} (0.75)(1.799)^{2.5})$$

$$F_m = 209.81404$$

de la fig. 4.9 (Apuntes de Hidráulica II de la Facultad de Ingeniería UNAM).

$$Y_{II}/Y_I = 6.9 \quad Y_{II} = 6.9(1.799) \quad Y_{II} = 12.4131 \text{ m}$$

Para tanque tipo I

$$L/Y_{II} = 6.0 \quad L = 6(12.4131) \quad L = 74.4786 \text{ m}$$

$$Y_{II} = Y_n \quad Y_n = 12.4131 \text{ m}$$

$$A = (b + ky)y = (50 + 0.75(12.4131))12.4131$$

$$A = 736.21879 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y(k^2 + 1)^{1/2} = 50 + 2(12.4131)((0.75)^2 + 1)^{1/2}$$

$$P = 81.03275 \text{ m}$$

$$R_h^{2/3} = (A/P)^{2/3} = (736.21879/81.03275)^{2/3}$$

$$R_h^{2/3} = 4.3540908 \text{ m}$$

$$S = (Q_m/AR_h^{2/3})^2 = ((2139.48 \times 0.016)/(736.21879 \times 4.354))^2$$

$$S = 0.000114$$

- CALCULO DEL CREAGUER AGUAS ARRIBA

DATOS:

$$H_T = 7.344 \text{ m}$$

$$S = 0.105$$

De la fig. IV.2

TABLA A

PUNTO	X	Y
1	0.000	0.933
2	1.006	0.154
3	2.086	0.000
4	3.679	0.176
5	6.367	1.373

TABLA B

R ₁	1.726
R ₂	3.892
R ₃	6.059
R ₄	10.355
R ₅	20.563

TABLA D

PUNTO	X	Y
A	1.483	1.814
B	2.086	3.892
C	2.086	6.059
D	0.955	10.201
E	-4.377	18.911

$$m = 1/S = 1/0.105 \quad m = 9.524$$

Hace tangencia entre los puntos 3 y 4

$$X = -cH/2 + \left\{ \left[(cH/2)^2 + bH^2 \right] 1/(1 + m^2) \right\}^{1/2}$$

De la TABLA E de la fig. IV.2

$$a = 0.825, \quad b = 0.599969, \quad c = \pm 0.568$$

$$X = -(-0.568)(7.344)/2 + \left\{ \left[((-0.568 \times 7.344)/2)^2 + 0.599969(7.344)^2 \right] 1/(1 + (9.524)^2) \right\}^{1/2}$$

$$X = 2.7184 \text{ m}$$

$$Y = aH - (bH^2 - X^2 - cHX)^{1/2}$$

$$Y = 0.825(7.344) - (0.599969(7.344)^2 - (2.7184)^2 - (-0.568)(7.344)(2.7184))^{1/2}$$

$$Y = 0.0331263 \text{ m}$$

- CALCULO DEL CREAGUER AGUAS ABAJO

$$H_T = 1.799 \text{ m}$$

De la fig. IV.2

TABLA A

PUNTO	X	Y
1	0.000	0.229
2	0.247	0.038
3	0.511	0.000
4	0.902	0.052
5	1.561	0.337

TABLA B

R ₁	0.423
R ₂	0.954
R ₃	1.485
R ₄	2.538
R ₅	5.040

TABLA D

PUNTO	X	Y
A	0.364	0.445
B	0.511	0.954
C	0.511	1.485
D	0.234	2.500
E	-1.073	4.635

Hace tangencia en los puntos 3 y 4

$$X = -cH/2 + \left\{ \left[(cH/2)^2 + bH^2 \right] 1/(1 + m^2) \right\}^{1/2}$$

De la TABLA E de la fig.IV.2

$$a = 0.825, \quad b = 0.599969, \quad c = \pm 0.568$$

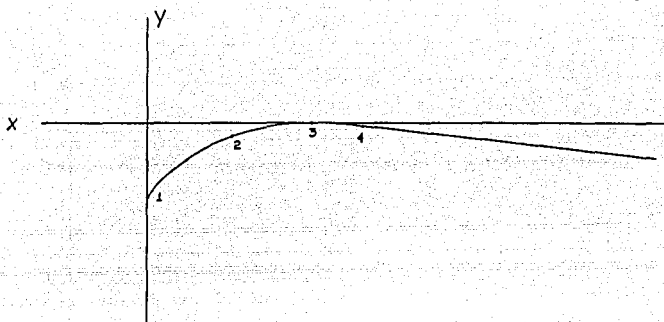
$$X = \frac{-(-0.568)(1.799)}{2} + \left\{ \left[\frac{((-0.568 \times 1.799)/2)^2}{0.599969(1.799)^2} \right] 1/(1 + (9.524)^2) \right\}^{1/2}$$

$$X = 0.681 \text{ m}$$

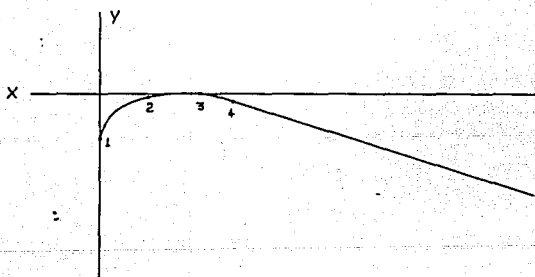
$$Y = aH - (bH^2 - X^2 - cHX)^{1/2}$$

$$Y = 0.825(1.799) - (0.599969(1.799)^2 - (0.681)^2 - (-0.568)(1.799)(0.681))^{1/2}$$

$$Y = 0.010 \text{ m}$$

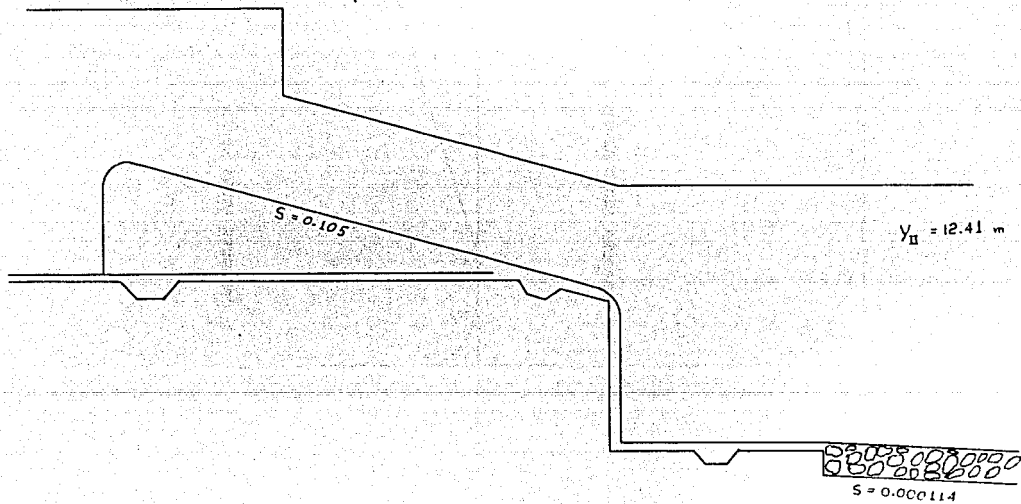


CREAGUER AGUAS ARRIBA



CREAGUER AGUAS ABAJO

PERFIL DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS



CAPITULO V
OBRAS DE TOMA

V. OBRA DE TOMA

V.I. Introducción

Las obras de toma en presas son pasajes o conductos a través de los cuales se extrae agua, de acuerdo con la ley de extracción previamente determinada por el uso o los usos a que se destine. Su función principal es permitir y controlar la extracción del agua de una presa o de un río, en la cantidad y momento en que se requiera; aunque en ocasiones puede también tener las siguientes aplicaciones:

- a) En una emergencia (en unión con el vertedor) aumentar la capacidad de evacuación durante grandes avenidas.
- b) Bajar el nivel del embalse antes de las primeras avenidas.
- c) En ciertos casos vaciar el vaso para inspeccionar y reparar las estructuras restantes.
- d) Su túnel, conducto o canal de conducción puede servir en ocasiones para desviar la corriente en el periodo de construcción de la presa.

En lo que respecta a su diseño varía mucho de acuerdo con las condiciones geológicas, topográficas e hidrológicas; además de los tipos y dimensiones de las cortinas, así como las variaciones de gasto por extraer. Para esta última condición puede ser suficiente una obra de toma; pero en grandes ríos o en grandes presas se pueden requerir varias tomas, o bien una toma con varios pasajes o conductos.

En general, las obras de toma se deben planear de manera que las extracciones se puedan hacer con un mínimo de disturbios en el flujo, así como de pérdidas de carga a través de compuertas, rejillas y transiciones. La forma que deba tener puede estar influida por varias condiciones que provienen de los requisitos hidráulicos, a la adaptabilidad del lugar y a la relación recíproca entre la obra de toma y los procedimientos de construcción y a otras construcciones auxiliares de aprovechamiento.

En sí, una obra de toma consiste en estructuras de entrada, conductos, mecanismos de regulación y emergencia con su equipo de operación y dispositivos para la disipación de energía. Dichos elementos son indispensables dentro de ésta, por lo que deben diseñarse de tal manera que cumplan los propositos siguientes:

- a) Regular y conducir el gasto necesario en la casa de máquinas a fin de satisfacer las demandas de energía eléctrica.
- b) Asegurar, con pequeñas pérdidas de energía, el gasto en la conducción para un intervalo predeterminado de niveles embalse o río.
- c) Evitar la entrada de basuras, escombros u otros materiales flotantes a la conducción, que puedan dañar las turbinas o los elementos de cierre.
- d) Prevenir o reducir el azolvamiento de la conducción fundamentalmente cuando es a superficie libre.

Los conductos que la conforman pueden localizarse a través de las cortinas de concreto; dentro de trincheras sobre roca sólida, en cimentaciones de cortinas de tierra o tierra y enrocamiento; o en túneles localizados en las márgenes del río en casos de cortinas de concreto, de tierra o tierra y enrocamiento. Los cuales pueden descargar directamente al río o a los sistemas de conducción, previa la disipación de la energía cinética del agua.

V.2 Tipos de obras de toma

V.2.1 Clasificación

Las estructuras de las obras de toma pueden clasificarse empleando varios criterios, siendo posible de distinguir dos clases: aquella en la que se toma en cuenta la carga y la que considera la disposición general. Por lo que respecta a la primera, se habla de obras de toma para plantas de carga baja, media y alta. Donde:

$H < 15m$,	carga baja
$15m < H < 50m$,	carga media
$50m < H$	carga alta

De acuerdo con la disposición general, se pueden diferenciar tres tipos principales de obras de toma:

- a) De conducción a superficie libre.
- b) Con galería a presión.
- c) A pie de presa.

Por lo que respecta a esta clasificación, los tres tipos de instalaciones se diferencian considerablemente. La producción de energía de una obra de conducción a superficie libre se rige ampliamente por las aportaciones del río y por el empleo de embalses, generalmente pequeños, por encima de vertedores de poca altura y permite, cuando más el abastecimiento de las variaciones diarias en las demandas de energía hasta cierto límite. Por el contrario, los otros tipos de obras se pueden considerar pertenecientes a presas de almacenamiento, las cuales, por lo que respecta a variaciones en la demanda de energía y por un tiempo más o menos largo, son independientes de las entradas al vaso.

El tipo más valioso en este caso es el de galería a presión, especialmente cuando se utilizan grandes caídas relacionadas con vasos de almacenamiento también grandes. En estos casos, las variaciones de nivel en el embalse son insignificantes en comparación con la carga útil, de modo que se pueda asegurar el aprovisionamiento necesario a través de la regulación del gasto

V.3 Toma de Conducción a Superficie Libre

Con este tipo de obras de toma se busca extraer agua del vaso - de una presa derivadora cuya capacidad de almacenamiento no - existe o es despreciable para efectos de regulación. Debido a - esta circunstancia las estructuras se construyen para una de - las condiciones siguientes:

- a) Con el mismo régimen de escurrimiento, si aguas arriba está construida una presa de almacenamiento cuyas ex--tracciones correspondan a cierto régimen preestablecido
- b) Con un gasto más o menos constante que puede corresponder al mínimo del escurrimiento, cuando la presa derivadora se construye en un río virgen sin regulación aguas arriba.

Por consiguiente, estas obras de toma son estructuras de superficie, que generalmente se localizan en uno o ambos extremos de la cortina y cuyas elevaciones se escogen de manera que dominen por gravedad la zona de aprovechamiento, y que, además sus diferentes partes no se dañen por el agua en caso de avenidas.

