



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

Aspectos Teóricos y Prácticos que intervienen en el Diseño Hidráulico de una Obra de Toma de un Aprovechamiento Hidroeléctrico

T E P I I

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

2001

RENATA BIBIANA PÉREZ FERNÁNDEZ





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 esta 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/092/00

Señorita
RENATA BIBIANA PEREZ FERNANDEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. VICTOR FRANCO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"ASPECTOS TEORICOS Y PRACTICOS QUE INTERVIENEN EN EL DISEÑO
HIDRAULICO DE UNA OBRA DE TOMA DE UN APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO"**

- INTRODUCCION
- I. GENERALIDADES
- II. OBRAS DE TOMA PARA PLANTAS HIDROELECTRICAS
- III. DISEÑO HIDRAULICO DE LA OBRA DE TOMA
- IV. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA DE TOMA
- V. EJEMPLO DE DISEÑO
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo *mínimo* de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 31 de agosto de 2000.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

8-8ic-2000

H. Hordana

Ing. Ribenas R. Rojas

01/01

AGRADECIMIENTOS

A la *Universidad Nacional Autónoma de México*, en especial a la Facultad de Ingeniería por formarme como profesionalista.

Al *Instituto de Ingeniería*, en especial a Don Víctor Franco por darme la oportunidad para desarrollar este trabajo.

Al *Ing. Oscar Ruíz Peña*, por su apoyo para la realización de esta tesis.

Al *Ing. José Luis Blanco R.* por la asesoría en el tema de estructuras.

A todos mis profesores que de una u otra forma han servido de ejemplo en mi desarrollo como ingeniero.

DEDICATORIAS

A mi madre

Porque gracias a su esfuerzo puedo ver cristalizados mis sueños

A mi padre

Que aunque lejos está sé que cuento con su apoyo

A mi esposo

Porque en los momentos más difíciles ha estado ahí para ayudarme a salir adelante y por compartir lo más valioso que tenemos... la vida. Te amo

A mi hermana y mis primos

Espero que sea un buen ejemplo para ustedes

A mis amigos:

Silvia A. Querejazu, Marco A. Rodríguez, Víctor Castillo, Genaro A. Huescas, Fabiola Rodiles, Edgar E. Cortes, Fátima Fernández.

A mis compañeros del Instituto:

Reynaldo Cruz, Vicente Quezada, Adrian, Raquel, Martín, Edith, Pedro, Rafael, Cesar, Laura y Cecilia Chávez.

A mi futuro hijo(a)

ÍNDICE

<i>Índice</i>	<i>i</i>
<i>Lista de figuras</i>	<i>iii</i>
<i>Lista de tablas</i>	<i>v</i>
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I GENERALIDADES	3
<i>1.1 Las presas como sistemas de aprovechamiento</i>	<i>3</i>
<i>1.2 Obra de toma</i>	<i>7</i>
<i>1.2.1 Localización</i>	<i>7</i>
<i>1.2.2 Clasificación</i>	<i>10</i>
<i>1.2.3 Condiciones que rigen el diseño</i>	<i>10</i>
CAPÍTULO II OBRAS DE TOMA PARA PLANTAS HIDROELÉCTRICAS	13
<i>II.1 Tipos de obra de toma</i>	<i>13</i>
<i>II.1.1 Toma de conducción a superficie libre</i>	<i>14</i>
<i>II.1.2 Toma con galería a presión</i>	<i>16</i>
<i>II.1.3 Toma a pie de presa</i>	<i>17</i>
<i>II.2 Características de los elementos de la obra de toma</i>	<i>18</i>
<i>II.2.1 Estructura colectora</i>	<i>18</i>
<i>II.2.2 Obras de conducción</i>	<i>26</i>
<i>II.2.3 Pozo de oscilación</i>	<i>28</i>
<i>II.2.4 Desfogue</i>	<i>31</i>
<i>II.3 Aspectos geológicos</i>	<i>33</i>
CAPÍTULO III DISEÑO HIDRAÚLICO DE LA OBRA DE TOMA	37
<i>III.1 Estructura colectora</i>	<i>38</i>
<i>III.1.1 Umbral de entrada</i>	<i>38</i>
<i>III.1.2 Rejillas</i>	<i>39</i>

III.1.3	<i>Estructura de control</i>	44
III.1.4	<i>Transiciones</i>	49
III.1.5	<i>Tanque desarenador</i>	61
III.2	<i>Obras de conducción</i>	66
III.2.1	<i>Canales</i>	66
III.2.2	<i>Túneles</i>	81
III.2.3	<i>Tuberías</i>	85
III.3	<i>Cámara de oscilación</i>	94
III.4	<i>Desfogue</i>	97
CAPÍTULO IV	<i>DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA DE TOMA</i>	103
IV.1	<i>Estructura colectora</i>	103
IV.1.1	<i>Torre de toma</i>	103
IV.1.2	<i>Lumbrera</i>	109
IV.2	<i>Rejillas</i>	110
IV.3	<i>Conducciones cerradas</i>	114
IV.3.1	<i>Tuberías de acero</i>	116
IV.3.2	<i>Tuberías de concreto</i>	128
IV.4	<i>Conducciones abiertas</i>	133
IV.5	<i>Pozo de oscilación</i>	138
CAPÍTULO V	<i>EJEMPLO DE DISEÑO</i>	141
V.1	<i>Diseño hidráulico</i>	143
V.2	<i>Diseño estructural de rejillas</i>	146
	CONCLUSIONES	151
	BIBLIOGRAFÍA	153

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2.1</i>	<i>Carga de operación H</i>	13
<i>Figura 2.2</i>	<i>Obra de toma con conducción a superficie libre</i>	15
<i>Figura 2.3</i>	<i>Obra de toma con galería a presión</i>	16
<i>Figura 2.4</i>	<i>Obra de toma a pie de presa</i>	17
<i>Figura 2.5</i>	<i>Compuerta deslizante</i>	22
<i>Figura 2.6</i>	<i>Compuerta radial</i>	22
<i>Figura 2.7</i>	<i>Válvula de compuerta</i>	24
<i>Figura 2.8</i>	<i>Válvula de mariposa</i>	24
<i>Figura 2.9</i>	<i>Válvula esférica</i>	25
<i>Figura 2.10</i>	<i>Válvula Check</i>	25
<i>Figura 2.11</i>	<i>Tipos de sección de los túneles</i>	28
<i>Figura 2.12</i>	<i>Pozo con diafragma</i>	31
<i>Figura 2.13</i>	<i>Pozo con cámaras de expansión</i>	31
<i>Figura 2.14</i>	<i>Pozo diferencial tipo Johnson</i>	32
<i>Figura 3.1</i>	<i>Línea de energía</i>	37
<i>Figura 3.2</i>	<i>Secciones de las rejillas y valor de C</i>	42
<i>Figura 3.3</i>	<i>Ángulo θ de inclinación de las rejillas</i>	43
<i>Figura 3.4</i>	<i>Coeficiente β para flujo no normal al plano de rejillas</i>	43
<i>Figura 3.5</i>	<i>Sección transversal de la tubería de aireación</i>	50
<i>Figura 3.6</i>	<i>Coeficiente $\beta=Q/Q_a$ en función de (F_r-1)</i>	50
<i>Figura 3.7</i>	<i>Tipo de entrada</i>	52
<i>Figura 3.8</i>	<i>Nomenclatura para cambio de sección</i>	56
<i>Figura 3.9</i>	<i>Planta y elevación del cambio de sección</i>	58
<i>Figura 3.10a</i>	<i>Coeficiente de pérdida para codos con ángulo diferente a 90°</i>	60
<i>Figura 3.10b</i>	<i>Coeficiente de variación para codos de 90°</i>	61
<i>Figura 3.11</i>	<i>Gráfica propuesta por Velikanov para encontrar λ</i>	64
<i>Figura 3.12</i>	<i>Sección transversal de un canal</i>	70

<i>Figura 3.13 Borde y altura de banquetas para canales revestidos</i>	73
<i>Figura 3.14 Geometría y símbolos para la filtración</i>	77
<i>Figura 3.15 Gráficas de Bouwer para evaluar pérdidas por infiltración</i>	79
<i>Figura 3.16 Eyector sin apoyos</i>	98
<i>Figura 3.17 Eyector con apoyo simple</i>	99
<i>Figura 3.18 Eyector con apoyo doble</i>	100
<i>Figura 3.19 Eyector cónico</i>	101
<i>Figura 4.1 Pozo de compuertas</i>	106
<i>Figura 4.2 Carga de diseño en rejillas</i>	111
<i>Figura 4.3 Diagrama para longitud libre de pandeo</i>	113
<i>Figura 4.4 Dimensiones de la soldadura</i>	114
<i>Figura 4.5 Excentricidad de la fuerza de fricción sobre el apoyo</i>	120
<i>Figura 4.6 Junta de dilatación</i>	122
<i>Figura 4.7 Carga de agua en la pieza de transición</i>	123
<i>Figura 4.8 Disposición de una tubería rígida</i>	124
<i>Figura 4.9 Corte transversal de una tubería</i>	126
<i>Figura 4.10 Sección crítica para tubería precoladas</i>	129
<i>Figura 4.11 Sección transversal de la tubería colada en sitio</i>	131
<i>Figura 4.12 Empujes sobre la estructura</i>	136
<i>Figura 4.13 Idealización de la losa</i>	138
<i>Figura 5.1 Perfil de la obra de toma</i>	142
<i>Figura 5.2 Panel de las rejillas</i>	147
<i>Figura 5.3 Sección transversal de la viga principal</i>	147

LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 2.1</i>	<i>Desarrollo de las etapas de exploración</i>	34
<i>Tabla 3.1</i>	<i>Coeficiente de pérdida para compuertas planas</i>	46
<i>Tabla 3.2</i>	<i>Coeficiente de pérdida para compuertas radiales</i>	46
<i>Tabla 3.3</i>	<i>Coeficiente de pérdida por válvula de compuerta</i>	47
<i>Tabla 3.4</i>	<i>Coeficiente de pérdida por válvulas de mariposa</i>	47
<i>Tabla 3.5</i>	<i>Coeficiente de pérdida por válvulas esféricas</i>	47
<i>Tabla 3.6</i>	<i>Coeficiente de pérdida por válvulas Check</i>	48
<i>Tabla 3.7</i>	<i>Coeficientes de pérdidas por entrada</i>	53
<i>Tabla 3.8</i>	<i>Coeficientes de pérdidas para ampliaciones</i>	55
<i>Tabla 3.9</i>	<i>Velocidades de sedimentación propuestas por Arkhangelski</i>	63
<i>Tabla 3.10</i>	<i>Tipos de flujo en canales</i>	68
<i>Tabla 3.11</i>	<i>Coeficientes de rugosidad promedio</i>	68
<i>Tabla 3.12</i>	<i>Taludes recomendados</i>	69
<i>Tabla 3.13</i>	<i>Velocidades máximas en canales</i>	74
<i>Tabla 3.14</i>	<i>Coeficientes de permeabilidad</i>	80
<i>Tabla 3.15</i>	<i>Coeficiente de corrección para canales revestidos</i>	81
<i>Tabla 3.16</i>	<i>Coeficientes de rugosidad n en tuberías</i>	93
<i>Tabla 4.1</i>	<i>Valores máximos de las intensidades sísmicas en el tubo</i>	115
<i>Tabla 4.2</i>	<i>Coeficientes de fricción entre el tubo y la silleta</i>	121
<i>Tabla 4.3</i>	<i>Esfuerzos permisibles de diseño</i>	127

INTRODUCCIÓN

En la actualidad nuestro país ha incrementado considerablemente sus demandas de agua potable, energía eléctrica, alimentos, etc. Por lo tanto, los diferentes profesionistas se ven en la necesidad de implementar tecnologías que permitan el abasto oportuno para satisfacer las diversas necesidades.