Por otra parte, debido a que el agua que escurre por el lecho - del río lleva consigo cantidades de grava y arena, así como arrastre de fondo; se debe considerar la construcción de algún dispositivo desarenador con el fin de eliminar tales arrastres. Y teniendo en cuenta que con frecuencia lleva consigo sólidos - flotantes que pueden provocar molestias y conflictos, es conveniente prever la instalación de rejillas, antes de que el agua pase por la toma y, posteriormente al sistema de conducción y a la zona de aprovechamiento.

V.3.1 Estructura Colectora

Es la parte de la obra de toma que tiene como finalidad captar todo el material de arrastre de fondo que entra a la toma, además sirve para atrapar una buena parte del material en suspensión ya que se propician velocidades bajas en el recinto. El -

diseño correcto de esta parte de la toma favorece la captación del agua y reduce a un mínimo posible el ingreso de sedimentos.

Si un río de montaña acarrea mucho sedimento o azolve, la captación debe localizarse siempre en el lado exterior de alguna curva, aún cuando este lado sea menos apropiado. El gasto derivado debe en dichos casos, ser transportado con un puente-canal o sifón invertido a la orilla adecuada.

Este tipo de estructuras se componen a su vez de otras estructuras auxiliares:

- a) Umbral de entrada y canal de acceso.
- b) Rejillas gruesas.
- c) Compuertas.
- d) Tanque desarenador.

Antes del umbral de entrada de la toma se coloca un delantal de flector de sedimentos para permitir el lavado periódico de los azolves retenidos por el umbral, el cual se extiende hasta la compuerta desarenadora del vertedor.

V.3.1.1 Umbral de entrada y canal de acceso

Tiene como finalidad detener el material más grueso que transporta la corriente de fondo. Puede tomar varias formas, que dependen de las funciones que tienen que desempeñar, tales como, de la variación de las cargas en el vaso con las que deban operar, del gasto que deban controlar, de la frecuencia con que se desembalee el vaso, de las características de la basura del vaso que determinan la frecuencia con que se tienen que limpiar las rejillas, de las condiciones que presente el oleaje que pudieran afectar su estabilidad.

La entrada del conducto se puede colocar vertical, inclinada u horizontal, según las necesidades. Cuando se desea un umbral a un nivel más elevado que el del conducto, la toma puede ser de una entrada de pozo semejante a la entrada de un vertedor de pozo. Generalmente, los conductos a nivel llevan entradas verticales y, en algunos casos, en las instalaciones pequeñas donde la compuerta se coloca y opera en el talud mojado de una --

presa baja, se puede adaptar una entrada inclinada.

Es de principal importancia elegir la dirección correcta del umbral de acceso; esto es, del ángulo formado por el muro de extradós y la dirección original del flujo en el río (ángulo ψ , fig.V.1).

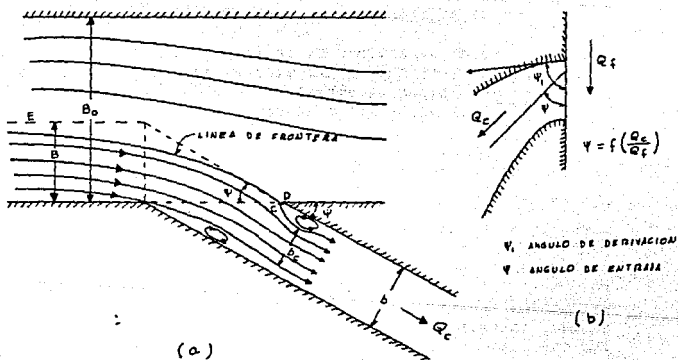


Fig.V.1 Derivación en planta y variables que intervienen para su determinación geométrica.

Para la determinación de este ángulo de derivación, Sokolov propone la siguiente ecuación:

$$\cos \psi_1 = \epsilon \left(1 - \frac{y_f - y_c}{y_f} \right) \cos \psi \quad (V.1)$$

donde:

- $\epsilon = \frac{bc}{b}$ coeficiente de contracción a la entrada, el cual varía entre 0.8 y 0.4 para ángulos de derivación agudos o cerca del recto, respectivamente.
- y_f tirante en el río cerca del umbral, en m.
- y_c tirante sobre el umbral de entrada, calculado a partir de la aplicación del teorema de Bernoulli, entre el río y el canal de acceso, suponiendo una velocidad $v_c = 0.75$ m/s, en m.
- ψ ángulo de entrada de la corriente obtenido de la red de flujo, en grados.

El área necesaria sobre el umbral de entrada se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$A_c = \frac{Q_c}{V_c} = \frac{Q_c}{0.75} \quad (V.2)$$

$$\text{con } A_c = B_c y_c$$

$$B_c = \frac{Q_c}{0.75 y_c} \quad (V.3)$$

donde:

A_c área del umbral de entrada, en m².

Q_c gasto máximo en la toma, en m³/s.

B_c ancho de la sección del umbral de entrada, en m.

El cálculo de los tirantes a lo largo de la estructura colectora se hace por la aplicación reiterada del teorema de Bernoulli y del principio de continuidad, fundamentalmente para el gasto máximo Q_c en la toma.

Por ejemplo, para el tirante después de las rejillas:

$$y_c + \frac{V_c^2}{2g} = y + \frac{V^2}{2g} + \Delta h_d + \Delta h_c + \Delta h_r \quad (V.4)$$

$$\text{con } V_c = \frac{Q_c}{A_1}$$

donde:

A_1 área de la sección de entrada.

Δh_d pérdida de carga debida al cambio de dirección de la corriente y a las producidas por el impacto y la formación de flujos secundarios en las mismas, y vale:

$$\Delta h_d = \frac{V_r^2}{2g} - \epsilon \frac{V_r^2}{2g} \quad (V.5)$$

V_r velocidad del agua en el río.

V_c velocidad sobre el umbral de entrada (se recomienda 0.75 m/s).

ϵ coeficiente de contracción.

Δh_c pérdida de carga debida al efecto de la extensión de la contracción dentro del canal, y vale:

$$\Delta h_c = k_c \frac{V_c^2}{2g} \quad (V.6)$$

k_c es igual a 0.3 para una entrada con umbral, muros y pilas redondeadas.

Δh_r pérdida de carga por rejillas (ver inciso V.3.1.2.).

V.3.1.2 Rejillas

Las rejillas tienen la finalidad de evitar que los sólidos flotantes atraviesen la estructura de entrada y entren a los sistemas de conducción, pudiendo afectar los mecanismos que estén instalados aguas abajo, ya sean, válvulas de emergencia, de ser

vicio, turbinas hidráulicas o bombas.

La necesidad de rejillas para basuras en las obras de toma dependen del tamaño del canal de descarga o conducto, del tipo de mecanismo de control usado, de la naturaleza de las basuras del vaso, de la utilización del agua, así como de la necesidad de eliminar las basuras pequeñas de la descarga y de otros factores. Estos factores determinarán el tipo de rejillas para basuras y el tamaño de las aberturas de las mismas.

Así, cuando la obra de toma consista en un pequeño conducto con válvulas de control será necesario que los barrotes de las rejillas queden muy juntos para eliminar las basuras pequeñas. No obstante cuando la toma tiene un conducto grande con compuertas deslizantes de control grandes, los barrotes pueden quedar más separados. Por otra parte si no existe el riesgo de que las basuras pequeñas produzcan obstrucciones o daños, las rejillas pueden consistir simplemente en montantes y vigas colocadas de manera que impidan el paso de los árboles mayores y de las basuras flotantes.

La disposición de la rejilla dependerá también de la accesibilidad para quitar la basura acumulada.

Los elementos que principalmente las constituyen son soleras de hierro apoyadas en vigas de concreto o viguetas de acero estructural. Las soleras generalmente son de 0.01 m a 0.03 m de ancho por 0.05 a 0.15 m de altura, separadas 0.05 m a 0.15 m centro a centro, y con una longitud que puede llegar a los 4 m ó 5 m de acuerdo con las condiciones de cada caso.

Es posible formar marcos de ángulo de acero estructural y soldar las soleras a ellos; pero estos marcos son muy pesados y no tienen gran rigidez para las maniobras de montaje y desmontaje en caso de reparación. Muchas veces es preferible transportar las soleras al sitio y colocarlas aisladas, formando un conjunto a base de pernos y separadores de tubo colocados cerca del centro de la solera, los que también hacen las veces de atiesadores.

Las velocidades del agua a través del área neta entre rejillas varía de 1 m/s en tomas someras hasta 5 m/s en rejillas insta--

ladas en tomas profundas. Y en lo concerniente a las pérdidas de carga ocasionadas por la obstrucción originada por los elementos horizontales y verticales de apoyo de las rejillas deberán ser consideradas cuando dicha obstrucción sea importante.

Las pérdidas de carga en las rejillas se pueden calcular con la expresión siguiente: (fig.V.2)

$$h_r = \beta \left(\frac{s}{b}\right)^{4/3} \frac{V_i^2}{2g} \operatorname{sen} \alpha \quad (V.7)$$

donde:

β coeficiente adimensional que depende de la forma de la reja (fig.V.3) .

s espesor de las soleras.

b separación entre soleras.

V_i velocidad del agua frente a las rejillas.

α ángulo que forma la dirección del flujo con la rejilla

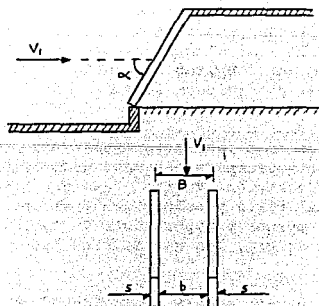


Fig.V.2 Dimensionamiento de una rejilla.

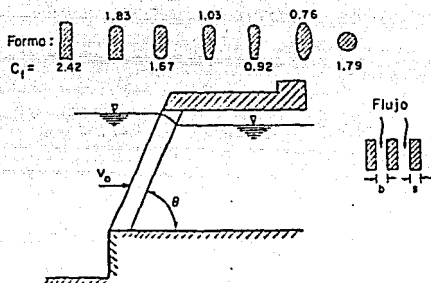


Fig.V.3 Coeficiente C_f adimensional que depende de la forma de la reja.

Si el flujo es esviado con respecto a la rejilla, es necesario modificar el coeficiente (h_r) obtenido para flujos no esviados según la fórmula de Mosonyi :

$$h_{re} = h_r C_f \quad (V.8)$$

donde:

h_{re} coeficiente de pérdida para flujo esviado.

h_r coeficiente de pérdida para flujo no esviado (fórmula de Kirschmer) .

C_f coeficiente que depende de la relación s/b y del ángulo δ de inclinación del flujo (fig.V.4) .

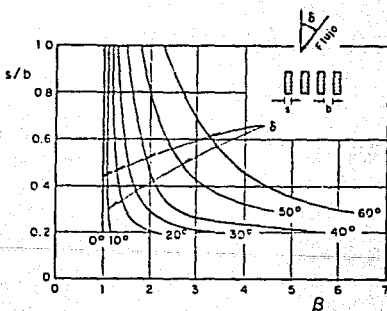


Fig.V.4 Valores de β para flujo esviado según Mosonyi

Respecto a su diseño estructural se emplea la siguiente expresión para calcular el esfuerzo de ruptura de la barra basada en la falla por pandeo lateral.

$$f_r = f_y \left(1.23 - 0.0153 \frac{l}{t} \right) \quad (\text{V.20})$$

donde:

- f_y esfuerzo de fluencia, en kg/cm^2
- l longitud libre de pandeo lateral, en cm .
- t espesor de la barra, en cm .

Para evitar vibración en las rejillas, la longitud libre de pandeo lateral dada por la distancia, centro a centro, de pernos separadores depende de la velocidad neta correspondiente al área libre entre rejillas y el espesor t de la barra, como se muestra en la fig.V.5 .

Para todo caso se recomienda que la longitud libre para el pandeo lateral de las rejillas no sea mayor que 70 veces su espesor, respetando además la longitud libre que evite vibraciones peligrosas y resonancia.

Por otra parte es necesario considerar cargas por impacto en el diseño de estas, fundamentalmente en tomas superficiales de ríos que acarrean grandes troncos. En forma aproximada la fuerza del impacto es igual al peso del tronco y se reparte entre el número de rejillas equivalentes al diámetro supuesto y al nivel de la superficie libre.

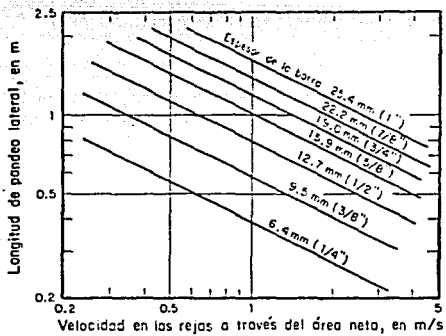


Fig.V.5 Diagrama para el cálculo de la longitud libre de pandeo de rejillas.

V.3.1.3 Compuertas

La compuerta inicial de entrada, antes del tanque desarenador, tiene por objeto dejar a este en seco en caso de maniobras de inspección, mantenimiento o reparación.

Muchas tomas y conductos de evacuación llevan algún tipo de compuerta o de válvula en su entrada. En proyectos con cargas menores de 30 metros, las compuertas de entrada pueden trabajar como reguladores del gasto, pero con cargas más altas ordinariamente sólo se utilizan como compuertas de emergencia para permitir inspecciones y reparaciones del conducto.

El tipo de compuerta y mecanismo de elevación que se necesite lo determinarán la resistencia a la fricción causada por la presión hidrostática y el peso de la compuerta conjuntamente. Las pequeñas compuertas de instalaciones con cargas muy bajas, con frecuencia son simples compuertas de deslizamiento operadas por un mecanismo de tornillo de acción manual. Las compuertas de deslizamiento con accionamiento motriz serán suficientes para proyectos de cargas moderadas, pero instalaciones para altas cargas o compuertas muy grandes con cargas bajas, se necesitan las compuertas de rodillos.

Estos mecanismos de regulación se operan para extraer los gases necesarios y pueden operar a aberturas parciales o en su totalidad. Con frecuencia es conveniente prever una ventilación adecuada en aquellos sitios en que se puedan presentar presiones subatmosféricas o sea necesario dejar escapar aire comprimido, principalmente en donde las válvulas o compuertas vayan a operar bajo grandes cargas.

Por lo que respecta a la velocidad del agua a través del vano de las compuertas en estructuras de entrada es recomendable que no sea mayor que el valor calculado por la siguiente expresión, pero limitada a 3 m/s como máximo.

$$V = 0.12 \sqrt{2gh} \quad (V.9)$$

donde:

- V velocidad media a través del vano de la compuerta (m/s)
- g intensidad de la gravedad (m/s²).

h carga desde del centro de gravedad del vano hasta la superficie de aguas máximas normales o de operación (m).

Por otra parte no es necesario suponer pérdidas cuando una compuerta esta montada a la entrada del conducto de manera que cuando queda completamente abierta no interfiere en las condiciones de la entrada. Sin embargo, cuando esta montada en el lado de aguas arriba o de aguas abajo de un muro de cabeza delgado, en forma que los costados y la parte inferior del chorro no sufra contracción y solamente la parte superior se contrae, se aplicarán los coeficientes de pérdidas que a continuación se enuncian

Compuerta en pared delgada contracción suprimida en los lados y en el fondo	Coeficiente de pérdidas (kg)		
	Máximo	Mínimo	Medio
	1.20	0.50	1.0

Quando la compuerta esta montada en un conducto de manera que el piso, costado y el techo tanto de aguas arriba como de aguas abajo forman un conducto continuo con la abertura de la compuerta, sólo será necesario considerar las pérdidas debidas a las guías de la compuerta para la cual se puede suponer un valor de K_g que no exceda de 0.1. En las compuertas parcialmente abiertas, el coeficiente de pérdidas dependerá de la construcción de la parte superior; en las aberturas menores un valor que se aproximará a 1.0 como anteriormente se menciona. Por último en las compuertas muy abiertas K_g será aproximadamente de un valor de 0.19 :

V.3.1.4 Tanque desarenador

Este tipo de estructuras tienen como finalidad que se deposite el sedimento en suspensión del agua que se ha derivado para aprovechamiento en la planta. Las dimensiones de este se dan con base en el tipo de material que se va a separar, gasto, etc. Contando con una estructura adicional que sirva para eliminar del fondo el material decantado.

Para lograr una mejor funcionalidad y eficiencia, en su diseño se deben tomar en cuenta los siguientes lineamientos:

- a) La cantidad de sedimentos en suspensión que se necesite eliminar depende de las condiciones de operación. Al respecto se ha intentado especificar el diámetro de las partículas más pequeñas que deben ser depositadas o eliminadas para prolongar la vida útil de tuberías, válvulas y turbinas.
- b) En plantas de carga media se especifica la eliminación de partículas mayores de 0.2 a 0.5 mm ; pero según Sokolov, el sedimento de cuarzo de cantos afilados con un tamaño de 0.25 mm pueden dañar seriamente las turbinas. En plantas de carga alta pueden tener objeción, partículas de 0.1 a 0.2 mm .
- c) El desgaste del equipo mecánico instalado en plantas de carga alta se puede reducir eliminando las partículas de tamaño de 0.01 a 0.05 mm . El límite inferior del tamaño de grano especificado se considera crítico y pertenecen en parte a la llamada fracción de limos entre 0.02 y 0.002 mm de diámetro.

Considerando lo anterior y tomando en cuenta los diversos factores que influyen en su proyecto se estudia a continuación tres métodos que dan resultados satisfactorios para su diseño. La diferencia que se presenta en estos, es la forma en que se determina la velocidad permisible del flujo (v) .

1) Método de Velikanov

Este método se basa en un tratamiento probabilístico para definir la longitud del tanque la cual se calcula con la siguiente expresión:

$$l = \frac{\lambda^2 v^2 (\sqrt{h} - 0.2)^2}{7.51 w^2} \quad (V.10)$$

donde:

- l longitud del tanque en m .
- w velocidad de sedimento correspondiente a las partículas de cierto tamaño (seleccionado de antemano) de todas las partículas que pasan o se depositan en el tanque, en m/s . - ver fig.V.3 o tabla V.1 .

1 función de un grado de desarenamiento W , se obtiene de la fig.V.6

W denota la relación del volumen de sedimento que se cree se va asentar (de tamaño igual y mayor en su gran mayoría al seleccionado para valuar w y una pequeña parte de tamaño menor al mismo) entre el volumen total de partículas iguales o mayores correspondientes al tamaño con que se valió w , obteniendo de la curva granulométrica en porcentaje (se recomienda dar a W algún valor entre el 95 y 98% y nunca - el 100%).

v velocidad del flujo, en m/s . La expresión empleada para su calculo es la debida a Camp.

$$v = \frac{a\sqrt{d}}{100} \quad (V.11)$$

donde:

d diámetro de las partículas que se selecciono para valuar w en mm .

a coeficiente que depende del diámetro de las partículas seleccionadas para valuar w .

$$\begin{aligned} a &= 36 \text{ para } d > 1 \text{ mm} \\ a &= 44 \text{ para } 1 \text{ mm} > d > 0.1 \text{ mm} \\ a &= 51 \text{ para } 0.1 \text{ mm} > d \end{aligned}$$

h tirante en el tanque, en m .

Otra expresión básica para el diseño del tanque es la que se emplea para valuar el ancho del mismo.

$$b = \frac{Q}{hv} \quad (V.12)$$

donde:

b ancho del tanque, en m

Q gasto con que se alimenta la planta y que pasa por el tanque desarenador, en m^3/s .

d, en mm	w, en cm/s
0.05	0.178
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.440
2.00	15.290
3.00	19.250
5.00	24.900

Tabla.V.I Velocidades de sedimentación, w , que propone Arkhangelski, en función del diámetro d de las partículas.

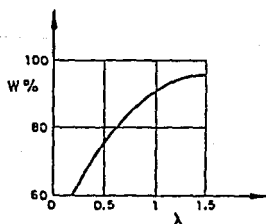


Fig.V.6 Gráfica que propone Velikanov para relacionar λ y w .

Para definir las dimensiones del tanque se requiere conocer el gasto Q que va a la planta y que atraviesa el tanque desarenador, seleccionar el tamaño d mínimo de partículas que deben asentarse para que no dañen la planta, suponer un grado de desarenamiento W y un tirante h en el tanque. En vista de que los tanques largos y anchos son generalmente más económicos que los profundos, se suele adoptar un tirante práctico mínimo h comprendido entre 1.5 y 4 m., con velocidades v inferiores al intervalo de 0.4 a 0.6 m/seg. En todos casos es mejor diseñar varios tanques y estimar su costo para tomar decisiones respecto al diseño que se adopte.

2) Método de la Teoría de la sedimentación.

Dentro de este método no se toma en cuenta el efecto de la turbulencia en la determinación de la velocidad de sedimentación. Por lo que la longitud del tanque es:

$$l = \frac{h v}{W} \quad (V.13)$$

Para definir las dimensiones del tanque se emplean las expresiones V.11 y V.12, en donde se requiere conocer el gasto Q , seleccionar el tamaño mínimo de partículas d y suponer un tirante h .

3) Método de la Teoría del efecto retardador de la turbulencia.

Debido a este efecto sobre las partículas que se asientan, la sedimentación es más lenta en agua fluyente; en este caso, la longitud del tanque se da por la expresión.

$$l = \frac{h v}{w - w'} \quad (V.14)$$

Donde:

w' Reducción de la velocidad de sedimentación w , en m/seg. Que según Sokolov es:

$$w' = 0.152 W \quad (V.15)$$

valor que reemplazado en la expresión V.14 nos permite obtener - una nueva ecuación.

$$f = \frac{1.18hv}{W} \quad (V.16)$$

la cual se puede expresar como:

$$f = \frac{khv}{W} \quad (V.17)$$

en donde Sokolov propone que la K varía entre 1.2 y 1.5 según la importancia de la obra.

Las magnitudes físicas no definidas, así como el ancho del tanque se calculan al igual que en el método de la teoría de la sedimentación.

Por otra parte se debe tener cuidado que la profundidad del tanque aumente gradualmente a la vez que forma la zona de colección de sedimentos construída con pendiente en dirección del flujo. - Las descargas de agua limpia hacia el canal de conducción se hacen a través de una compuerta o vertedor de descarga superior. - En tanto que las descargas del canal de lavado también se controlan con una compuerta. El sedimento eliminado se regresa al río mediante un conducto de lavado hacia aguas a bajo de la presa.

El flujo continuo a través del tanque se puede alcanzar por el - diseño adecuado del canal colector de sedimento y del conducto - de lavado, así como por la operación correcta de la compuerta de lavado.

V.3.2 Canal de Conducción.

Dentro de la obra de toma es un elemento importante que se constituye en sí propiamente dicho del canal de conducción y todas las estructuras auxiliares necesarias para conducir el agua hasta el punto donde se inicia la caída a través de un conducto a presión.

Los estudios que se realizan para el trazo de éste, siguen lineamientos similares a los del trazo de caminos. Para definir el mejor trazo, es muy útil la interpretación fotogeológica de una franja en determinada zona, en función de reconocimientos iniciales que proporcionan información sobre los taludes, permeabilidad, profundidad de alteración, etc. En colinas con laderas de pendiente suave y especialmente sobre montañas de laderas inclinadas, el trazo del canal deberá seguir en lo posible las curvas de nivel del terreno.

Sobre terrenos suficientemente uniformes, el canal de conducción se puede diseñar con secciones transversales abiertas a través de cortes, sobre relleno, y en corte y relleno a fin de balancear los volúmenes de excavación y relleno. Sin embargo, en laderas muy accidentadas no es posible seguir líneas de nivel tan irregulares, en ese caso deberán salvarse las barrancas con acueductos o puentes canal, y los riscos de gran altura mediante túneles. En barrancas poco profundas puede localizarse el canal en un relleno, mientras que los riscos más bajos se pueden salvar mediante cortes. El agua de lluvia de los terrenos adyacentes se conduce por debajo del relleno con sifones invertidos; mientras en los cortes profundos de longitud considerable, hay que colectarla en canales especialmente contruídos sobre el lado correspondiente al corte del canal de conducción.

Un canal localizado sobre este tipo de laderas obliga la construcción de estructuras relativamente costosas (como puentes y túneles), su trazo resultante puede ser más económico que aquel que sigue estrictamente el relieve del terreno accidentado, debido a que la longitud del canal se reduce notablemente y la pérdida de carga será también más pequeña, no sólo por efecto de reducción en la longitud, sino por la eliminación de pérdidas debidas a un gran número de curvas forzadas y frecuentes.

La solución correcta entre un trazo con localización e-
legida libremente y la adaptación total a la topografía del te-
rreno debe determinarse comparando los costos de las diferentes
soluciones posibles. Sin embargo, es necesario tener en cuenta
que las condiciones geológicas del terreno influyen en forma --
definitiva en la ubicación del canal. Con objeto de establecer
bases dignas de confianza para el trazo del canal y para la de-
terminación de sus secciones, se deberán explorar ampliamente -
las formaciones geológicas, disposición de los estratos, calidad
de la roca (grado de fisuramiento, permeabilidad, resistencia, -
tendencia al intemperismo, etc.), sobre las secciones en corte
y en relleno. La solución más conveniente será gobernada por:

- a) Talud permisible de cortes y rellenos.
- b) Profundidad de los cortes y la altura de los rellenos.
- c) Dimensiones y cimentación de los muros del canal y del
relleno si este es necesario.
- d) Extensión y calidad del revestimiento.