Como caso particular se encuentra la generación de energía eléctrica, la cual se ha incrementado de 61868 GW/h en 1980 a 142344 GW/h en 1995⁽¹⁾, que equivale a un 130% en tan sólo 15 años; lo que implica directamente un aumento en el número de plantas de generación. Al mismo tiempo, la calidad del ambiente se ha venido deteriorando considerablemente, siendo necesaria la introducción de plantas generadoras de energía eléctrica diferentes a las termoeléctricas, ya que consumen hidrocarburos. Una opción factible en nuestro país es la construcción de plantas hidroeléctricas, las cuales pueden llegar a tener un impacto menor en el medio ambiente, además de que realizan un uso consuntivo del agua, siendo factible su utilización posteriormente para otros fines.

Bajo esta tesitura, es indispensable conocer los lineamientos esenciales que intervienen en la creación de una obra hidráulica de esta magnitud. Siendo el principal interés de este trabajo servir como guía para los futuros ingenieros, en el diseño de obras de toma para la generación de energía eléctrica. Describiendo de manera general los aspectos teóricos y prácticos ha considerar para determinar el tipo de obra necesaria en un proyecto, así como, el procedimiento para llegar al diseño desde el punto de vista hidráulico de cada una de las estructuras que integran la obra de toma.

Además, se presenta el procedimiento para el diseño estructural de cada una de las partes que conforman la obra de toma, con el fin de conjugar los conceptos estructurales con los hidráulicos.

Así mismo, se presenta el diseño de una obra de toma, con el fin de ejemplificar el procedimiento de cálculo, sin que se tome este como algo único y rígido, ya que cada

proyecto tiene sus propias características; y con base en ellas, se podrá presentar una solución o un conjunto de ellas, en las que el costo de cada una será el que ayude al proyectista a decidir cual es la más apropiada.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

I. 1 Las presas como sistemas de aprovechamiento

Desde sus inicios el hombre ha tenido la necesidad de construir obras que lo protejan o le ayuden a aprovechar los elementos naturales. Uno de los recursos más importantes para nuestra sociedad es el agua, para disponer de ella se han desarrollado diversos sistemas hidráulicos que pueden ser pequeños o grandes, sencillos o complejos, para un objetivo o para varios; los que se conocen con el nombre de obras hidráulicas. Estas obras son un conjunto de estructuras construidas con el objeto de manejar el agua, cualquiera que sea su origen, con fines de aprovechamiento o de defensa.

Las obras de aprovechamiento son aquellas que empleamos para satisfacer una o un conjunto de necesidades que tienen que ver directamente con el uso del agua.

Entre ellas se encuentran:

- ✓ Riego
- ✓ Generación de energía eléctrica
- ✓ Abastecimiento
- ✓ Navegación
- ✓ Acuicultura
- ✓ Recreación

Por otra parte, las obras de defensa están destinadas a controlar las avenidas.

Principalmente:

- ✓ Contra inundaciones
- ✓ Contra azolves

Para cada tipo de aprovechamiento, los elementos que lo integran varían de una obra a otra debido a las condiciones topográficas, de la corriente, al presupuesto económico, etc.

En general los elementos que conforman un aprovechamiento hidráulico son:

- Área de captación o cuenca hidrográfica: es la superficie terrestre en donde, considerando que el terreno fuera impermeable, las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.
- Almacenamiento: esta formado por una presa que tiene la función de cambiar el régimen natural del escurrimiento, por uno artificial que se adapte a las necesidades de la demanda, de acuerdo con los fines a los que se destine.
- Derivación: es el lugar en el cual con ayuda de una cortina, se deriva el escurrimiento del río hacia el sistema de conducción.
- Sistema de conducción: formado por conductos abiertos o cerrados, a través del cual se conduce el agua desde el punto de derivación hasta la zona de aprovechamiento.
- Sistema de distribución: esta en función del tipo de aprovechamiento. Por ejemplo, canales para riego, tuberías a presión para plantas hidroeléctricas y población, etc.
- Utilización del agua: los elementos constitutivos están en función del tipo de aprovechamiento. Por ejemplo, turbinas en el caso plantas hidroeléctricas, tomas domiciliarias en el caso de abastecimiento, etc.
- Eliminación: se realiza por medio de un conjunto de estructuras que dependen del aprovechamiento. Por ejemplo: sistemas de alcantarillado en el caso de abastecimiento, drenes en el caso de riego, estructuras de desfogue en el caso de plantas hidroeléctricas.

En el caso particular del almacenamiento, sus elementos tienen las siguientes características:

Vaso

El volumen del vaso creado por la cortina está ligado a varios factores, a saber: por las aportaciones del río, el uso principal al que se va a destinar la obra, los usos secundarios que estén involucrados y las limitaciones a la altura de la cortina (geología y sismicidad; topografía del sitio y zonas que deben ser inundadas por quedar dentro del vaso; evaporaciones, etc.)

Cortina

La cortina es la estructura que impide el paso del agua, provocando que esta se embalse, su dimensionamiento es función de la topografía y geología del lugar.

Se clasifican por su proyecto hidráulico o por sus materiales de construcción. De acuerdo con su proyecto hidráulico las cortinas son:

- Vertedoras
- No vertedoras

Por sus materiales, las cortinas pueden ser de:

- Tierra
- Materiales graduados
- Enrocamiento
- Concreto, o
- Mixtas

Las cortinas vertedoras son las que se proyectan para descargar sobre sus coronas, por lo que deben estar construidas con materiales que no sean fácilmente erosionables, como el concreto o mampostería. Si el material de la cortina es de tierra o enrocamiento, el agua no debe pasar por encima de la corona, es decir, debe ser no vertedora.

Las de tierra son el tipo más común, porque utilizan material en su estado natural para su construcción, el cual requiere un tratamiento mínimo.

Las de materiales graduados constan de un núcleo central impermeable y de zonas de permeabilidad creciente del centro hacia los taludes. Pueden construirse en casi cualquier roca de cimentación.

Las de enrocamiento utilizan rocas de diversos tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable, este tipo de cortina es adecuada para lugares remotos, en donde se encuentre abundante roca y no haya tierra buena para construir una de tierra.

Por último, las cortinas de concreto se dividen entres tipos:

- De gravedad
- Arco
- De contrafuertes

Se propone una cortina de gravedad cuando se dispone de una cimentación de roca sana.

Una cortina de arco se utiliza cuando la cimentación no es adecuada pero las laderas de la boquilla son capaces de resistir las fuerzas provocadas por el arco.

Una cortina de tipo de contrafuertes es preferible cuando las condiciones de la cimentación no son adecuadas para diseñar alguna de las anteriores, ya que esta cortina sólo requiere un tercio o la mitad de la cantidad de concreto que se emplea para una de tipo gravedad, aunque no por ello resulta menos costosa.

Obra de desvío

Esta estructura sirve para derivar el gasto de la corriente a un lado o a través del emplazamiento de la presa durante el periodo de la construcción; su magnitud varía con el tamaño y potencial de las avenidas que se puedan presentar en el tiempo de construcción de la cortina. En algunas ocasiones se diseña la obra de desvío de tal forma que se pueda emplear la misma estructura para la obra de toma.

Obra de excedencias

Tiene como función dejar escapar el agua excedente o de una avenida que no cabe en el espacio destinado para el almacenamiento, y en las presas derivadoras deja pasar los excedentes que no se envían al sistema de derivación.

Obra de toma

En este caso su función y características se abordaran con mayor detenimiento con el fin de llegar a tener los elementos indispensables para diseñar cada una de las partes que la conforman.

I. 2 Obra de toma

La obra de toma es un elemento indispensable en un sistema de aprovechamiento. Su función principal es la de regular la extracción del agua de una presa o de un río, en la cantidad y el momento en que se requiera y conducirla hasta el lugar donde se usará. El conjunto de estructuras que la integran dejan salir el volumen de agua requerido en forma gradual, como es el caso de una presa de almacenamiento; o bien, derivan los volúmenes recibidos a canales o tuberías, como en una presa derivadora; y dan salida al agua con gastos que dependen de las necesidades que se tengan aguas abajo de la presa, de las necesidades de evacuación o de la combinación de requerimientos múltiples.

Además de estas funciones, en ocasiones puede tener las aplicaciones siguientes:

- a) Durante una emergencia aumentan la capacidad de evacuación al presentarse grandes avenidas.
- b) Bajar el nivel del embalse antes de las primeras avenidas.
- c) En ciertos casos para vaciar el vaso e inspeccionar y reparar las estructuras que se hayan dañado.
- d) En el período de construcción de la presa su túnel, conducto o canal de conducción sirve, en ocasiones, para desviar la corriente.

1.2.1 Localización

La combinación de las características geológicas y topográficas, así como el uso que se le vaya a dar al agua, determinarán las características de cada una de las estructuras y los posibles procedimientos de construcción. Pero será necesario definir previamente el tipo de aprovechamiento (almacenamiento o derivación) y el material que se empleará para la construcción de la cortina, ya que estos aspectos definirán la forma y ubicación de la obra de toma.

En las presas de almacenamiento, las obras de toma deben satisfacer dos condiciones:

- Estar lo suficientemente abajo del nivel mínimo de operación para que se disponga de carga suficiente y se efectúe el flujo. El nivel mínimo de operación puede coincidir o no con el nivel correspondiente a la capacidad de azolves.
- Quedar lo suficientemente alta para no interferir con el almacenamiento para azolves o almacenamiento muerto, y garantizar cierta calidad del agua que se extraiga.

Las obras de toma en presas de derivación son generalmente estructuras de superficie, que se localizan en uno o ambos extremos de la cortina, en donde la elevación del terreno propicie un funcionamiento por gravedad. En caso de que el diseño incluya dos obras de toma, una en cada margen del río, es conveniente que la localización de la cortina se haga en un tramo recto; pero si sólo se requiere de una obra de toma, desde el punto de vista de arrastre de fondo, es ventajoso localizar la toma en la parte cóncava de una curva.

La localización de las obras de toma, en planta, está condicionada a la margen en donde exista la demanda, a las condiciones locales y a la planificación general de las estructuras de la presa.