El agua puede ser transportada por medio de túneles diseñados -
con funcionamiento a superficie libre, con el objeto de reducir
las pérdidas de carga. Estos se pueden proteger contra sobrepre-
siones causadas por ondas ocasionales en el canal de conducción
instalando vertedores o desfuegos en su extremo final. Los desf-
fogues se pueden construir más convenientemente en aquellos pun-
tos donde el canal de conducción intersecta un arroyo u otro ca-
nal.

Su espesor y calidad del revestimiento están gobernados por la
presión de la roca, requerimientos hidráulicos para la conduc-
ción, impermeabilidad y en ocasiones, por la agresividad de las
aguas transportadas. La pendiente del túnel se calcula de tal -
modo que el tirante no rebasa $0.8D$ (D dimensión vertical). La -
sección de herradura es hidráulicamente más eficiente para flujo
a superficie libre. Mientras estructuralmente, la sección circun-
lar es más eficaz pudiendo omitirse en ciertos casos el revesti-
miento por arriba del nivel de la superficie libre del agua.

V.3.2.I Diseño Hidráulico.

El diseño hidráulico de un canal de conducción tiene como finalidad llegar a definir su sección transversal, pendiente y estructuras de conducción, control y limpia, para satisfacer una serie de normas y datos relativos a gasto máximo, coeficiente de rugosidad, pendiente y velocidades máxima y mínima o costo - mínimo de generación de energía con máximo beneficio o producción de máxima energía a un costo razonable.

El gasto máximo de diseño coincide con el máximo en la planta. En zonas planas se construyen los canales con pendientes generalmente entre 0.00005 y 0.0002, en tanto que en las montañas oscilan entre 0.001 y 0.002.

En cuanto a la velocidad máxima permisible en este tipo de canal está limitada por la resistencia a la erosión del material de la plantilla, o por la resistencia al desgaste en canales re vestidos, sobre todo si el agua arrastra materiales abrasivos en cantidades apreciables. Las velocidades máximas permisibles, así como las pérdidas de carga originadas por cambio de geometría y los remansos que estos producen, se determinan por medio de los criterios descritos en tema III.

Por otra parte, con el fin de evitar en el canal sedimentación de partículas finas en suspensión, es necesario especificar también velocidades mínimas permisibles.

Para valores aproximados de la velocidad media mínima permisible, Grishin sugiere la expresión

$$v = Aq^{0.2} \quad (V.I8)$$

donde:

v velocidad media mínima, en m/seg.

A coeficiente que depende de la velocidad de caída de las partículas en suspensión. Ver tabla V.2

- w velocidad de caída de las partículas en suspensión.
 Q gasto, en $m^3/seg.$

w, en mm/s	< 1.5	1.5 a 3.5	> 3.5
A	0.33	0.44	0.55

Tabla V.2 Valores de A en la fórmula de Grishin.

La especificación de una velocidad mínima permisible es, asimismo, necesaria para impedir el crecimiento de plantas acuáticas y musgo. Un tirante mayor de 1.5 a 2.0 m, así como una velocidad media mayor de 0.3 m/seg. para agua turbia y mayor de 0.5 m/seg. para agua que transporta arena fina, será suficiente para evitar estos problemas.

El lavado periódico del posible azolve depositado en el canal se puede hacer mediante compuertas laterales que descarguen a un canal de desfogue (fig. V.7).

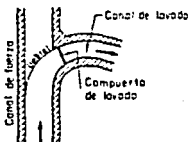


Fig.V.7 Planta del canal de conducción que muestra la estructura de limpia y desazolve del propio canal.

La altura del revestimiento quedará definida por la altura máxima de una onda positiva y deberá exceder en 0.30 a 0.50 m. su cresta. El borde libre se puede determinar después por la altura de las olas debidas a la acción del viento, en cuyo caso la dirección del viento más frecuente y el ancho del canal serán factores decisivos. Una regla empírica para el libre bordo es que valga 0.30 m. más un cuarto del tirante.

Otro criterio empleado para determinar la geometría del canal de conducción es el basado en consideraciones económicas, es decir, sobre el costo mínimo de generación de energía que rinda el máximo beneficio, sin embargo, este criterio tiene sus limitaciones debido a que las condiciones topográficas y geológicas pueden limitar la elección de la pendiente y las dimensiones de la sección del canal.

V.3.2.2 Pérdidas de Agua en el Canal.

Se deben a filtración, evaporación y fugas en las compuertas. Las dos últimas son generalmente de poca importancia, pero la filtración puede tener en muchos casos una influencia considerable en la producción de energía de la planta.

Las fugas de agua en las compuertas se producen a través de los sellos, dependiendo principalmente del tipo y dimensiones de la misma, presión del agua, tipos de sellos usados, acabados de las superficies y de la calidad del montaje. Comúnmente se especifica una pérdida por fugas permisible por unidad de longitud del sello; según especificaciones alemanas, la pérdida máxima en el sello de fondo en una compuerta móvil es de 0.3 l/s/m y en los sellos laterales de 0.2 l/s/m. Estos valores solo se aplican a presiones hidrostáticas en plantas de baja carga cuando estas varían de 10 a 15 m.

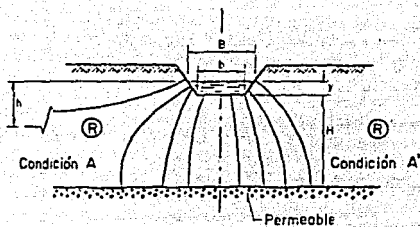
Como en los canales generalmente no se alcanzan estas presiones, las pérdidas por fugas en las compuertas pueden considerarse despreciables en la mayoría de los casos, siempre y cuando se

coloquen buenos sellos y las compuertas queden bien ensambladas. En tanto que las pérdidas por evaporación dependen del clima del lugar y se valúan a partir de la evaporación anual medida en el sitio mismo.

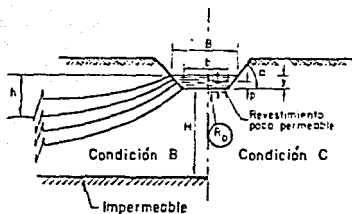
En lo concerniente a las pérdidas por filtración se pueden dividir en dos grupos: pérdidas en la casa de máquinas, debida a filtración bajo las estructuras, y pérdidas a lo largo del canal. - Las primeras son difíciles de evaluar pero afortunadamente de poca importancia, no así en el caso de filtración en suelos permeables que se deben prevenir o por lo menos reducir a un grado tolerable no solo para detener la filtración sino también impedir la formación de cavidades bajo la estructura.

Este tipo de pérdidas son las más importantes y ameritan un análisis adecuado; diferentes investigadores han propuesto fórmulas empíricas para su evaluación, entre ellos se puede mencionar a Bouner, quien propone tres condiciones distintas de flujo desde un canal trapecial con taludes 1:1. Dichas condiciones se muestran en la fig.V.8 y se describen a continuación.

- a) La filtración ocurre desde el canal en un suelo uniforme limitado por una frontera inferior constituida por un material de menor permeabilidad que el propio suelo. Un caso particular es cuando el nivel freático queda por debajo de esta frontera y se reduce, al caso de filtración, a una capa de drenaje donde $h = g + H$ (fig.V.8a). Este caso ha recibido gran atención y se conoce como -- condición A.
- b) La filtración se efectúa en un suelo uniforme que va limitado por una frontera inferior constituida por material impermeable (fig.V.8b).
- c) Se presenta en un suelo uniforme de profundidad infinita, desde un canal que en su plantilla y taludes tiene un revestimiento delgado ligeramente permeable, natural o artificial (material arcilloso, sellos químicos, etc) fig.V.8b.



a)



b)

Fig.V.3 Geometría y símbolos para la filtración, a) según las condiciones A y A', b) según las condiciones B y C.

Los resultados de Bouwer están contenidos en la fig.V.9 cuyo significado de las literales es:

- b ancho de plantilla del canal, en m.
- H desnivel entre la plantilla del canal y la capa permeable - (condición A) o impermeable (condición B), en m.
- h desnivel entre la superficie libre del agua en el canal y el nivel freático en el suelo, en m.
- I_s gasto de filtración por unidad de longitud del canal y por unidad de ancho de la superficie libre del mismo, en m/día.
- k coeficiente de permeabilidad del suelo, en m/día, obtenido - por pruebas de permeabilidad en el sitio o en laboratorio.- (Tabla V.3)
- y tirante del canal, en m.

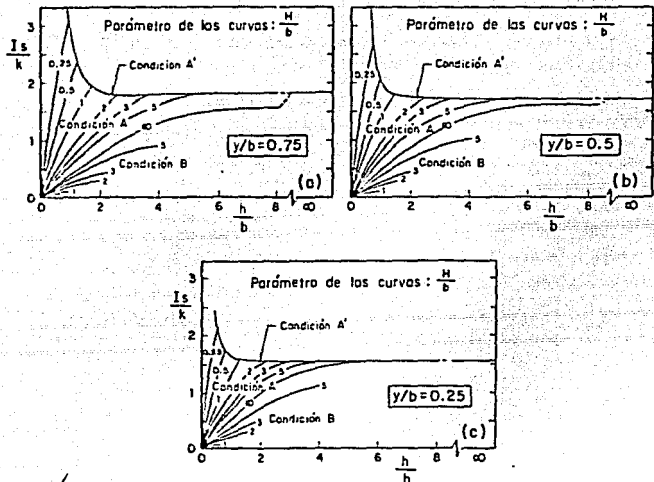


Fig.V.9 Gráficas de Bouwer para evaluar pérdidas por infiltración para canales trapeciales con taludes 1:1 condiciones A y B .

Suelo	k_v en cm/s
Aluviones de bloques calcáreos	3×10^{-4}
Arcillas provenientes de los gneiss	$10^{-5} \text{ a } 10^{-7}$
Concretos de cemento artificial	$10^{-6} \text{ a } 10^{-8}$
Calzáreas para construcción (según Macmillan)	$2 \times 10^{-4} \text{ a } 5 \times 10^{-6}$
Roca de permeabilidad tolerable:	
Según Ikhrenberg	3×10^{-8}
Según F.A.W.G. de Berlín	10^{-7}
Gravas y arenas de 0.1 a 25 mm	$5 \text{ a } 2 \times 10^{-3}$
Arena uniforme 0.75 mm (según Darcy)	3×10^{-4}
Arena gruesa 0.1 a 5 mm	10^{-4}
Arena media 0 a 2 mm	2×10^{-5}
Arena fina 0 a 1 mm	4×10^{-6}

Tabla.V.3 Coeficiente de permeabilidad

Para la condición de filtración c, Bouwer propone la ecuación siguiente:

$$I_s = \frac{k_r}{Bd} (y - P_c)b + (y - 2P_c) \frac{V}{\text{sen } \alpha} \quad (V.19)$$

donde:

- B ancho de la superficie libre del canal, en m.
- d espesor del revestimiento, en m.
- k_r coeficiente de permeabilidad del revestimiento, en m/día --- (Tabla V.3)
- v velocidad media en el canal, en m/seg.
- α ángulo del talud del canal con la horizontal, en grados.
- P_c carga de presión debajo de la capa de revestimiento, para la cual se satisface en forma aproximada que la permeabilidad del suelo sea prácticamente cero por efecto de la saturación del mismo. Su valor debe obtenerse experimentalmente; sus valores pueden variar de -15 cm de columna de agua, o más para arenas a -100 cm de columna de agua o menos para margas sin estructura y arcillas.

Quando estas pérdidas son fuertes, se debe pensar en revestir el canal y escoger el método adecuado para reducir al máximo esas pérdidas con el mínimo costo, que a la vez propicie durabilidad. Cualquiera que sea la técnica deberá seleccionarse con base en las características del canal y del agua transportada.

Dentro de estos métodos artificiales de impermeabilización se encuentran los siguientes:

- 1) Sellado del material cercano a la plantilla por el uso de aceites, materiales bituminosos, inyecciones de silicatos u otros productos químicos, métodos electroquímicos, cemento, alquitrán o mezclas de resinas, compactación mecánica, etc.

- 2) Aplicación de revestimientos o corazones impermeables sobre o dentro de los bordos del canal.
- 3) Pavimentación de los canales.

V.3.3 Estructura de Puesta a Presión.

Su propósito es distribuir uniformemente el agua transportada por el canal de conducción hasta la tubería a presión, así como regular el gasto hacia esta por medio de una transición adecuada y la eliminación del excedente de agua. Las velocidades bajas en estas estructuras favorecen la sedimentación del material todavía en suspensión en el agua.