Desde el punto de vista del material que constituye la cortina, las obras de toma se encuentran alojadas en:

- Cuando se tiene una cortina de concreto, la obra de toma se colocará por lo general dentro de la misma. La pendiente de la conducción se determina revisando la posición de la línea de presiones para flujo máximo y para la condición de golpe de ariete negativo (apertura de una válvula).
- En el caso de que el diseño implique una cortina de tierra o de enrocamiento, la obra de toma puede localizarse en una de las márgenes de la cortina o se resolverá utilizando conductos de concreto o acero colocados en la superficie del desplante de la cortina, en roca firme, o en trincheras excavadas en terreno firme. En ningún caso la obra de toma se cimentará arriba de la superficie de desplante o sobre rellenos, para evitar el daño en las estructuras por los asentamientos diferenciales.
- En cortinas de tierra, enrocamiento o arcos delgados, es recomendable el uso de túneles para la obra de toma, principalmente si deben descargarse gastos de cierta consideración. En realidad este tipo de toma se puede combinar con todos los tipos de cortinas, cuando las laderas están formadas de roca sana.

Como caso particular, las obras de toma en presas de almacenamiento pequeñas, generalmente se construyen cerca del nivel del cauce, ya que estas estructuras no disponen de un almacenamiento permanente, excepto para la retención de limo. Pueden construirse sin compuertas para retardar las descargas, cuando el vaso almacena temporalmente el grueso del escurrimiento de la avenida, o tener compuertas para regular las descargas de las aguas temporalmente almacenadas. Si el objeto de la presa es únicamente elevar y derivar el agua que llega, la obra de toma comúnmente es una estructura de toma o de regulación a un nivel elevado, y se construye un conducto o una pequeña derivación de salida, para surtir de agua al río aguas abajo o para dar salida al agua de la presa durante las estaciones en que no es necesario almacenarla. En las presas en que se almacena agua para riego, uso doméstico, o la conservación de elementos naturales, las obras de toma deben

colocarse lo suficientemente bajas para aprovechar todo el volumen destinado a almacenamiento; sin embargo, se pueden colocar a elevación mayor que la del lecho del río, lo que depende de la elevación mínima establecida para el almacenamiento.

1.2.2 Clasificación

Las obras de toma pueden clasificarse de acuerdo con su descarga, su distribución física y estructural o bien por su operación hidráulica.

Respecto a su descarga, se distinguen tres tipos:

- Descarga directa al río
- Descarga a un canal
- Descarga a una tubería

Respecto a su distribución física y estructural se tiene:

- A superficie libre canales
- Con galería a presión tuberías
- A pie de presa túneles

Respecto a su operación hidráulica:

- Con o sin compuertas o válvulas
- Si trabaja a presión
- Si trabaja como canal

1.2.3 Condiciones que rigen el diseño

El diseño de la obra de toma varía de acuerdo con las condiciones geológicas y topográficas, los tipos y dimensiones de las cortinas, así como las variaciones de gasto por extraer.

La capacidad de la toma y su funcionamiento esta condicionada principalmente por dos factores, la ley de extracciones y el tipo de aprovechamiento, es decir, por las aportaciones y las demandas del proyecto.

La ley de extracciones es un dato previo al diseño, se genera a partir de los datos hidrológicos y del uso de métodos gráficos o estocásticos.

Los datos hidrológicos con que se debe contar para la ingeniería de presas son:

- a) Registros históricos de escurrimientos, presupone que los escurrimientos registrados, o unos muy parecidos, se presentarán nuevamente. Identificando los escurrimientos mínimos para el diseño de las derivaciones y el máximo que determina el diseño de las obras de control y excedencias.
- b) Escurrimientos generados con procedimientos estocásticos, basados en las características de los registros históricos. Estos resultados permitirán estimar alguna de las posibles formas de comportamiento del vaso.

El método gráfico que comúnmente se utiliza para definir la Ley de extracciones es el de la curva masa, el cual permite visualizar en un periodo largo, la tendencia del flujo de un río. Como resultado se obtiene la capacidad que se requiere en el almacenamiento para obtener un gasto de extracción determinado. Por el contrario, si la capacidad del embalse está limitada por condiciones topográficas o geológicas, con rapidez se puede obtener el gasto máximo de extracción.

Una vez determinado el gasto de diseño, las dimensiones de los elementos que integran la obra de toma deben cumplir con los propósitos siguientes:

- ✓ Regular y conducir el gasto necesario en la casa de máquinas con el fin de satisfacer las demandas de energía eléctrica.
- ✓ Asegurar, con pequeñas pérdidas de energía, el gasto en la conducción para un intervalo predeterminado de niveles del embalse o río.
- ✓ Evitar la entrada de basuras, escombros u otros materiales flotantes a la conducción, que puedan dañar las turbinas o los elementos de cierre (compuertas y válvulas).
- ✓ Prevenir, o al menos reducir, el azolvamiento de la conducción, fundamentalmente cuando esta es a superficie libre.

Si la obra de toma forma parte de un aprovechamiento hidroeléctrico, es importante tener suficientes datos de los escurrimientos que llegan a la presa para simular su funcionamiento, confrontándolos con una política de demandas y un criterio de operación. Con el análisis de los resultados se determinan los parámetros principales, como son: el volumen de almacenamiento, la capacidad de la obra de excedencias y de la obra de toma, los niveles de operación, la capacidad de regulación del vaso y, por supuesto, por tratarse de una central hidroeléctrica, la potencia por instalar y la generación esperada.

En cuanto a las características de cada uno de los elementos que conforman la obra de toma, estos se deben planear para satisfacer las condiciones particulares del sitio en estudio. Las elevaciones, las pendientes y los alineamientos los determinarán las cargas de operación, la capacidad requerida, la localización y la elevación del agua en la descarga.

Es conveniente que la distribución en planta de estas estructuras, sea según una línea recta o muy cercana a ella; si es necesario hacer cambios de dirección, los radios de curvatura de los ejes deberán ser de cuatro veces los diámetros de los conductos.

Capítulo II

OBRAS DE TOMA PARA PLANTAS HIDROELÉCTRICAS

II.1 Tipos de obras de toma

Se ha mencionado que existen diferentes usos del agua, entre ellos la generación de energía eléctrica, por lo tanto para cada uno de ellos se tienen obras de toma específicas; en nuestro caso se distinguen dos tipos de obra de toma, una se refiere a la carga bruta con la que trabaja y la otra a su disposición general en cuanto a los elementos que la integran.

Por lo que respecta al primer tipo, se habla de obras de toma para plantas de carga:

- ✓ Baja $H < 15 \text{ m}$
- ✓ Media $15 < H < 50 \text{ m}$
- ✓ Alta $H > 50 \text{ m}$

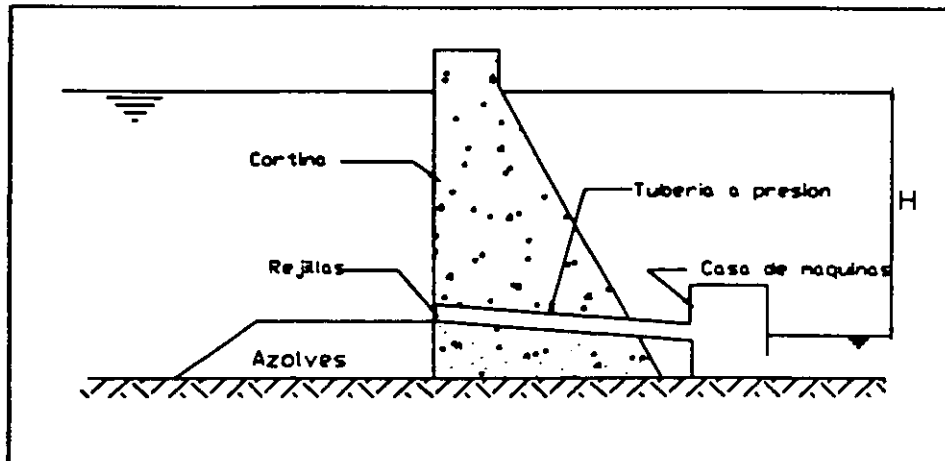


Figura 2.1 Carga de operación H

De acuerdo con su disposición general, se pueden diferenciar tres clases principales de obras de toma:

- ✓ De conducción a superficie libre
- ✓ Con galería a presión
- ✓ A pie de presa

Estos tres tipos de disposición se diferencian considerablemente; por lo que se refiere a una obra de conducción a superficie libre, la generación se rige ampliamente por las aportaciones del río que permite, cuando más, el abastecimiento de las variaciones diarias de 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 generalmente grandes. En estos casos, las variaciones del nivel en el embalse son insignificantes en comparación con la carga útil, de modo que se puede asegurar el aprovisionamiento necesario a través de la regulación del gasto.

II.1.1 Toma de conducción a superficie libre

Esta se emplea cuando las características topográficas son desfavorables para que se presente una fuerte caída, pero el caudal del río permite aprovechar la fuente para la generación de energía. En algunos casos será necesario construir una presa derivadora, la cual servirá para encauzar el flujo necesario hacia la obra de toma, e tener un espacio disponible para la acumulación de sedimentos. Por lo tanto, es necesario conocer y controlar los sedimentos arrastrados por la corriente, ya que una gran parte de este material ingresa a ella provocaría que el desgaste en las turbinas se incremente considerablemente. Por ejemplo, partículas de arena fina con grandes cantos afilados atacan a las paredes de la tubería a presión y a las partes de la turbina que están en contacto con el agua. Este sedimento también daña el revestimiento del canal de conducción.

Para evitar que el sedimento llegue hasta la casa de máquinas, es necesario que la obra de toma cuente con los elementos siguientes, ver Figura 2.2:

- Estructura colectora, compuesta por el canal de acceso, mecanismos de control y rejillas y tanque desarenador
- Canal de conducción y estructuras secundarias (puentes, túneles, sifones, etc.)
- Estructuras de puesta a presión (tanque de regulación)
- Tubería a presión
- Casa de máquinas
- Canal de desfogue

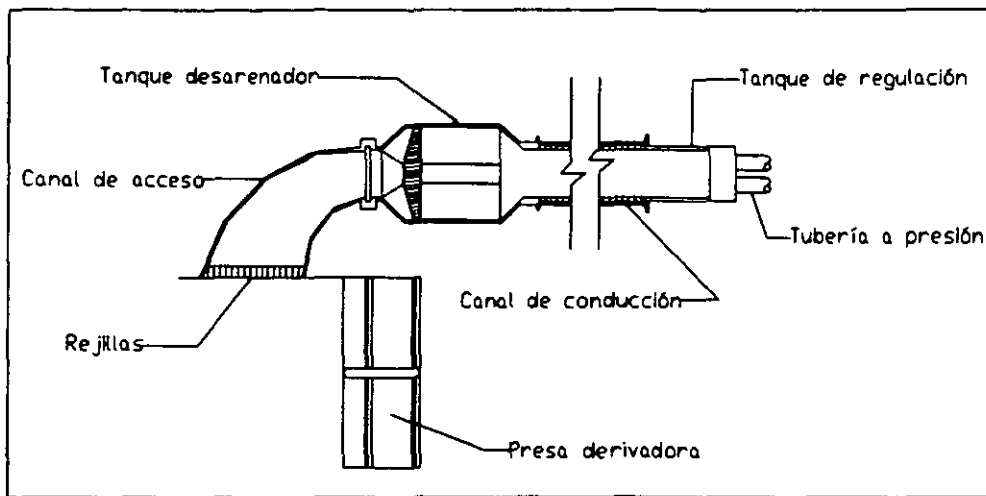


Fig. 2.2 Obra de toma con conducción a superficie libre

El funcionamiento de las tomas con conducción a superficie libre, se basa en la derivación desde una cortina, generalmente, baja. El nivel de plantilla a la entrada de la obra de toma tiene que estar a una altura tal que el funcionamiento hidráulico sea adecuado inclusive cuando se presente el mínimo caudal. Ya que se debe garantizar que el flujo trabaje por acción de la gravedad, desde el umbral de entrada hasta la estructura de puesta a presión. Para aprovechar la mayor carga hidráulica, el canal de conducción deberá tener una pendiente suave y disminuir el recorrido entre la toma y la estructura de puesta a presión, punto en el que termina el canal e inicia una tubería a presión hasta la casa de máquinas, para después descargar el agua en un desfogue o directamente al río.