Si el tanque es de gran volumen de almacenaje, este puede proporcionar la demanda diaria para la planta; sin embargo, el diseño se hace generalmente para una regulación horaria.

Este tipo de estructuras esta constituidas por:

- a) Tanque de regulación.
- b) Vertedor de excedencias (algunas veces por un sifón) con el canal colector, la rápida y el tanque amortiguador.
- c) Desfogue de fondo, el cual usualmente sirve también para el lavado del sedimento.
- d) Umbral equipado con una rejilla.
- e) Cámara de compuertas o válvulas.
- f) Entrada a la tubería.

El canal de conducción se une al tanque mediante una transición gradual, y el fondo del tanque tiene pendiente hacia el umbral de entrada a la tubería. Conviene revestir la plantilla de este en suelos donde se esperen filtraciones; un revestimiento más económico que el concreto consiste en capas compactadas de arcilla plástica con un espesor total de 20 a 50 cm, protegida superfi-

Para la condición de filtración c, Bouwer propone la ecuación -- siguiente:

$$I_s = \frac{k_r}{Bd} (y - P_c)b + (y - 2P_c) \frac{V}{\text{sen } \alpha} \quad (V.19)$$

donde:

- B ancho de la superficie libre del canal, en m.
- d espesor del revestimiento, en m.
- k_r coeficiente de permeabilidad del revestimiento, en m/día -- (Tabla V.3)
- v velocidad media en el canal, en m/seg.
- α ángulo del talud del canal con la horizontal, en grados.
- P_c carga de presión debajo de la capa de revestimiento, para -- la cual se satisface en forma aproximada que la permeabili-- dad del suelo sea prácticamente cero por efecto de la satura-- ción del mismo. Su valor debe obtenerse experimentalmente; -- sus valores pueden variar de -15 cm de columna de agua, o -- más para arenas a -100 cm de columna de agua o menos para -- margas sin estructura y arcillas.

Quando estas pérdidas son fuertes, se debe pensar en revestir el canal y escoger el método adecuado para reducir al máximo esas -- pérdidas con el mínimo costo, que a la vez propicie durabilidad. -- Cualquiera que sea la técnica deberá seleccionarse con base en -- las características del canal y del agua transportada.

Dentro de estos métodos artificiales de impermeabilización se en-- encuentran los siguientes:

- 1) Sellado del material cercano a la plantilla por el uso de aceites, materiales bituminosos, inyecciones de silicatos u otros productos químicos, métodos electroquímicos, -- cemento, alquitrán o mezclas de resinas, compactación me-- cánica, etc.

cialmente con una capa de grava o piedra triturada.

El vertedor debe ser capaz de desalojar el gasto máximo rechazado por la máquina o máquinas alimentadas. Usualmente tiene forma de cimacio y va ubicado en el lado del valle; su diseño está sujeto a lo indicado en el tema IV. El desfogue se hace hacia una barranca o directamente al río a través de una rápida única o de caída en forma escalonada.

La entrada de azolve a la tubería se evita mediante un umbral, el cual es seguido por una rejilla. En instalaciones de alta carga, el claro entre rejillas es de 15 a 50 mm, dependiendo del tipo de turbina y de su tamaño; la velocidad bruta en el plano de la reja varía entre 0.8 y 0.25 m/seg. Sin embargo, si el agua es limpia y únicamente se desea eliminar basura en flotación, la velocidad -- puede subir hasta 3 y 3.5 m/seg.

El flujo a los conductos a presión se puede controlar por medio de compuertas deslizantes o de sector, y operarla por control remoto desde el cuarto de interruptores en la casa de máquinas y -- también desde la cámara de compuertas. Estas deberán cerrarse -- automáticamente en caso de desbloqueo de la turbina o de falla en la tubería.

V.4 Tomas con galería a presión y a pie de presa

V.4.1 Estructura colectora

Es la parte de la obra de toma que sirve para controlar y permitir el paso eficiente y económico del agua, desde el embalse hacia la galería a presión o hacia la tubería a presión, según si la toma tiene o no cámara de oscilación respectivamente.

Un buen diseño de esta estructura es básico, ya que es la parte de la toma que sirve de transición entre el agua en el embalse y el conducto a presión subsecuente. El buen diseño estriba en escoger una transición tal que tenga el mínimo de pérdidas dentro de ella misma y que evite problemas de separación, turbulencia exagerada y de cavitación, lo cual se logra propiciando superficies de transición adecuadas, cambios de dirección graduales, aereaciones y acabados finos.

Se pueden diferenciar dos formas básicas de este tipo de estructuras:

- a) Aquella donde el flujo hacia la galería se controla mediante una lumbrera o torre que la intercepta desde un nivel superior al máximo del embalse. En la intersección entre la lumbrera y la galería se puede disponer un tramo de tubo cerrado en el que se instala la válvula de control, con lo cual es factible mantener seca la lumbrera durante la operación.

Otra solución es utilizar compuertas manejadas a través de la lumbrera; pudiéndose omitir la lumbrera si el intervalo de fluctuaciones del nivel del agua y la válvula son pequeñas, teniendo acceso directo desde la superficie hasta la válvula.

En una opción mixta, las fluctuaciones en el embalse se dejan sentir en la lumbrera, en estos casos, las compuertas del sector son las más adecuadas para controlar el flujo hacia el túnel.

- b) Con torre de toma, este tipo se usa en el caso de grandes gastos debido a las condiciones hidráulicas favorables obtenidas por una cubierta adecuadamente diseñada.

La torre se construye con un muro de planta circular, pilas radiales y miembros horizontales que forman una estructura rígida y resistente; estando dispuestas las rejillas alrededor de la circunferencia exterior.

V.4.1.1 Estructuras de rejillas

En lo que respecta, a este tipo de estructuras, sus lineamientos generales y método de diseño fueron tratados en el tema V.3.1.2 .

Faltando por mencionar que existen diferentes criterios para especificar la carga de diseño, de los cuales se cita el siguiente:

- 1) Para tomas superficiales o profundas situadas en ríos que drenen cuencas con gran vegetación y que arrastren mucha basura.

Sin equipo de limpieza o con equipo de limpieza manual, - se debe diseñar suponiendo el taponamiento total de la rejilla, es decir, con toda la carga y con un máximo de 12m. Con equipo de limpieza, se debe diseñar con toda la carga de agua y con un máximo de 6 m .

- 2) Para tomas superficiales o profundas en ríos que arrastren poca basura, se tienen los siguientes casos:

Sin equipo de limpieza o con equipo de limpieza a mano, - se diseñará para el primer caso con un 25 por ciento de la carga total de agua con un máximo de 6 m. Para el segundo caso aún en tomas profundas que frecuentemente queden descubiertas al bajar el embalse y puedan limpiarse, la carga de diseño es del 25 por ciento de la carga total con un máximo de 3 m .

En cualquier caso, la carga mínima será entre 0.50 m. y 2.0 m. - de acuerdo con el grado de taponamiento que se tolere.

En el cálculo de estas cargas y de los esfuerzos en las rejillas se recuerda que para un taponamiento parcial, la distribución de presiones puede suponerse uniforme, mientras que para rejillas totalmente ocluidas, la distribución de presiones es la hidrostática.

V.4.1.2 Transición de entrada

Tiene por objeto hacer un cambio gradual del área de la sección - en las rejillas para proporcionar la forma de la sección en la zona de compuertas; la transición gradual reduce las pérdidas de carga y evita zonas donde pueda desarrollarse cavitación.

La transición de una sección rectangular o cuadrada es distinta - para las superficies superior e inferior que para las laterales. Definiéndose todas las superficies por la ecuación siguiente:

$$\frac{x^2}{D^2} + \frac{y^2}{(0.33D)^2} = 1 \quad (V.20)$$

Sin embargo, la forma más conveniente es la de un arco de elipse simple, o dos arcos de elipse combinados; el primero es el más -- sencillo. Para una entrada de forma circular, esta forma se puede aproximar con una curva representada por la ecuación:

$$\frac{x^2}{(0.5D)^2} + \frac{y^2}{(0.15D)^2} = 1 \quad (V.21)$$

donde:

- x es la coordenada paralela al eje del conducto, a una distancia de 0.65D del mismo.
- y es la coordenada normal al eje del conducto, a una distancia de 0.5D aguas abajo de la sección en que se inicia la transición.
- D es el diámetro del conducto al terminar la transición (fig. V.10).

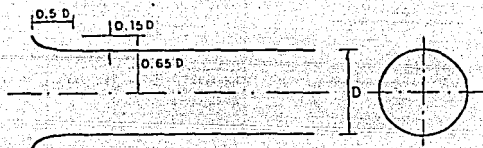


Fig.V.10 Geometría de la transición para una entrada circular.

La pérdida de carga en estas transiciones expresada como una función de la carga de velocidad en el conducto o en la sección antes de la compuerta es calculada mediante la ecuación:

$$h_e = k_e \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad (V.22)$$

donde:

h_e pérdidas de carga total, en m.

k_e coeficiente de pérdidas (fig.V.11)

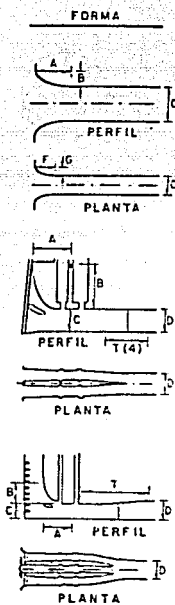
v velocidad antes de la compuerta, en m/seg.

En ocasiones es necesario prever ranuras en las paredes laterales de la transición con objeto de alojar agujas de emergencia que -- cierren el paso del agua para niveles bajos del embalse. Dependiendo las dimensiones de las ranuras del espesor de las agujas.

Las pérdidas por ranuras según Mosonyi están dadas por:

$$\Delta h_s = 1.2 \frac{v^2}{2g} \left[(1-\beta)^2 + \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)^2 \right] \quad (V.23)$$

Transición de entrada



Conducto				
Proyecto (1)	Longitud Diam (2)	Numero de Reynolds (2)	Carga de velocidad (1)	Cuanto- ciente módulo de pérdidas por entrada K_e
Toma sencilla (conduccion en preses de emeretic)				
PIRE FLAT (PROTOTIPO) A = 80, B = 30 C = 90, E = 50 F = 50, G = 17	54	$29 - 36 \times 10^4$ (PROTOTIPO)	65-81	0.18
ES BC2 (MODELO 1.20) A = 75, B = 25 C = 100, E = 17 F = 43, G = 14	83	17×10^4 (MODELO)	97	0.07 (3)
Toma doble (tunel en preses de tierra)				
DENISON (PROTOTIPO) A = 250, B = 330 C = 190, D = 250 E = 90, T = 530	40	12×10^4 (PROTOTIPO)	66	0.19
DENISON (MODELO 1.25) ver arriba	47	$82 - 96 \times 10^4$ (MODELO)	61-82	0.12
FT RANDALL (S) (PROTOTIPO) A = 240, B = 160 C = 230, D = 220 E = 110, T = 490	39	$07 - 15 \times 10^4$ (PROTOTIPO)	16-72	
FT RANDALL (MODELO 1.25) ver arriba	39	$09 - 10 \times 10^4$ (MODELO)	46-96	0.16
Toma triple (tunel en preses de tierra)				
TIOCHESTA (MODELO 1.36) A = 350, B = 220 C = 180, D = 190 E = 75, T = 660	98	$15 - 41 \times 10^4$ (MODELO)	7-50	0.33

Pérdida de carga por entrada

$$h_e = K_e \frac{v^2}{2g}$$

v velocidad en el conducto

- (1) Dimensiones del prototipo en pies
- (2) Diámetro equivalente para secciones no circulares basado en el radio hidráulico
- (3) No incluye pérdidas por ranuras de compuertas
- (4) Longitud de la transición
- (5) Curva de la cubierta con eje mayor horizontal

Fig.V.11 Formas de transición, valores característicos correspondientes y coeficientes de pérdidas.

siendo α y β coeficientes de la sección transversal

$$\beta = \frac{Bh}{Bh + 2y^*h + yB} \quad (V.24)$$

$$\alpha = 0.63 + 0.37\beta^3 \quad (V.25)$$

donde:

Δh_g pérdida de carga por ranuras, en m.

v velocidad en la transición, precisamente antes de las ranuras, en m/seg.

B el ancho de la transición, precisamente antes de las ranuras en m.

h el alto de la transición, precisamente antes de las ranuras, en m.

y^* , y se definen de la siguiente manera: si el ancho de las ranuras es e , en m., y la profundidad es d , en m. (fig.V.12)

si $d > 0.2e$ entonces $y^* = 0.2e$

si $d \leq 0.2e$ entonces $y^* = d$

: por otra parte $y = 0.2e$

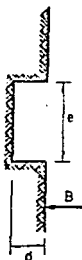


Fig.V.12 Detalle de una muesca o ranura.