II.1.2 Toma con galería a presión

Esta obra de toma se recomienda cuando el río, a partir de un estrechamiento para una boquilla, sigue con una fuerte pendiente formando un meandro, de tal modo que mediante una galería a presión a través de la montaña se pueda ganar una caída considerable. Con el fin de garantizar casi siempre la potencia instalada y la máxima generación, el umbral de la obra de toma debe estar lo necesario por abajo del NAMINO para evitar los vórtices y la inclusión de aire, los que afectarían el funcionamiento de las turbinas y restarían continuidad al flujo.

La disposición general de una obra de toma con galería a presión es, ver Figura 2.3:

- Estructura colectora, con sus mecanismos de control y rejillas
- Galería a presión
- Cámara o pozo de oscilación
- Tubería a presión
- Casa de máquinas
- Canal de desfogue

La diferencia principal con respecto a la de superficie libre estriba en que la conducción se hace a presión a través de la galería, la cual se une directamente a la tubería con un pozo de oscilación intermedio.

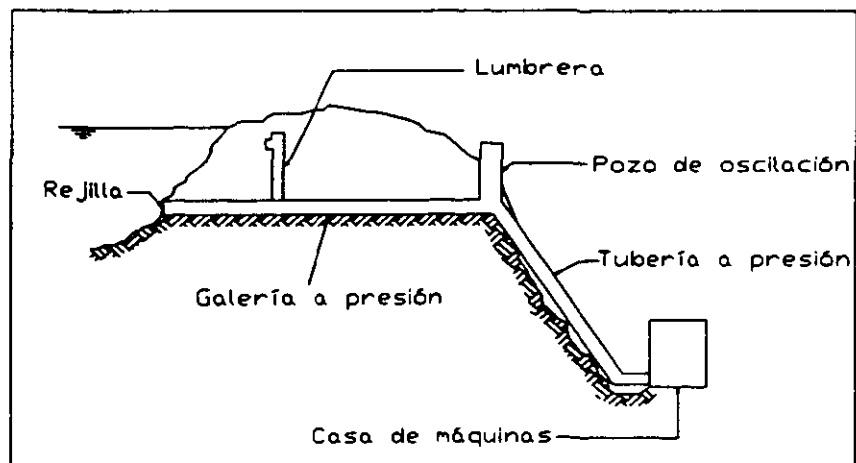


Figura 2.3 Obra de toma con galería a presión

II.1.3 Toma a pie de presa

Se denominan así, a las tomas en que la casa de máquinas está al pie de la cortina y esta conectada directamente al embalse mediante un tubo corto a presión embebido en el cuerpo de la cortina (ver Fig. 2.4).

Se emplea este tipo de toma cuando las características geológicas y topográficas del sitio no permiten aprovechar una mayor carga de agua a la creada en el embalse, es decir, cuando el propio río no tiene después de la cortina fuertes desniveles ni se tiene cerca del sitio algún otro cauce o zona de descarga más bajo.

Sus principales componentes son:

- Estructura colectora, la cual generalmente va adosada al paramento aguas arriba de la cortina
- Tubería a presión, normalmente esta contenida dentro del cuerpo de la cortina
- Casa de máquinas

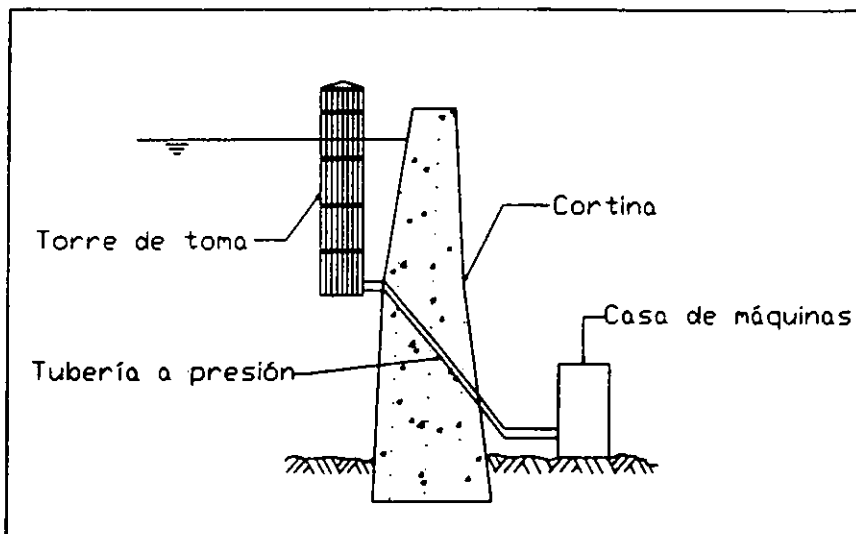


Figura 2.4 Obra de toma a pie de presa

II.2 Características de los elementos de la obra de toma

II.2.1 Estructura colectora

En el caso de una obra de toma con conducción a superficie libre, la estructura colectora tiene como finalidad captar todo el material de arrastre de fondo que llega a la toma. Esta integrada por una entrada con umbral y rejillas de claros amplios, compuertas de entrada y tramo de transición, y desarenador.

Si el caudal del río que se pretende aprovechar acarrea mucho azolve, la captación debe localizarse siempre en el lado exterior de alguna curva, aún cuando este lado sea el menos apropiado. Si la derivación se tiene que realizar en un lugar donde es desfavorable colocar todos los elementos de la obra de toma, se deberá transportar el flujo hasta la orilla adecuada, a través de un puente canal o de un sifón invertido.

Para obras de toma con galería a presión y a pie de presa, se pueden diferenciar tres formas básicas de estructura colectora:

- ✓ Lumbrera
- ✓ Torre de toma
- ✓ Adosada

En tomas con galería a presión, la elección de alguna depende de:

- La variación de las cargas de operación en el vaso
- El gasto que deben controlar
- Las características de las basuras que ingresan al vaso
- La frecuencia con que se tienen que limpiar las rejillas
- Las condiciones que presente el hielo o el posible oleaje dentro del vaso

Se puede utilizar una torre o una estructura adosada, si los controles se van a colocar a la entrada o si es necesaria una plataforma de operación para quitar la basura de las rejillas, para el mantenimiento y limpieza de las rejillas para peces o para instalar compuertas de tablonés. Cuando la estructura sirve solamente como

entrada al conducto de la obra de toma u ordinariamente no es necesaria la limpieza de basura, se puede adoptar una estructura con lumbrera.

En las obras de toma a pie de presa, el tipo de estructura colectora esta en función de las características de la obra de toma.

- En cortinas de gravedad, la estructura de rejillas va usualmente adosada al paramento de aguas arriba. La boca de entrada a cada tubería debe ser abocinada para ocasionar menos pérdidas de carga. Como dispositivo de emergencia, puede usarse algún tipo de compuerta, que se moverá en el paramento de aguas arriba de la cortina o a lo largo de un pozo dentro de ella. En lugar de una compuerta puede utilizarse una válvula de emergencia, de tipo mariposa u otra apropiada que se instalará en la tubería en un sitio próximo a la entrada, dentro de una cámara en el cuerpo de la cortina. La válvula de mariposa, generalmente, va acompañada de un cono reductor aguas abajo, siendo ella de mayor diámetro que la tubería. La bocina de entrada terminará en un diámetro igual al de la válvula.
- En cortinas de contrafuertes cuando son del tipo de arcos múltiples, por lo general, la obra de toma se coloca al centro de uno de ellos, quedando las rejillas apoyadas en el arco. La válvula de emergencia, usualmente de tipo mariposa, se instala aguas abajo del arco al inicio de la tubería inclinada que se apoya en muros y atraques; esta válvula quedará dentro de una caseta de maniobras en donde estarán los mecanismos de operación, y se ubicará en un lugar protegido contra inundaciones del agua que descargue la obra de excedencias. Si la cortina es de machones de cabeza redondeada o de diamante, cada obra de toma se alojará entre dos de ellos; la rejilla se apoyará en dos de las cabezas. La válvula de emergencia será de tipo mariposa y estará en el tramo inicial de la tubería de acero, con un acceso a sus mecanismos de operación a través de una galería que cruce los contrafuertes hasta la ladera.
- En cortinas de arco bóveda, la forma de alojar las rejillas, la tubería y las válvulas de la obra de toma son semejantes a las empleadas en cortinas de machones. Es

común que en este tipo de cortinas se evite transmitir las cargas de las rejillas por lo tanto, la solución propuesta es la de independizarlas en una torre de toma ubicada aguas arriba de la cortina. Las compuertas con sus mecanismos de operación quedarán en la torre.

La tubería de acero se iniciará en la torre pero es necesario protegerla con concreto para evitar su oxidación entre la torre y la cortina. La plataforma de maniobras de la torre se comunicará con la corona de la cortina mediante un puente.

La entrada del conducto se puede colocar vertical, inclinada u horizontal, según se requiera. Cuando se desea un umbral a un nivel más elevado que el del conducto, la toma puede ser una entrada semejante a la de un vertedor de embudo. Generalmente, los conductos a nivel llevan entradas verticales. En la mayoría de los casos las entradas de los conductos deben tener las aristas redondeadas o abocinadas para reducir las pérdidas hidráulicas.

Estructura de rejillas

Evitan el paso de objetos sólidos que pueden afectar a las válvulas, turbinas y bombas. Su forma depende, principalmente, del tipo de cortina en la que se coloquen, estas pueden ser de planta cuadrada, rectangular, poligonal o circular, dispuestas en paneles o secciones de tamaño y peso conveniente para su manejo y transporte.

Las rejillas que más se utilizan son de barras o placas de acero verticales o ligeramente inclinadas, paralelas y uniformemente espaciadas para permitir el uso de rastrillos durante la limpia.

La necesidad de rejillas en las obras de toma depende del tamaño del canal de descarga o conducto, del tipo de mecanismo de control, de la naturaleza de las basuras del vaso y del tipo de turbinas a utilizar. Estos factores definen el tamaño de

las aberturas de las mismas. Su disposición depende de la accesibilidad para quitar la basura acumulada.

La limpieza de estos elementos se puede realizar en forma manual o mecánica.

Estructura de control

Es un conjunto de compuertas o válvulas con sus mecanismos de operación, localizadas, principalmente, a la entrada de la toma, y su función es regular el flujo del agua que se conduce hacia la casa de máquinas.

Las compuertas para las obras de toma se clasifican como de servicio o de emergencia, de acuerdo con la función que desempeñan en la estructura. Las compuertas que se usan para controlar y regular los gastos en la obra de toma, se proyectan para operar en cualquier posición, desde cerradas hasta completamente abiertas; mientras que las de emergencia, se proyectan sólo para utilizarse completamente cerradas, en caso de que se requiera reparar o dar mantenimiento al canal de conducción o a las compuertas de servicio.

Existen diversos tipos de compuertas, entre los que destacan:

- Deslizantes
- Radiales
- Rodantes

Las compuertas deslizantes consisten de marcos rígidos compuestos por ángulos, a través de los cuales se deslizan placas metálicas mediante un vástago o tornillo (Fig. 2.5). Se utilizan principalmente como elementos de emergencia. Las dimensiones que usualmente utiliza la C.N.A. son:

Longitud horizontal	61	76	91	91	91	107	122	122	122	152	152	152	183	200
Longitud vertical	91	76	91	122	61	107	152	92	122	152	122	183	183	200

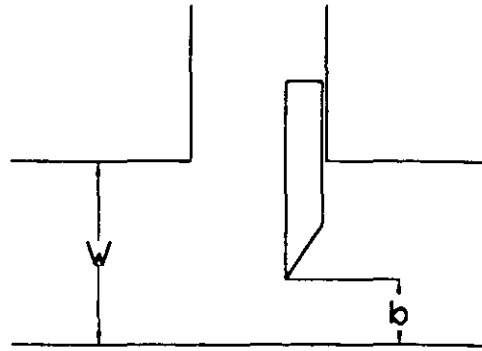


Fig. 2.5 Compuerta deslizante

Por lo que respecta a las compuertas radiales, estas tienen como particularidad proporcionar un control más exacto y rápido del caudal (ver Fig. 2.6). Su diseño se basa en placas metálicas cilíndricas apoyadas en armaduras, su centro de rotación se ancla sobre ménsulas empotradas en pilas y en muros. La superficie cilíndrica se hace concéntrica con los ejes de los apoyos, de manera que todo el empuje producido por el agua pasa por ellos; en esta forma sólo se necesita una pequeña cantidad de movimiento para elevar o bajar la compuerta, por lo que en la práctica se utilizan como de servicio. Las dimensiones que en la práctica se han utilizado son:

Alto de la compuerta (m)	1.5	2	2.5	3 a 5	5.5 a 6
Ancho de la compuerta (m)	1.5 a 3	1.5 a 4	1.5 a 5	2 a 6	3 a 6.5

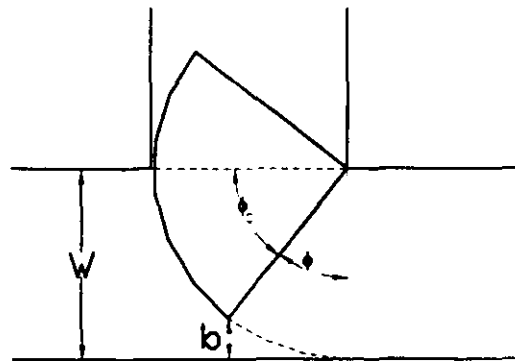


Fig. 2.6 Compuerta radial

Por último en las compuertas rodantes el elemento de cierre u obturación se mueve sobre un tren de ruedas hasta el momento preciso de condición estanca, ya sea que la hoja quede sentada sobre el marco de apoyo, o que, siguiendo apoyada sobre las ruedas selle perimetralmente, debido a su peso. Se izan con cadenas o cables por medio de grúas especiales. Se utilizan en obras de toma profundas, para casos de emergencia y de servicio.

Al igual que las compuertas, las válvulas pueden ser de servicio o de emergencia y tienen como función regular el flujo de agua. Entre las más comunes destacan:

- De compuerta
- De mariposa
- De aguja
- De tubo
- Esférica
- De chorro divergente
- Check o de no retorno

Las válvulas de emergencia que comúnmente se utilizan son las de compuerta, para pequeñas obras de toma, y las de mariposa, para obras de toma mayores.

La válvula de compuerta, ver Fig. 2.7, consiste esencialmente de una placa o disco que puede obturar total o parcialmente la tubería, deslizándose perpendicularmente a ella. Se utilizan en plantas de caídas altas y pueden operarse eléctrica, hidráulica o manualmente.

Las válvulas de mariposa, ver Fig. 2.8, son las más eficientes y económicas, su principal aplicación es la regulación a la entrada de la turbina o como válvula de emergencia. Con el objeto de propiciar un mejor flujo en la zona de la válvula, se acostumbra darle mayor diámetro que a la tubería para compensar en área hidráulica la obstrucción de la lenteja.

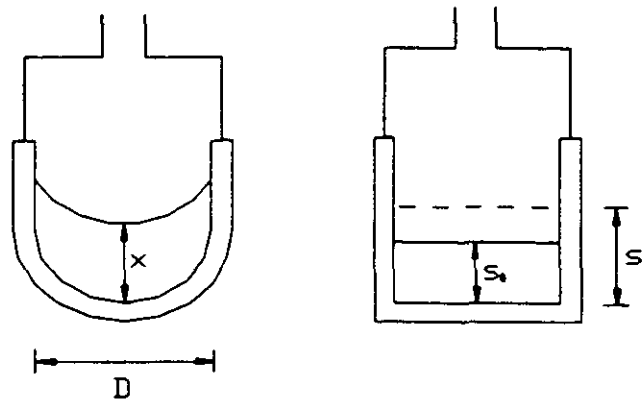


Fig. 2.7 Válvulas de compuerta

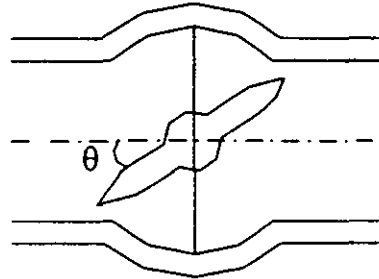


Fig. 2.8 Válvula de mariposa

Las válvulas de aguja son las más usadas como dispositivos de servicio y para control de gastos; su diámetro varía de 0.1 a 2.6 m. En los últimos años estas válvulas han caído en desuso ante los nuevos modelos, menos complicados y más económicos.

Por lo que respecta a las válvulas de tubo, por lo general son más cortas, más ligeras en peso y más económicas que las de aguja. Deberán operarse arriba del 35% de su capacidad y no estar ahogadas.

La válvula esférica, ver Fig. 2.9, se utiliza para operar turbinas o como dispositivo de emergencia.

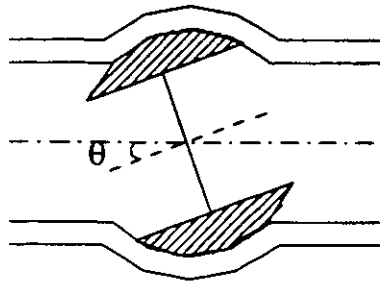


Fig. 2.9 Válvula esférica

Las válvulas de chorro divergente tienen como característica dispersar el chorro de agua para evitar que éste se concentre en un cierto lugar. Ha probado ser una excelente válvula de servicio, más simple y económica que los otros tipos antes mencionados, para gastos importantes.

Las válvulas check, ver Fig. 2.10, solamente permiten el paso del flujo en un solo sentido.

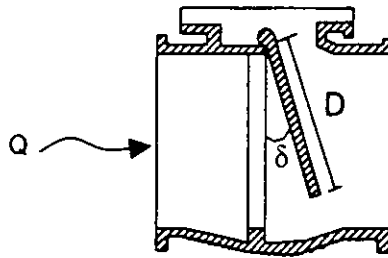


Fig. 2.10 Válvula Check

Un elemento adicional que se debe considerar cuando se tiene una compuerta o válvula en una tubería, es la tubería de aireación que tiene la función de comunicar la parte superior de la sección de la tubería aguas abajo de una válvula o compuerta, con la atmósfera libre.

Transiciones

Tienen 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 o del canal de conducción. La transición debe ser gradual para reducir las pérdidas de carga y

evitar que se presenten zonas en las que la presión absoluta del agua alcance la de vaporización y se provoque cavitación.

La transición se debe ajustar lo más posible a la forma de un chorro descargando a superficie libre. Las formas más eficientes son el arco de elipse simple, utilizado en conductos circulares, y el de dos arcos de elipse combinados empleado en conductos rectangulares.

Desarenador

Esta estructura sólo es necesaria para las obras de toma a superficie libre. Sus principales funciones son:

- Mantener un canal bien definido frente a las compuertas reguladoras de la toma en donde se depositan los sedimentos
- Evitar la entrada de materiales gruesos al canal de conducción
- Regular el nivel del agua dentro de pequeños límites si las variaciones del agua en el río son pequeñas

Las partes que lo integran son: canal desarenador, compuertas de limpia y canal de arrastre.

En el canal desarenador se lleva a cabo la sedimentación de las partículas, por lo tanto, sus dimensiones deben garantizar la acumulación del sedimento dentro del mismo. El uso de compuertas exclusivas para esta parte de la obra de toma, es con el fin de eliminar el sedimento del desarenador, ya que sirven para mantener aislados el canal principal y el canal de arrastre; al izar las compuertas se permite el paso del agua hacia el canal de arrastre. El canal de arrastre tiene una pendiente fuerte, que proporciona la velocidad necesaria para arrastrar los sedimentos y con ello limpiar el canal principal.

II.2.2 Obras de conducción

Los elementos que se utilizan para la conducción dependen del tipo de obra de toma, y pueden ser conductos cerrados o abiertos. Entre los primeros se encuentran las tuberías y los túneles.

Las tuberías se caracterizan por trabajar a presión y están diseñadas para soportar las sobrepresiones producidas por el fenómeno del golpe de ariete; su sección transversal es circular y los materiales que la conforman pueden ser, principalmente, concreto reforzado y acero. Estas estructuras deben localizarse en el mejor tramo de la cimentación de la presa, los detalles del proyecto deben prever movimientos por asentamiento, contracción y desalojamiento lateral o longitudinal, sin interferir con la continuidad de la estructura, que debe ser un conducto a prueba de filtraciones.

En las cortinas de tipo rígido, ya sea gravedad o arco, por lo general se proyecta una tubería de acero que atraviese el cuerpo de la cortina. En el caso de cortinas flexibles, tierra o enrocamiento, y cuando no hay necesidad de hacer pasar el conducto bajo la cortina, este tendrá que soportar el peso del material de la cortina, presiones laterales y, en algunos tramos, la presión hidrostática; en estos caso se recomienda el uso de conductos de concreto reforzado.

Como caso particular se encuentran los sifones, que sirven para salvar obstáculos, tales como las vías del ferrocarril, caminos, otros canales o depresiones del terreno; pueden tener una sección transversal circular o rectangular. Aunque son conductos a presión, no se ven afectados por el fenómeno del golpe de ariete.

En el caso de los túneles pueden o no trabajar a presión, y por lo general se diseñan para trabajar sin sobrepresiones provocadas por el golpe de ariete; debido a esta situación es necesario colocar un pozo de oscilación al final del túnel a presión. Su sección transversal puede ser circular, en herradura o portal, como se muestra en la Figura 2.11.