Además de las pérdidas mencionadas en las transiciones debe calcularse la pérdida por fricción en la propia transición, que en función de la fórmula de fricción de Manning Strickler, está dada por:

$$\Delta h_f = \left(\frac{vn}{R^{4/3}} \right)^2 l \quad (V.26)$$

donde:

Δh_f pérdidas por fricción en la transición, en m.

v velocidad en la sección transversal promedio de la transición, en m/seg.

n coeficiente de rugosidad de Manning Strickler.

R radio hidráulico promedio de la transición, en m.

l longitud de la transición, en m.

V.4.2 Estructura de control

Estas estructuras consisten en un conjunto de compuertas y válvulas con sus mecanismos de operación, localizadas a la entrada de la toma, y que tienen como función regular el flujo del agua que se va a conducir hacia la casa de máquinas.

Generalmente, tanto para tomas con galería a presión, como para tomas a pie de presa se pone una compuerta a la entrada, la que a la vez, en la mayoría de los casos es de emergencia. Tratándose de tomas con galería a presión, adelante de la compuerta mencionada se coloca indistintamente y en casi todos los casos una compuerta o válvula; en general esta compuerta es de servicio, lo mismo que la válvula, y la distancia a la que se coloca en relación con la primera compuerta depende del acomodo que se haya dado a la toma y a la disposición de los accesos.

Si las compuertas de regulación o de emergencia se localizan a la entrada del túnel o del conducto, la estructura donde se alojan -

se combina usualmente con la estructura colectora. Esta estructura de control puede consistir en una torre vertical localizada dentro del vaso adyacente a un corte vertical en la ladera de acceso, o en una estructura inclinada sobre el talud del mismo. No se recomienda una estructura colectoras apoyada e inclinada sobre el talud de una cortina de tierra, debido al peligro de asentamientos diferenciales de la cimentación. La estructura de acceso al control se debe llevar por encima del nivel máximo en el embalse.

El juego de compuertas requerido tiene por objeto dejar en seco la conducción desde este punto hasta la cámara de válvulas más próxima. Dependiendo del propósito para el que se instalen, puede haber dos tipos:

- 1) Compuertas planas deslizantes operadas manual o mecánicamente.
- 2) Compuertas de emergencia y cerrado rápido automáticamente controladas.

El diseño, construcción y operación de las primeras es mucho más simple y económico que las segundas. La selección del tipo que debe adoptarse deberá siempre ser motivo de una investigación cuidadosa.

Cuando se trate de evitar que una máquina alcance velocidades de desbocamiento, deberán instalarse compuertas que tengan una velocidad de bajada rápida, y algunas veces operadas con control automático. Tales compuertas se denominan de emergencia. Sin embargo, hay la tendencia a omitir este tipo de compuertas en plantas equipadas con turbinas que tienen anillos de regulación o con álabes móviles en el rosete, ya que en este caso el cierre se realiza con los álabes, debiéndose tener cuidado de escoger un tamaño tal que cierren perfectamente el paso del agua.

En todos los casos en que se empleen turbinas Francis o Kaplan de álabes cortos deberán instalarse compuertas de servicio, aun en el caso de que por condiciones particulares de las máquinas no se requieran compuertas de emergencia. Por otra parte, puede no utilizarse compuerta de servicio cuando se empleen turbinas Kaplan de álabes largos que aseguren un cerrado seguro; en estos casos -

puede ser suficiente el uso de agujas, que es el empleado más en los últimos tiempos.

V.4.3 Túnel a presión

Los túneles a presión se clasifican, según la carga hidrostática interior que soporten, en:

- De baja presión, con $H < 5$ m.
- De presión media, con $5 < H < 100$ m.
- De alta presión, con $H > 100$ m.

Aunque también se pueden clasificar en revestidos y no revestidos.

El revestimiento en un túnel se puede deber a una razón estructural o a la necesidad de impedir la filtración, o bien a ambas. Este revestimiento tiene que resistir las cargas exteriores de roca y las presiones hidrostáticas interiores, evitar las pérdidas por filtración proteger la roca contra la acción del agua y reducir la rugosidad de la superficie.

En ciertos casos, en los túneles de baja presión puede eliminarse el revestimiento, excepto en fisuras visibles, que pueden sellarse con concreto, mortero de cemento o con una capa de gunita. Por otra parte, usualmente se requiere un revestimiento impermeable de concreto en túneles de carga media y alta, donde la filtración es apreciable, debiéndose tener cuidado en la eliminación de los vacíos entre la roca y el revestimiento. La repartición de la carga de roca sobre el revestimiento debe lograrse de preferencia mediante inyecciones.

Se requiere colocar los tubos de inyección principalmente en la clave del túnel antes del colado del revestimiento. En caso de túneles de alta presión conviene distribuir tubos de inyección en todo el perímetro. No obstante hay que considerar en su diseño, que el revestimiento soporte prácticamente la totalidad de la presión interior y la presión exterior cuando estos estén vacíos.

El espesor del revestimiento depende del tamaño del túnel, de la carga, de la calidad de la roca y del método de construcción. --- Siendo el espesor mínimo de concreto para túneles hasta de 6m. de

diámetro interior de 6.5 a 8 cm. por cada metro de diámetro, con límite inferior de 15 cm. si no está reforzado, de 20 cm. si el refuerzo es en una capa y de 25 cm. si es en dos capas; pudiéndose reducir este espesor mínimo por razones de economía en túneles de mayor tamaño. Además el túnel deberá estar provisto de un sistema eficiente de drenaje (lloraderos y drenes) para aliviar las presiones hidrostáticas exteriores cuando el mismo se vacía.

Por otra parte, son convenientes velocidades de flujo altas, pues reducen las dimensiones del mismo; aunque por otra, aumentan las pérdidas de carga sugiriendo Press las siguientes:

Superficie de roca muy rugosa	___ 1 a 2 m/seg.
Superficie de roca protegida	___ 1.5 a 3 m/seg.
Superficie de concreto	___ 2 a 4 m/seg.
Revestimiento de acero	___ 2.5 a 7 m/seg.

Estos valores son para agua con poco sedimento. Si el agua transporta granos angulosos de arena, la velocidad en secciones revestidas no debe exceder de 2 a 2.5 m/seg. Si el revestimiento es co lado cuidadosamente o protegido contra la abrasión la velocidad puede ser hasta de 5 m/seg.

En cuanto a la selección de la longitud del túnel por reforzar y la cantidad necesaria de refuerzo se requiere una consideración cuidadosa de los aspectos geológicos y físicos del sitio que afectan al diseño. Para reducir al mínimo el agrietamiento del revestimiento, la práctica comúnmente acepta que para túneles a presión en roca sana, se deba colocar las siguientes cantidades mínimas de refuerzo:

- a) Un túnel a presión debe reforzarse cuando el cielo sobre él, sea menor de 1.5 veces la carga de presión interior no balanceada, obtenida como la carga hidrostática interior y la carga de roca. Para determinar el refuerzo requerido se supone que la presión interior varía desde la carga para embalse lleno en el extremo aguas arriba de túnel hasta cero en el control donde cambie el flujo a superficie libre. Dicho refuerzo debe ser el suficiente para resistir las presiones desbalanceadas sin considerar apoyo de la roca vecina.

- b) En el portal aguas arriba si no existen puertas de control en una distancia dos veces su diámetro, el túnel debe resistir exteriormente una presión equivalente a la mitad de la carga sin exceder de 12 m (que es la misma carga sobre las rejillas) con presión interior igual a cero. Si existen compuertas de control, el túnel deberá soportar, además de la carga de roca, la carga hidrostática to tal exterior en el caso de cerrarse las compuertas.
- c) En el portal aguas abajo y también en una distancia del - doble del diámetro, el túnel deberá soportar, además de - las cargas de roca, la carga de presión desbalanceada.

V.4.4 Cámara de oscilación

Una cámara de oscilación es un tubo vertical o una chimenea conec-
tada a la tubería de presión. Comúnmente, la cámara de oscilación
se usa para reducir o eliminar transitorios indeseables, tal como
presiones excesivas, separación de columnas y sobrevelocidad en -
bombas o turbinas seguida de una falla de potencia o un rechazo -
de carga.

Dentro de sus funciones principales se encuentran las siguientes:

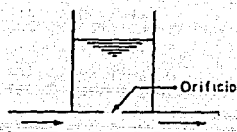
- a) Reducir la emplitud de las fluctuaciones de presión refle-
jando las ondas de presión que llegan a ella. Con esta, -
la longitud del con ducto que se usa para analizar el gol-
pe de ariete se toma entre la turbina y la cámara, más -
que entre la turbina y el embalse; debido a esta reduc-
ción en la longitud, el incremento o decremento de pre-
sión es menor que si la cámara no se instalara.
- b) Mejorará las características de regulación de una turbina
hidráulica, reduciendo el tiempo de aceleración hidráulica
de un sistema de potencia.
- c) Actúa como un almacenamiento para el exceso de agua du-
rante un rechazo de carga en una planta hidroeléctrica y
durante el encendido de las bombas en una estación de bom-
beo. De manera similar, provee de agua durante una deman-
da de carga en una hidroeléctrica o durante una falla de
potencia en un sistema de bombeo. En base a esto, el agua
se acelera o desacelera lentamente en la tubería de pre-
sión, reduciendo la amplitud de las fluctuaciones de pre-
sión en el sistema.

En cuanto a su forma existen diferentes tipos de estas, describiéndose a continuación cada una de ellas (fig.V.13):

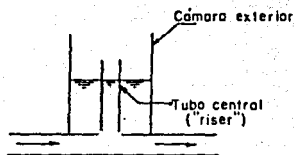
- 1) Cámaras de oscilación simple.- Este tipo de cámaras, se constituyen de un tubo vertical conectado a la tubería, resultando conveniente en sistemas con baja carga y corta longitud de conducción. Por otro lado, debido a que no posee resistencia al flujo en su base, requiere gran inercia para lograr su estabilidad y, por tanto, su sección transversal debe ser muy grande.
- 2) Cámara de oscilación con orificio.- En esta la abertura entre ella y el conducto se encuentra restringida por un orificio cuya función es producir pérdidas de carga, lo cual favorece la estabilidad sin tener que incrementar su sección logrando que pueda responder a las variaciones de producción con mayor rapidez que el tipo simple.
- 3) Cámara de oscilación diferencial.- Consta de un tubo central o riser, con orificio en su parte inferior y un diámetro aproximado al conducto (80% como mínimo); además posee una cámara principal. Cuando la turbina rechaza carga el nivel del líquido en el tubo central sube rápidamente produciendo la desaceleración requerida; mientras tanto, el líquido en la cámara principal responde con mayor lentitud. El tubo central puede verter en la cámara principal por su extremo superior manteniendo constante la carga en el túnel. Cuando la turbina toma carga, el nivel en el tubo central cae rápidamente proporcionando una pronta respuesta al acelerar el líquido en la tubería de presión.
- 4) Cámara de aire.- Este tipo contiene aire comprimido en la parte superior y líquido en la parte inferior.
- 5) Cámara de oscilación compuesta.- Cuando la carga estática es alta (350 m. o más) y la instalación es subterránea, es recomendable este tipo de cámara. Su diseño consiste básicamente en dos cámaras grandes, una superior y otra inferior, conectadas entre sí por una cámara vertical de diámetro relativamente reducido. La cámara superior se localiza arriba del nivel de aguas máximas (NAME), y la inferior abajo del nivel de aguas mínimas (NAMINC) del embalse.



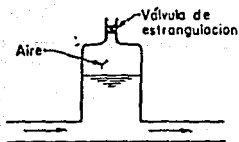
(a) Cámara simple



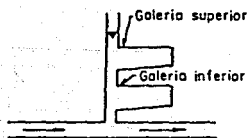
(b) Cámara con orificio



(c) Cámara diferencial



(d) Cámara de aire



(e) Cámara compuesta

Fig.V.13 Tipos de cámaras de oscilación.

Quando se rechaza carga, el nivel del líquido en la cámara intermedia sube rápidamente hasta la cámara superior - iniciando su llenado; esta rápida variación inicial de nivel produce la desaceleración inmediata que requiere la masa líquida en el túnel. Por otra parte, cuando se toma carga, el nivel cae velozmente hasta la cámara inferior - favoreciendo la aceleración del líquido en el conducto. - La cámara inferior es entonces vaciada lentamente. Durante la operación normal y para pequeñas variaciones de carga, el nivel se encuentra siempre en el pono intermedio.

En lo referente a su localización, esta debe colocarse lo más cerca posible, según lo permita la topografía local, de la turbina. Esto es para que las variaciones de presión por golpe de ariete - queden limitadas de tal manera que no sea necesario un esfuerzo - excesivo de la tubería de presión.

Las ecuaciones fundamentales para una cámara de oscilación con orificio son (fig.V.14):

a) Ecuación dinámica

$$\frac{L}{g} \frac{dv_t}{dt} = -Z - Cv_t^2 - H_0 \quad (V.27)$$

donde:

v_t velocidad de flujo en el túnel, positiva para el flujo del embalse hacia la cámara, en m/seg.

L longitud del túnel, en m.

Z nivel de la superficie del agua en la cámara sobre el nivel del embalse, en m.

H_0 carga sobre el orificio, en m.

C coeficiente de pérdida de carga en el túnel, en $\text{seg.}^2/\text{m}$.

g aceleración de la gravedad, en $\text{m}/\text{seg.}^2$

t tiempo, en seg.

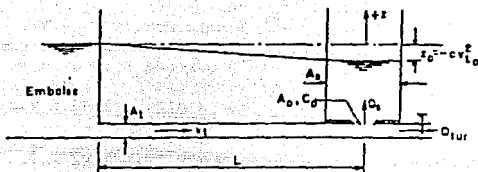


Fig.V.14 Cámara de oscilación con orificio.

b) Ecuación de continuidad

$$A_t v_t = Q_S + Q_{tur} \quad (V.28)$$

donde:

A_t área de la sección transversal del túnel, en m^2 .

Q_S gasto en la cámara, positivo hacia adentro de la cámara, - en m^3/seg .

Q_{tur} gasto de la turbina, en m^3/seg .

además:

$$Q_S = C_d A_o \sqrt{2gH_o} \quad (V.29)$$

donde:

A_o área del orificio, en m^2 .

C_d coeficiente de descarga del orificio.

también:

$$Q_s = A_s \frac{dz}{dt} \quad (V.30)$$

Modificando y resolviendo gráficamente las ecuaciones de continuidad (V.28) y dinámica (V.27), se obtienen las figuras V.15 y V.16 en las que se grafican los siguientes parámetros:

$$b_o = \frac{H_{f1}}{Q_o} \sqrt{\frac{A_s \bar{z}}{L/A_t}}, \quad b = \frac{H_{f1}}{Q_e} \sqrt{\frac{A_s \bar{z}}{L/A_t}}, \quad \frac{H_{f2}}{H_{f1}}, \quad \frac{S_A}{H_{f1}}, \quad \frac{S_B}{H_{f1}}$$

donde:

- A_s área de la sección transversal de la cámara de oscilación, en m^2 .
- S_A oscilación máxima del nivel de operación debido a un cierre instantáneo de flujo Q_o , en m. Para operación de turbina, - S_A oscilación hacia arriba; para operación de bombas, S_A oscilación hacia abajo.
- S_B oscilación máxima del nivel estático debido a una demanda instantánea de Q_e , en m. Para turbina, S_B oscilación hacia abajo; para bombas, S_B oscilación hacia arriba.
- Q_o flujo estable inicial, en m^3/seg .
- Q_e flujo demandado por la turbina o descargado por la bomba, - en m^3/seg .
- H_{f1} pérdidas por fricción en el túnel más carga de velocidad -- más cualquier otro tipo de pérdida entre la cámara y el embalse asociada con Q_o ó con Q_e , en m.
- H_{f2} pérdidas en el orificio por flujo hacia adentro o hacia afuera de la cámara asociada con Q_o ó con Q_e , en m.

La figura V.15 se usa para determinar la oscilación resultante de un cierre instantáneo del flujo total en una turbina o en una bomba, mientras que la figura V.16 se utiliza para determinar la os-

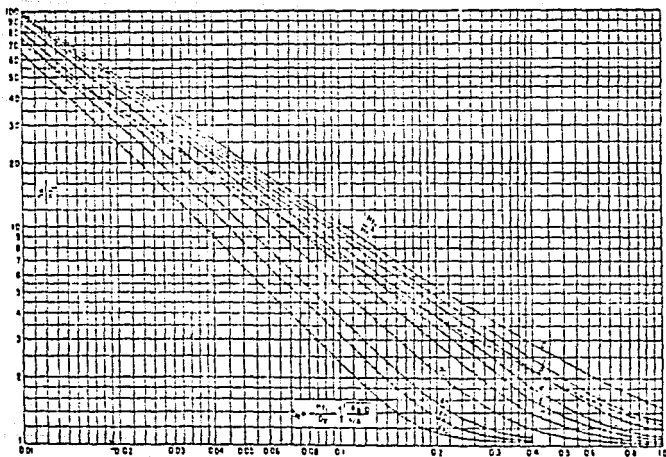


Fig.V.15 Oscilación máxima debida a un cierre instantáneo del flujo Q_0 .

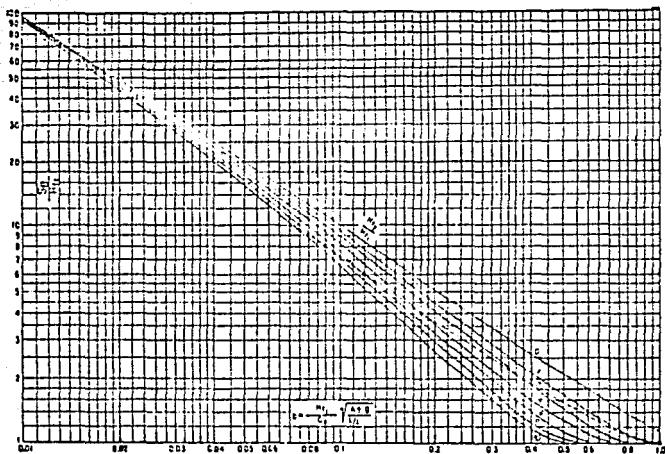


Fig.V.16 Oscilación máxima debida a una demanda instantánea del flujo Q_e .

cilación causada por una demanda instantanea del flujo total de una turbina o de una bomba.

Para obtener las ecuaciones que representan a la cámara simple, solo eliminamos a la variable H_0 de la ec. V.27 y la ec. V.28 se toma exactamente igual. Como se puede notar en las figs. V.15 y V.16, se muestra una línea para el valor de (H_{f2}/H_{f1}) igual a cero, lo cual quiere decir que si $H_{f2} = 0$, entonces se trata de una cámara de oscilación simple.

V.5 Tubería a presión

Se denomina tubería a presión el tubo que conduce el agua desde la estructura de puesta a presión hasta las máquinas; o bien el tubo que conduce el agua desde la cámara de oscilación hasta las máquinas en caso de que hubiera cámara; o el tubo desde la entrada de la obra de toma hasta las máquinas cuando no hay cámara de oscilación.

Las tuberías deben ser hidráulicamente tan eficientes como sea posible, con el objeto de conservar la carga disponible, y estructuralmente seguras, para prevenir fallas que puedan causar pérdidas de vidas o bienes. Se pueden fabricar de una gran variedad de materiales; pero la resistencia y flexibilidad del acero hace de él, el más conveniente para trabajar con la variación de presiones que provoca la operación de una turbina, bomba o válvula. Aun que últimamente se a usado concreto reforzado.

Su localización esta en función del tipo de cortina, la obra de toma y la localización relativa de la presa y casa de máquinas, o presa y descarga, así como del método de desviación que se use durante la construcción de las obras.

Para seleccionar el diámetro de las tuberías, se deben considerar los siguientes factores:

- a) Pérdida por fricción en toda su longitud.
- b) Abrasión debida al agua.
- c) Condiciones de regulación de las turbinas.
- d) Costo de la tubería.
- e) Costo del regulador de la tubería.
- f) Posibilidades técnicas de fabricación del tubo.

De estos factores, el de la velocidad permisible por efecto de abrasión del agua es el más expédito y el que permite dar rápidamente un diámetro aproximado de la tubería. Las velocidades permisibles para evitar o reducir la abrasión en el tubo depende del -

materias con que está construido, de la cantidad de sedimento --- transportado, de su granulometría y de la rugosidad superficial - de las partículas. Esta velocidad oscila en condiciones normales entre 3 y 5 m/s , y hasta 8 m/s en agua limpia y con poco sedimen to.

Una fórmula aproximada para el calculo del diámetro económico es:

$$d \leq \sqrt{\frac{\lambda K t C_1 Q^3}{1000 C_2 H}} \quad (V.31)$$

donde:

- d diámetro económico de la tubería, en m
- C_1 costo anual, en pesos por cada Kg. de tubería (incluyendo - depreciación y mantenimiento).
- C_2 costo, en pesos por cada KW-h en las terminales del genera-- dor.
- H carga de diseño, en m para la sección de la tubería al cen-- tro del tramo en consideración (incluye carga estática, gol-- pe de ariete, etc.).
- Q gasto transportado por la tubería, en m³/s .
- t duración anual de la operación, en horas.
- λ coeficiente de Darcy (para estudios preliminares $\lambda = 0.02$) .
- \sqrt{a} esfuerzo permisible del acero, en Kg/cm².
- C_1 se puede calcular como $C_1 = (a/100)C_0$, en donde:
- C_0 es el costo unitario inicial de la tubería, en pesos, por Kg de peso.
- a las cargas anuales expresadas en porcentaje de C_0 por opera-- ción, depreciación y mantenimiento de la misma cuyo valor a-- proximado es:

Depreciación durante una vida útil
de 33 a 50 años
Mantenimiento anual
Otros cargos

2 a 3 %
3 a 5 %
2 a 4 %

a = 7 a 12 %

Después de emplear el criterio de análisis que da el diámetro económico; es conveniente revisar la velocidad que resulta, si hubiera discrepancia puede procederse a un análisis más riguroso de la evaluación del diámetro económico para que al final se tome una decisión con base en el criterio del ingeniero.

El rápido cierre o apertura de una válvula produce una onda de presión en la tubería que se denomina golpe de ariete, la intensidad de la cual es proporcional a la velocidad de propagación de la onda que se produce y a la velocidad del flujo que se destruye. El efecto del golpe de ariete se estima en forma aproximada con las fórmulas que se presentan a continuación:

Las variaciones de presión debidas al cierre y a la apertura se calculan con las fórmulas:

$$h_{\text{máx}} = 0.2 \frac{vL}{T_c} \quad (V.32)$$

donde:

$h_{\text{máx}}$ sobrecarga en el extremo de la tubería debido a la maniobra de cierre, en m .

v velocidad del agua en la tubería, en m/s .

T_c tiempo de cierre, en segundos.

La fórmula anterior es aplicable siempre y cuando el tiempo de cierre $T_c > T/2$; que es el caso más frecuente encontrado en la práctica, donde:

$$T/2 = 2L/a \quad (V.33)$$

donde:

T periodo de la onda de sobrepresión, en seg.

L longitud de la tubería, en m .

a celeridad de la onda de sobrepresión, en m/s .

$$a = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{E_r}{E_a} \frac{d^4}{\delta^3}}} \quad (\text{V.34})$$

siendo:

E_w módulo de elasticidad del agua ($2.07 \times 10^8 \text{ Kg/m}^2$)

E_a módulo de elasticidad del acero ($2.1 \times 10^{10} \text{ Kg/m}^2$)

d diámetro de la tubería, en mm.

δ espesor de la tubería, en mm.

Como en general se desconoce el espesor de la tubería, no puede obtenerse la celeridad. Con la intención de alcanzar un espesor - aproximado que irá corrigiéndose por aproximaciones, inicialmente se supone una celeridad ($a = 1000 \text{ m/s}$).

Conociendo $h_{\text{máx}}$ puede determinarse la carga total en el extremo - de la tubería a través de:

$$H = H_0 + h_{\text{máx}} \quad (\text{V.35})$$

donde:

H carga máxima en la salida de la tubería, en m.

H_0 carga correspondiente al flujo establecido, en la salida de la tubería, en m.

Una vez conocida la carga total H puede determinarse el espesor - del tubo que incluye corrosión, mediante:

$$\delta = (0.05Hd/\sqrt{E_a}) + c \quad (\text{V.36})$$

donde:

d diámetro de la tubería, en mm.

c coeficiente por corrosión, comprendido entre 1 y 3 mm.

Ψ coeficiente que depende del tipo de junta empleada. Para tubos soldados, pueden usarse valores entre 0.85 a 0.95, aunque se emplea $\Psi = 1$ para soldaduras equivalentes en calidad al material de la placa. Para juntas remachadas:

$$\Psi = (e - \Delta) / e \quad (V.37)$$

e separación entre remaches paralela a la junta, en mm.

Δ diámetro del remache, en mm.