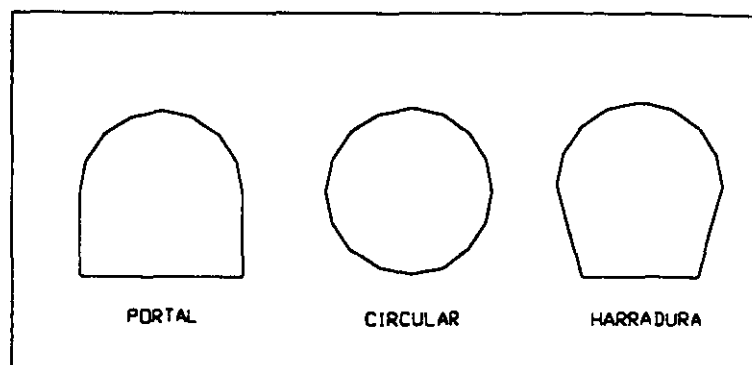


Fig. 2.11 Tipos de sección de los túneles

Se recomienda el empleo de túneles cuando las condiciones de las laderas y de la cimentación permiten su empleo, y si resultan económicas en comparación con los otros tipos. Los túneles no quedan en contacto directo con el terraplén de la presa y por lo tanto, constituyen un método más seguro y más durable que el que se puede obtener con un conducto enterrado o con un canal abierto. Con los túneles se experimentarán los asentamientos mínimos en las cimentaciones, los menores movimientos diferenciales y desalojamientos de las estructuras en un túnel que haya sido perforado en las laderas de buen material, y las filtraciones a lo largo de las superficies exteriores del revestimiento del túnel o en el material que lo rodea serán menos importantes. Además, existen menos probabilidades de falla de alguna porción del túnel que origine la inestabilidad de la presa, que en un conducto enterrado que pase por abajo o a través de la misma.

Los conductos abiertos se les conoce como canales y su principal característica es la de trabajar a superficie libre. En estas estructuras se debe cuidar el nivel de la superficie libre del agua, ya que puede ocasionar serios problemas si se llegara a desbordar. Los materiales que se emplean para su construcción dependen de que se revista o no el canal, los más comunes son el concreto simple, el concreto asfáltico, el concreto armado, de membrana o material compactado. La sección típica es la trapecial.

Como caso particular esta el puente-canal, que es una estructura que trabaja por gravedad y sirve para salvar depresiones del terreno, siempre y cuando sean de poca altura.

II.2.3 Pozo de oscilación

Su objeto es disminuir la sobrepresión que se produce al operar una válvula (reducir el golpe de ariete) o al presentarse un cambio en la demanda.

Si ocurre esto último la variación solicitada en el gasto se logrará con más rapidez si se dispone de un pozo de oscilación. En efecto, si se pide menor gasto, el exceso que viene por el túnel de conducción entra en el pozo, elevando su nivel y por consiguiente la línea de la energía, lo que hace que el flujo se frene y en esta forma el vaso proporcione más rápidamente el gasto solicitado.

Lo contrario sucede cuando aumenta la demanda; como es el caso en que el incremento de gasto necesario es suministrado más rápidamente por la cámara de oscilación que por el vaso, ya que la primera se encuentra más cerca de la turbina. Además, al salir agua del pozo hacia la turbina, su nivel baja e inclina el gradiente de energía de la conducción, lo que induce una aceleración del flujo en el túnel de conducción y favorece la obtención del nuevo gasto con mayor rapidez.

El pozo de oscilación debe tener un área transversal mínima para que pueda garantizarse que las oscilaciones no se incrementaran por el regulador, sino que irán disminuyendo paulatinamente. Si esto sucede, se dice que el pozo es estable.

La ubicación del pozo de oscilación puede ser exterior o interior si la casa de máquinas también lo es, es decir, cuando se encuentra alojada dentro del cerro o de la cortina de la presa.

Por lo que se refiere a su ubicación respecto a la casa de máquinas, el pozo puede encontrarse aguas arriba o aguas abajo de ella. En el primer caso, sirve para interceptar la onda de presión y reducir en el túnel de conducción las presiones excesivas. Además proporciona protección a la tubería si no hay válvula reguladora

de presión o si esta no funciona. Si el túnel de desfogue es muy largo y esta sujeto a sobrepresiones, se recomienda ubicar el pozo de oscilación aguas abajo de la casa de máquinas.

Existen diferentes tipos de cámaras de oscilación, debido a las desventajas que presentan los pozos de sección transversal circular, ya que en este tipo se presentan las mayores oscilaciones y su estabilización es más lenta, por lo que sólo se recomienda usarlo en centrales pequeñas en donde estos factores no son considerables. Entre las estructuras que reducen más rápidamente las oscilaciones del tamaño de la misma están:

- Pozo con diafragma
- Pozo de oscilación con cámaras de expansión
- Pozo diferencial tipo Johnson

El pozo con diafragma, ver Figura 2.12, tiene en su entrada una placa con orificios llamada diafragma. Se utiliza generalmente cuando los gastos son pequeños y las cargas grandes. Además, su estructura sencilla permite colocarlo en el exterior, por lo que es común que sobresalga de los cerros o de las cortinas.

El pozo de oscilación con cámaras de expansión tiene dos expansiones de gran volumen, localizadas una sobre el nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO), llamada expansión superior, y otra abajo de dicho nivel; ambas comunicadas tal como se muestra en la Figura 2.13.

Por su estructura, este pozo es casi siempre interior. Se encuentra generalmente alojado o dentro del cerro, excavado en la roca o dentro de la cortina. Se utiliza normalmente en plantas con gastos medianos y grandes y cargas medias.

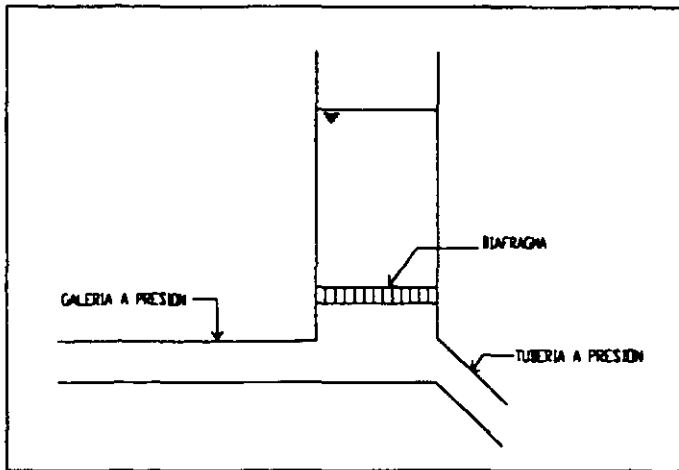


Fig. 2.12 Pozo con diafragma

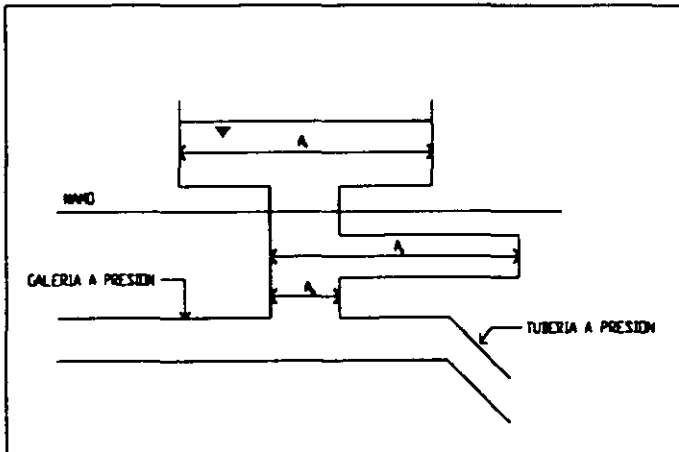


Fig 2.13 Pozo con cámaras de expansión

El pozo diferencial tipo Johnson, está formado por dos pozos cilindricos, ver Figura 2.14. La cámara o galería interior está unida por medio de una estructura a la cámara exterior, y este hace también el papel de diafragma. Además, esta estructura contribuye notablemente a amortiguar las oscilaciones, porque la diferencia de niveles que siempre hay en las cámaras exterior e interior ayuda a lograr más rápidamente el equilibrio. Vogt hizo una modificación a este tipo de pozo, que consiste en agregar un diafragma en la arte superior de la galería central. Esta modificación incrementa aún más su estabilidad.

El pozo diferencial tipo Johnson puede ser exterior, ya que estructuralmente no ofrece problemas. Desde el punto de vista hidráulico es útil en casos semejantes a los de la cámara de oscilación con expansiones, con la ventaja de que su diámetro y su altura son menores que los de un pozo con diafragma.

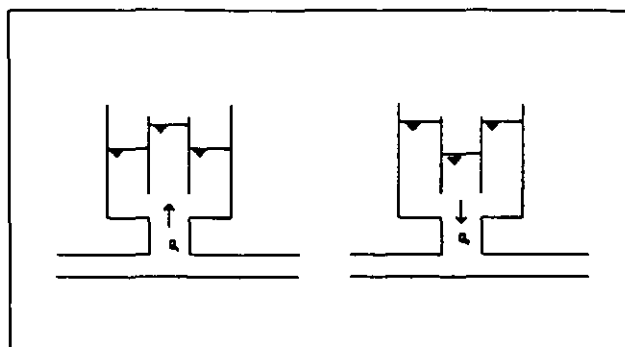


Fig 2.14 Pozo diferencial tipo Johnson

II.2.4 Desfogue

El desfogue es la última estructura de la obra de toma. Consta de un tubo de aspiración cuya finalidad es recuperar parte de la energía cinética que tiene el agua al salir del rodete, transformando ésta en energía de presión, y un canal que conduce el flujo hasta el lugar donde será dispuesto.

El difusor del tubo de aspiración puede estar directamente conectado a un río o a un embalse, en este caso el nivel de la superficie libre del agua en el cuerpo receptor influirá directamente en la posición de éste. Sin embargo, cuando se requiere de una conducción entre el difusor y el cuerpo receptor el nivel de la superficie libre del agua en el canal dependerá de las condiciones topográficas y geológicas las cuales determinarán la geometría de dicha estructura. Ambos casos pueden dar como resultado que el nivel del agua en el desfogue se encuentre arriba o abajo de la posición del difusor.

II.3 Aspectos geológicos

Una vez que se ha determinado el posible tipo de obra de toma, es necesario determinar las condiciones geotécnicas del terreno que intervienen en el proyecto, diseño, costo y vida útil del programa ingenieril propuesto.

Al investigar la geología de un sitio determinado, se debe de obtener una geología muy particular que nos hable:

- De la resistencia mecánica del terreno
- Del equilibrio de los taludes
- De las condiciones estructurales en relación con los estudios realizados
- De las condiciones de permeabilidad del terreno

Tal como sucede en cualquier exploración, antes de decidir el tipo de muestreo y pruebas a realizar, es necesario tener una primera idea del área que se piensa explorar; el costo del conjunto de estos estudios puede decirse que son relativamente bajos, del orden de uno a ocho por ciento del costo total de la obra, por lo que no deben escatimarse gastos para realizar un estudio lo más completo y confiable posible, ya que una información insuficiente de las características del terreno puede traer como consecuencia un diseño inadecuado.

En la investigación del sitio es necesario realizar cuatro etapas, las cuales son:

1. Estudios preliminares
2. Estudios de detalle
3. Estudios durante la construcción
4. Estudios durante la operación

En la siguiente tabla se muestran esquemáticamente las etapas básicas de investigación.

ETAPA		ESTUDIO	DESARROLLO
I	Reconocimiento preliminar	Topografía	Recopilación de la información disponible Fotogrametría
		Geotecnia	Recopilación bibliográfica y cartográfica Estudios de sensores remotos Recorridos de campo
II	Exploración e investigación detallada	Topografía	Fotogrametría Levantamientos topográficos
		Geotecnia	Levantamientos geotécnicos <ul style="list-style-type: none"> • Litología, estratigrafía y estructuras • Reconocimiento de discontinuidades: fallas, fracturas, estratificación, discordancias • Fenómenos de geodinámica Externa: estabilidad de taludes, zonas de alteración y erosión Interna: fallas activas, vulcanismo y sismicidad, tectónica Geofísica <ul style="list-style-type: none"> • Localización de roca sana • Localización del nivel freático • Estratigrafía • Calidad de los materiales Perforaciones <ul style="list-style-type: none"> • Muestras de suelos alteradas e inalteradas • Recuperación de núcleos de roca y muestreo integral • Inspección de las paredes de los pozos (televisión y fotografía) Excavaciones <ul style="list-style-type: none"> • Muestras cúbicas de suelos y rocas • Estratigrafía • Características estructurales de los macizos • Características estructurales de los macizos • Observación de fallas y fracturas Pruebas de campo <ul style="list-style-type: none"> • Resistencia y deformabilidad • Permeabilidad • Estados de esfuerzos tectónicos Pruebas y estudios de laboratorio <ul style="list-style-type: none"> • Propiedades índice • Propiedades mecánicas • Mineralogía y petrografía

III	Construcción	Geotecnia	Localización y ubicación de bancos y ensayos de materiales <ul style="list-style-type: none"> • Obtención de materiales de construcción • Definición de métodos constructivos
IV	Operación	Geotenia	Instrumentación y control <ul style="list-style-type: none"> • Piezometría • Instrumentación de fallas y taludes • Pruebas de inyección • Influencia de la obra en los procesos geológicos

Tabla 2.1 Desarrollo de las etapas de exploración. (Ref. 18)

Con toda esta información procesada se puede obtener el programa de exploración del suelo, la cual puede requerir de un solo tipo de muestreo o de un conjunto de ellos.

Se cuentan con dos tipos de muestreo, el preliminar y el definitivo. Dentro de primero se encuentran:

- Pozo a cielo abierto.
- Método de penetración estándar.
- Método de penetración cónica.

Mientras que dentro del definitivo se tienen:

- Pozo a cielo abierto, con muestras inalteradas.
- Muestreo con tubos de pared delgada.

La Prueba de Penetración Estándar permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetómetro. Con las muestras alteradas que se obtienen es posible clasificar el suelo, determinando su estratigrafía, granulometría, plasticidad, contenido de agua y propiedades índice; obteniéndose una idea de la compacidad relativa a través de la resistencia a la penetración estándar. Los resultados que se obtienen sirven para

tomar las primeras decisiones del proyecto, tales como el trazo, el nivel, una idea del procedimiento constructivo, las secciones transversales permisibles, la planta arquitectónica, etc. Este método es el más utilizado en México.

Este tipo de pruebas son económicas y aportan datos con gran rapidez, razón por la que en ocasiones se llevan a cabo como una primer etapa del programa de exploración.

El uso del tubo Shelby en la exploración de los suelos, es con la finalidad de realizar pruebas triaxiales, obteniéndose la cohesión, fricción y módulo de elasticidad de las muestras inalteradas del suelo. Estos datos son necesarios para el diseño estructural y de los procedimientos constructivos. Además, que corroboran el trazo, el perfil, la geometría y planta de las secciones de la obra de toma. Este método se emplea, principalmente, para obtener las características de diseño de los canales.

La realización de una exploración mediante un pozo a cielo abierto, da la oportunidad de observar físicamente la estratigrafía, tocar y sentir el suelo y extraer muestras cúbicas, que evidentemente dan resultados más precisos en las pruebas triaxiales. Este tipo de exploración se recomienda para el diseño de canales y lumbreras principalmente, aunque es un procedimiento en muchos de los casos costoso.

Capítulo III

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA OBRA DE TOMA

Una vez que se ha determinado el tipo y ubicación de la obra de toma se diseñan una a una las diferentes estructuras que la componen, considerando las condiciones de diseño obtenidas del tránsito de la avenida. Ya calculadas las dimensiones geométricas de las estructuras, se hace una revisión del funcionamiento hidráulico para condiciones mínimas y máximas; utilizando la ecuación de la energía, se definen las cotas de plantilla y la superficie libre del agua, que regirán el diseño de la estructura siguiente.

La ecuación de la energía, ver Figura 3.1, se aplica para conocer las condiciones hidráulicas entre dos secciones previamente determinadas. Las secciones se ubican en el sentido del flujo, con números que van de 1 hasta cubrir el total de secciones que interesen.

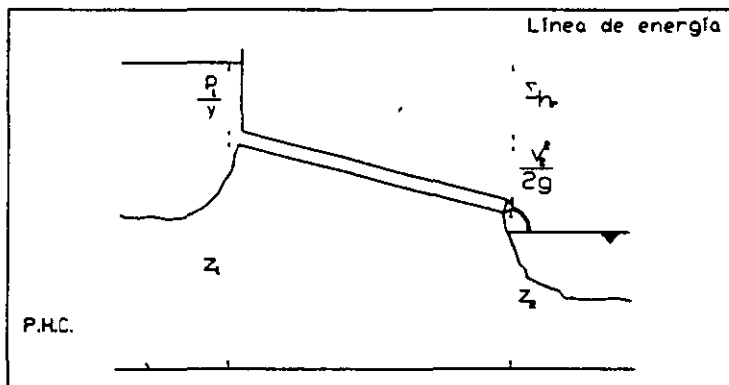


Fig. 3.1 Línea de energía

La aplicación de la ecuación de la energía entre las secciones (1) y (2) de la Figura 3.1 queda de la manera siguiente:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \Sigma h_r \quad (3.1)$$

donde

z_1 y z_2 carga de posición respecto al plano horizontal de referencia, en m

$\frac{p_i}{\gamma}$ carga de presión, en m

$\frac{v_i^2}{2g}$ carga de velocidad, en m

Σh_r pérdidas de energía, incluyen tanto la de fricción como las locales, en m

III.1 Estructura colectora

Un buen diseño de la estructura colectora 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; por lo tanto, es necesario escoger una transición tal que tenga el mínimo de pérdidas dentro de ella misma y que evite problemas de separación, turbulencia exagerada y aún cavitación, lo cual se logra propiciando superficies de transición adecuadas, cambios de dirección graduales, aireaciones y acabados finos. Las partes que la integran son: umbral de entrada, estructuras de control y rejillas, transición, desarenador. Para el caso de obras de toma con galería a presión y a pie de presa no se requiere del desarenador.

III.1.1 Umbral de entrada

Este elemento es de gran utilidad en las tomas a superficie libre, ya que reduce en forma considerable la entrada de sedimento al resto de las estructuras. La geometría en planta del canal de entrada se puede adaptar a las fronteras obtenidas por una red de flujo determinada por un método gráfico o numérico, a fin de evitar separaciones y la formación de vórtices que produzcan un funcionamiento indeseable.

Antes del umbral de entrada se coloca un delantal deflector de sedimentos para permitir el lavado periódico de los azolves retenidos por el umbral, el cual se extiende hasta la compuerta desarenadora del vertedor.

Para definir el ángulo más conveniente de la derivación, podemos recurrir a los estudios que realizó Sokolov, él cual propuso la ecuación siguiente:

$$\cos \psi_1 = \varepsilon \left(1 - \frac{y_f - y_c}{y_f} \right) \cos \psi \quad (3.2)$$

$$\varepsilon = \frac{b_c}{b}$$

donde

- ε coeficiente de contracción de entrada, el cual varía entre 0.8 y 0.4 para ángulos de derivación agudos o cerca del recto, respectivamente
- y_f tirante del 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 y el gasto mínimo necesario para satisfacer las condiciones de operación de la planta, en m
- ψ ángulo de entrada de la corriente obtenido de la red de flujo, en grados
- b ancho de plantilla del canal, en m
- b_c ancho de plantilla crítico del canal, en m

III.1.2 Rejillas

El diseño de las rejillas consiste en calcular el área, la separación entre barras y el espesor de las mismas, estas dimensiones están en función del tipo de sedimentos o basuras que se encuentren en el vaso, así como de las características de las turbinas.

Para dimensionar el área, se considera una velocidad en la sección bruta de la rejilla, que depende de varios factores, todos ellos importantes. Los valores óptimos son los que se indican a continuación:

- En plantas de baja carga la velocidad del agua, calculada con el área bruta de rejillas, debe estar entre 1 y 1.3 m/s. Si las barras no están suficientemente rigidizadas, es preferible no usar velocidades mayores a 1 m/s, y si las rejillas se

van a limpiar manualmente, será preferible que la velocidad disminuya hasta 0.60 m/s.

- En plantas de alta carga, la velocidad para el área bruta de rejillas puede subir hasta 3.3 y 4 m/s siempre que las rejillas se diseñen adecuadamente contra la vibración dándoles una rigidez adecuada y, en ocasiones, usando barras de forma hidrodinámica. De lo contrario, es preferible limitar los valores a los indicados para plantas de baja carga.

Aunque en la práctica es común utilizar velocidades entre 0.6 y 0.9 m/s frente a la rejilla, para tener una velocidad en el área neta de la rejilla como máximo 1.5 m/s.

Por lo tanto, de la ecuación de continuidad, se tiene:

$$A_{br} = \frac{Q_d}{v_{perm}} \quad (3.3)$$

donde

A_{br} área bruta de las rejillas, en m^2

Q_d gasto de diseño, en m^3/s

v_{perm} velocidad permisible, escogida a partir de los valores óptimos, en m/s

Para determinar el ancho (B) y la altura (L) de las rejillas, se considera que $B/L=0.5$

A continuación se indica la forma de determinar la separación entre rejillas, que depende del tipo de obra de toma en que se encuentren.

Tomas a superficie libre

En este tipo de toma, las rejillas están formadas por soleras delgadas de acero colocadas de canto, con una separación de 5 a 15 cm y arregladas en tableros.

La separación entre rejillas de claros amplios que impiden el paso de material en flotación varía entre 10 y 50 cm. Estas rejillas se construyen con rieles, secciones roladas, tubos, etc, y tienen una inclinación respecto a la horizontal que varía entre 70 y 80°. Se pueden limpiar a mano o con mecanismos especiales. Para una

eliminación eficiente de basuras y materias en flotación, se recomiendan pantallas sumergidas con profundidades entre 0.5 y 1 m por abajo del nivel mínimo inalterado del agua.