Conocidos en el extremo de la tubería, la carga H y el espesor δ , se procede a trazar la línea de gradiente de presiones con la fórmula:

$$h = 0.2(vl/T_C)$$

siendo la misma empleada para calcular $h_{m\acute{a}x}$, solo que en este caso: l es la longitud de la tubería desde la entrada a la misma hasta la sección de ella donde se quiera valuar h , en m.

Para el caso de la maniobra de apertura para determinar la carga máxima negativa en el extremo de la tubería se emplea la misma fórmula utilizada en el caso de cierre

$$(-) h_{m\acute{a}x} = 0.2(vL/T_0) \quad (V.38)$$

donde:

T_0 tiempo de apertura, en seg. Siendo T_0 mayor que $T/2$ con lo que puede determinarse la carga H .

$$H = H_0 - h_{m\acute{a}x} (-) \quad (V.39)$$

Y en forma análoga al cierre se determina la línea de gradiente con la fórmula:

$$(-) h = 0.2(vl/T_0)$$

El procedimiento a seguir para calcular los espesores de los distintos tramos de tubería es : se procede de la entrada de la tubería hacia aguas abajo, calculando la carga H para el primer tramo de tubo de diámetro dado y habiendo escogido el mínimo posible espesor de tubería.

$$H = 20V\sqrt{\delta}/d \quad (V.40)$$

dicho procedimiento admite muchas soluciones de espesores y longitudes de tramos correspondientes, de modo que un análisis económico permitirá escoger la solución, recordando que deberá revisarse la tubería tomando en cuenta un análisis riguroso del golpe de ariete. Además, si el espesor de la tubería en cualquier sección alcanza el valor de $d/20$, la siguiente sección de la tubería deberá diseñarse de acuerdo con la ecuación:

$$\delta = \frac{d}{2} \left[\frac{\sqrt{K_1 + 0.07H'}}{\sqrt{K_1 - 0.13H}} - 1 \right] + c \quad (V.41)$$

La determinación de la máxima caída de presión necesita realizarse desde el principio, esto es, la línea de gradiente inferior debe proporcionar información acerca de las potenciales zonas de presión y los posibles daños.

Ejemplo V.I Diseño de un tanque desarenador

Diseñar un tanque de sedimentación para una planta hidroeléctrica. Deberá estar adaptado para remover partículas mayores de 0.5 mm de diámetro, del agua que transporta principalmente arena. Supóngase un gasto de diseño de 5 m³/s y una profundidad de 3.2 m .

De acuerdo con Camp, la velocidad crítica es:

$$v = a \sqrt{d}$$

como 1 mm > d > 0.1 mm. ∴ a = 44

$$y \quad v = 44 \sqrt{0.5} = 31.2 \text{ cm/s}$$

ahora bien de la tabla V.I que propone Arkhangelski se tiene que para d = 0.5 mm, w = 5.4 cm/s . Además, escogiendo un valor de W comprendido en el rango recomendable, por ejemplo - W = 0.97 (es decir, una relación de remoción de 97 por ciento).

Con la curva de Velikanov de la fig.V.6 se tiene $\lambda = 1.5$. La longitud del tanque es:

$$l = \frac{\lambda^2 \sqrt{(\sqrt{h} - 0.2)^2}}{7.51 w^2} = \frac{1.5^2 \times 0.312^2 (\sqrt{3.2} - 0.2)^2}{7.51 \times 0.054^2}$$

$$l = \frac{0.5529}{0.0219} = 25.25 \text{ m}$$

y el ancho

$$b = \frac{Q}{hv} = \frac{5}{3.2 \times 0.312} = 5.00 \text{ m}$$

Ejemplo V.2 Determinación del espesor de una tubería

Tomando en cuenta únicamente la presión interior en una tubería, determine el espesor que por ese efecto debe tener, si es de 250 m de longitud, con 5 m de diámetro, el agua que conduce tiene una velocidad de 8 m/s y una presión hidrostática en el extremo aguas abajo de 50 m. Supóngase un tiempo de cierre de 2 segundos y un esfuerzo admisible de trabajo para el acero de 1265 kg/cm^2 . Para aplicar la fórmula que permite determinar la sobrepresión en el extremo de la tubería debido al cierre debe cumplirse que $T_c > T/2$, en donde:

$$T/2 = 2L/a$$

Como no se conoce la celeridad a de la onda de sobrepresión y no es posible todavía determinarla porque la expresión para conocerla esta en función del espesor del tubo, se supondrá inicialmente una celeridad $a = 1000 \text{ m/s}$.

$$T/2 = (2 \times 250)/1000 = 0.50$$

con lo que $T_c > T/2$ y por tanto

$$h_{\text{máx}} = 0.2VL/T_c$$

reemplazando

$$h_{\text{máx}} = 0.2(8 \times 250)/2 = 200 \text{ m}$$

Para determinar la carga total en el extremo de la tubería se tiene:

$$H = H_0 + h_{\text{máx}}$$

$$H = 50 + 200 = 250 \text{ m}$$

La expresión para determinar el espesor del tubo es:

$$\delta = 0.05(H\delta/\sqrt{\sigma_a}) + c$$

si se acepta $\nu = 1$ y $c = 1 \text{ mm}$ resulta

$$\delta = 0.05(250 \times 5000)/1265 + 1 = 50.4 \text{ mm}$$

revisando la celeridad supuesta se tiene

$$a = \frac{1425}{1 + (E_w d/E_a \delta)}$$

$$a = \frac{1425}{1 + (2.07 \times 10^8 \times 5000 / 2.1 \times 10^{10} \times 50.4)}$$

$$a = 1013 \text{ m/s} \approx 1000 \text{ m/s}$$

se acepta el espesor originalmente calculado $\delta = 50.4 \text{ mm}$ pero deberá revizarse para ver si soporta las vibraciones por el paso del agua

$$\delta = 0.00385d + 3.1$$

$$\delta = (0.00385 \times 5000) + 3.1 = 22.4 \text{ mm} < 50.4 \text{ mm}$$

y el mínimo espesor para resistir vacío es

$$\delta = 0.01d$$

$$\delta = 0.01 \times 5000 = 50 \text{ mm} \approx 50.4$$

El espesor $\delta = 50.4 \text{ mm}$ es adecuado para resistir la presión interior en el extremo aguas abajo de la tubería.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Para el diseño hidráulico del proyecto de una presa de almacenamiento sea cual fuere su finalidad, deberá ponerse especial interés en el manejo de los parámetros hidrológicos y que estos, --- sean adecuados y congruentes con las necesidades, ya que cualquier error en la consideración de algún parámetro, repercutiría tanto en el aspecto económico, como en el desarrollo y operación de las obras hidráulicas.

Por otra parte, aún cuando los datos hidrológicos no determinan por sí mismos las características de las obras que habrán de conformar una presa de almacenamiento, sí influyen en forma sustancial en la elección adecuada de éstas.

Una vez que se ha elegido el tipo de cortina que habrá de proyectarse, con base en las necesidades y restricciones propias del - lugar, deberá realizarse el análisis de estabilidad tomando en - cuenta todas las fuerzas actuantes y esfuerzos a los que será sometida, con la finalidad de garantizar el correcto funcionamiento de dicha estructura.

Asimismo, es indispensable contar con información estadística - de la contabilidad de los volúmenes almacenados que permita definir las políticas de operación, por lo tanto la simulación de la evolución de los niveles en el vaso es fundamental para seleccionar los niveles característicos de la presa; NAMINO (nivel de aguas mínimas de operación), NAMO (nivel de aguas máximas de operación) y NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias).

En cuanto a la obra de desvío, su selección dependerá del tipo de cortina si forma parte de ésta o no y del programa constructivo. Su diseño hidráulico deberá contemplar un período de retorno de la avenida máxima, tal que el riesgo que habrá de correrse vaya acorde con la importancia y magnitud de la obra, - con el fin de que desaloje las avenidas que llegasen a presentarse durante la etapa constructiva.

Por lo que respecta a la obra de excedencias, su elección deberá realizarse conforme al tipo de cortina seleccionada, a la topografía del lugar y al período de retorno que garantice el funcionamiento de la obra para desalojar los volúmenes excedentes

a los de aprovechamiento, en virtud de que ésta obra es la válvula de seguridad de la presa.

Otro aspecto importante que debe considerarse en el diseño de una obra de excedencias, es la frecuencia con que esté programado que vaya a funcionar, a fin de preveer futuras reparaciones en caso necesario.

En lo tocante a la obra de toma, su diseño y elección dependerá de las políticas de operación, volúmenes a extraer y al uso que se le vaya a destinar.

También es importante que dentro de la obra de toma, se eviten las alteraciones y grandes velocidades del flujo, a fin de que no se dañe la estructura.

De igual manera, juegan un papel primordial los estudios topográficos, geológicos y de mecánica de suelos, ya que de ellos - dependerá la correcta cimentación y ubicación de las obras que habrán de conformar la presa de almacenamiento.

Todos los aspectos mencionados con antelación, así como los económicos, sociales, legales, estéticos, tecnológicos y los recursos humanos y materiales, deberán conjuntarse a fin de que se -

realice una correcta planeación y programación de las obras.

Finalmente, con el objetivo de que sea de utilidad a los estudiantes de la asignatura "OBRAS HIDRAULICAS", que es impartida en la U.N.A.M., el presente trabajo conjunta los estudios y mé todos más relevantes que se requieren para la elaboración de - proyectos de cortinas de almacenamiento y estructuras auxiliares.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

1. LINSLEY. Jr. R.K, KOHLER. M.A. Y PAULHUS. J.L. H: Hidrología para Ingenieros; 2a. ED. Mc. GRAW-HILL. México, 1981
2. LINSLEY. R.K. Y FRANZIN J.B.: Ingeniería de los - Recursos Hidráulicos; ED. CONTINENTAL. México, -- 1964.
3. TORRES H.F.: Obras Hidráulicas; ED. LIMUSA. México, 1980.
4. C.F.E.: Manual de Diseño de Obras Civiles; ED. -- C.F.E. México, 1980.
5. SPRINGALL G.R.: Esguerrimiento en Cuencas Grandes; ED. INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM, México, 1967.
6. U.S.D.I. BUREAU OF RECLAMATION: Diseño de Presas - Pequeñas; ED. CONTINENTAL. México, 1981.
7. JUAREZ BADILO, RICO RODRIGUEZ: Mecánica de Suelos; ED. LIMUSA, México, 1982.
8. KING H.W., WISLER C.O., WOODBURN J.G.: Hidráulica; ED. TRILLAS. México, 1982.
9. SOTELO AVILA GILBERTO: Hidráulica General; ED. LIMU SA. México, 1982.
10. MEJIA CHAVEZ FLORENTINO: Notas sobre los métodos de solución al tránsito de avenidas por un vaso de almacenamiento; ED. FACULTAD DE INGENIERIA UNAM, México, 1985.
11. SPRINGALL GALINDO ROLANDO: Análisis estadístico y - probabilístico de datos hidrológicos; ED. FACULTAD DE INGENIERIA UNAM, México, 1986.
12. APARICIO MIJARES F.J.: Hidrología de superficie; ED. FACULTAD DE INGENIERIA UNAM, México, 1986.

13. LEON VIZCAINO L.P.: Diseño hidráulico de vertedores de canal lateral; ED. FACULTAD DE INGENIERIA UNAM, México, 1985.
14. TINAJERO GONZALEZ J.A.: Aspectos fundamentales en el estudio de agua subterránea (Geohidrología); ED. FACULTAD DE INGENIERIA UNAM, México, 1986.
15. GARCIA GUTIERREZ HECTOR: Diseño de una obra de desvío con conductos en túnel; ED. FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM, México, 1985.
16. SOTELO AVILA GILBERTO: Hidráulica II; ED. FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM, México, 1985.
17. VEN TE CHOW: Hidráulica de los canales abiertos; ED. DIANA, México, 1983.
18. LEET Y JUDSON: Geología Física; ED. LIMUSA, México, 1982.
19. SPRINGALL G.R.: Libre bordo en presas; ED. INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM, México, 1970.
20. CRUICKSHANK CARLOS: Funcionamiento de cubetas deflectoras como disipadores de energía en vertedores; ED. INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM, México, 1962.
21. ECHAVEZ GABRIEL: Cavitación en vertedores; ED. INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM, México, 1979.
22. MARSAL J. RAUL: Presas de tierra en México; ED. INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM, México, 1960.
23. SPRINGALL G. ROLANDO: Hidrología; ED. INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM, México, 1970.
24. SPRINGALL G. ROLANDO: Drenaje en cuencas pequeñas; ED. INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM, México, 1969.
25. MARSAL J. RAUL, RESENDIZ N. DANIEL: Presas de tierra y enrocamiento; ED. LIMUSA, México, 1983.
26. PORTLAND CEMENT ASSOCIATION: Presas pequeñas de concreto; ED. LIMUSA, México, 1982.