Tomas con galería a presión y a pie de presa

En estos casos, la separación entre rejillas depende principalmente del tipo de turbina que se desee proteger, de modo que se impida el paso de cuerpos de mayor tamaño que el claro libre entre álabes.

Cuando no se conocen las dimensiones detalladas del rodete de la turbina elegida, se pueden utilizar los criterios siguientes:

- Para turbinas de impulso, el claro libre entre rejillas no debe ser mayor de $\frac{1}{5}$ del diámetro del chorro descargado para la máxima apertura de la válvula de aguja. Si la turbina es muy pequeña, esta regla proporciona claros muy reducidos, siendo preferible en ese caso utilizar redes metálicas.
- Para turbinas Francis, el claro libre entre rejillas oscila entre 5 y 8 cm.
- En turbinas hélice, el claro libre entre rejillas oscila entre 8 y 15 cm para turbinas de tamaño medio (2.5 y 5 m de diámetro) y de 15 a 25 cm para turbinas grandes (5 y 7.5 m de diámetro). Esto equivale a la recomendación aproximada de $\frac{1}{30}$ del diámetro del rodete.

La separación entre rejillas se logra mediante pernos y separadores que les dan a su vez rigidez contra el pandeo lateral.

El espesor (e) no debe ser menor de 9.5 mm a fin de considerar los efectos de la corrosión. En tomas muy profundas es preferible no utilizar barras con espesores inferiores de 12.7 mm. La otra dimensión de la rejilla paralela al flujo queda determinada, principalmente, por razones estructurales, pero también para permitir la limpieza. Para esto último, es suficiente que la distancia desde la cara exterior de la rejilla (lado del embalse) hasta el separador que evita el pandeo lateral sea por lo menos 38 mm. La relación peralte/espesor de rejillas más usual oscila entre 5 y 12.

Una vez que se ha determinado la sección transversal de las barras, se calcula la pérdida de energía del flujo a través de la rejilla, la cual se expresa como:

$$h_r = k \frac{v^2}{2g} \tag{3.4}$$

donde

h_r pérdida de carga por rejillas, en m

v velocidad de entrada, en m/s

k constante que se calcula con la expresión propuesta por Kirschmer

$k = C \left(\frac{e}{b}\right)^3 \text{sen} \theta$. El valor de C esta en función de la geometría de la barra, ver

Figura 3.2

θ ángulo de inclinación de las, en grados, ver Figura 3.3

s separación centro a centro de las barras, en m

b ancho de la rejilla, en m

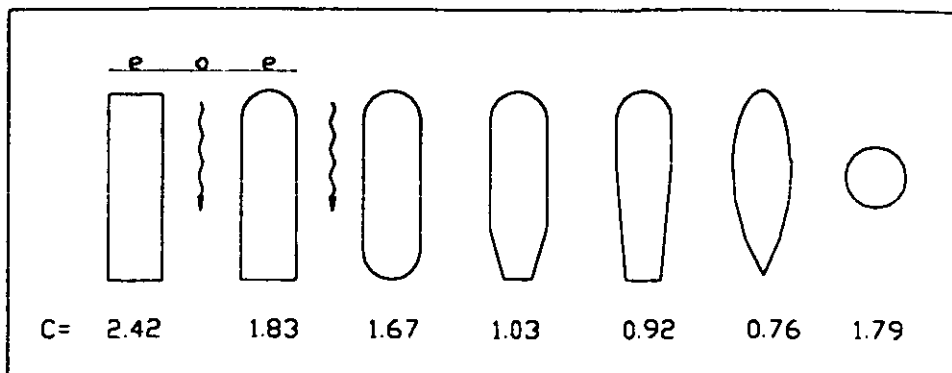


Fig. 3.2 Secciones de las rejillas y valor de C. (Ref. 11)

Para calcular las pérdidas en las rejillas cuando el flujo no es normal al plano de estas, el coeficiente k se calcula con la fórmula de Mosonyi $k = k' \beta$; donde k' es el mismo coeficiente de pérdida k , pero calculado para flujo normal al plano de la rejilla y β es un coeficiente que se obtiene de la Figura 3.4.

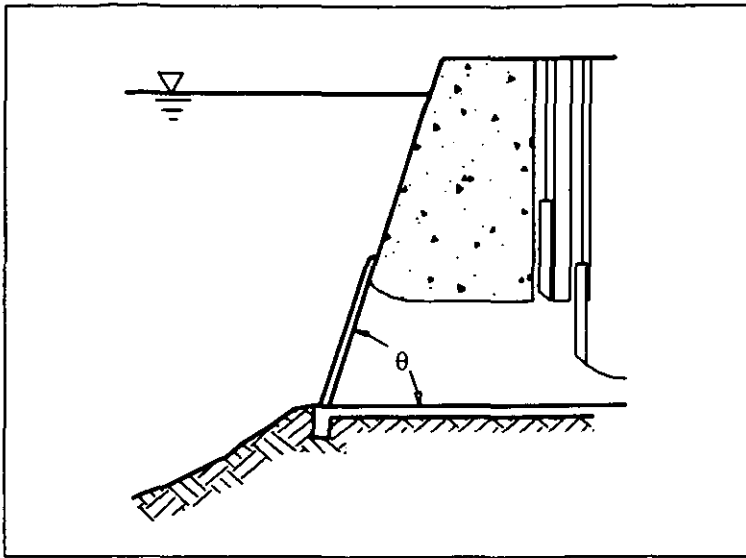


Fig. 3.3 Ángulo θ de inclinación en las rejillas

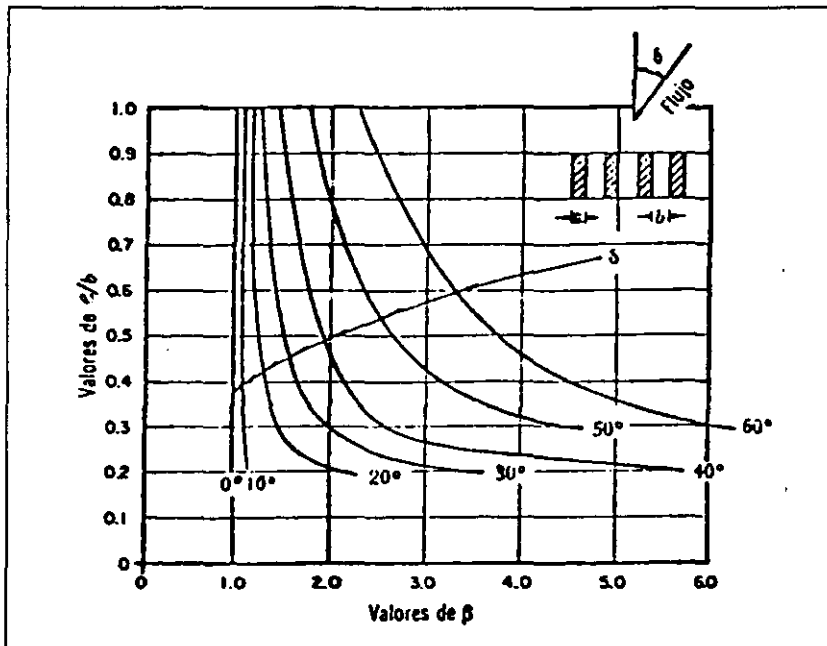


Fig. 3.4 Coeficiente β para flujo inclinado

El área neta entre rejas se calcula con

$$A_n = \frac{Q}{LV_{perm}} \quad (3.5)$$

donde

μ coeficiente de contracción que varía con la forma de las barras, y para fines prácticos puede tomarse igual a 0.6

En la práctica, se ha eliminado el uso de barras de sección transversal redondeada del lado de la entrada del agua, en favor de simples placas o soleras de sección transversal rectangular que sea consistente con su cálculo estructural.

III.1.3 Estructuras de control

El diseño de las compuertas depende principalmente del empuje que sobre ellas genere el agua y de la geometría de las mismas. Por lo general, el diseño sólo consiste en determinar el tipo de compuerta a emplearse y las cargas de trabajo que soportará; con estos elementos se recurre a catálogos de fabricantes para elegir las dimensiones más convenientes.

La información requerida para la selección y diseño adecuado de las válvulas es:

- ✓ Gasto que se descargará
- ✓ Carga efectiva, estática y de operación (mínima y máxima)
- ✓ Tiempos y lapsos de operación en el año
- ✓ Número de unidades deseadas o necesarias
- ✓ Requerimientos del tanque disipador para descarga libre
- ✓ Condiciones eventuales de emergencia
- ✓ Calidad del agua
- ✓ Posición en la tubería
- ✓ Acceso a la válvula

Estos elementos se escogen por catálogos de los fabricantes o en ocasiones se requiere elaborarlas sobre pedido.

Para poder determinar el número y tipo de válvulas o compuertas a emplearse, se sugieren las recomendaciones siguientes:

- Por lo general las válvulas de mariposa, de compuerta y las esféricas se colocan en puntos intermedios de las tuberías.
- Las válvulas de regulación de alta presión (de aguja, de tubo y de chorro divergente), siempre deben llevar una compuerta auxiliar para permitir su inspección y reparación.

- Para el desagüe de fondo:

El diámetro de las válvulas se elige igual al diámetro de la tubería del desagüe y en este caso las válvulas no requieren aberturas parciales. El funcionamiento puede ser:

De servicio; en cuyo caso se recomienda instalar válvulas de aguja o de chorro divergente.

De emergencia, en este caso se pueden utilizar válvulas de mariposa o compuerta deslizante.

- En tuberías:

Al principio de tuberías largas a presión, se colocan 2 válvulas de mariposa y antes de las turbinas una o dos esféricas.

En plantas a pie de presa, se colocan normalmente una compuerta deslizante al inicio y una o dos válvulas de mariposa al final.

- En tuberías de descarga variable:

Para servicio, utilizar las de aguja o de chorro divergente.

Para emergencia, utilizar una válvula de mariposa o una compuerta de tipo deslizante.

En ocasiones, debido a la magnitud del aprovechamiento es necesario que el proyectista proponga el dimensionamiento de las compuertas que requiere. Por lo tanto, el diseño de estos elementos estará en función de los elementos de izaje, de la vibración que se llegue a producir, etc. Para profundizar en este tema revisar la ref 10.

Para hacer uso de la ecuación de la energía y determinar las condiciones después de una compuerta o válvula, se debe calcular primero la pérdida de carga que esta genera.

En el caso de las compuertas que están alojadas en conductos ella se calcula con:

$$h_c = k \frac{v^2}{2g} \tag{3.6}$$

donde

- h_c pérdida de carga por compuerta, en m
- k coeficiente que depende de la posición y tipo de compuerta, ver tablas 3.1 y 3.2, las variables están definidas en las fig 2.5 y 2.6
- v velocidad aguas abajo de la compuerta, en m/s

b/W	k	k	b/W	k	k	b/W	k	k
	canto afilado	canto redondo		canto afilado	canto redondo		canto afilado	canto redondo
0.1	186.5	-	0.4	8.68	4.95	0.7	1.31	0.96
0.2	44.1	23.2	0.5	4.57	2.7	0.8	0.68	0.58
0.3	17.8	10.8	0.6	2.43	1.48	0.9	0.38	0.36

Tabla 3.1 Coeficiente de pérdida para compuertas planas. (Ref. 11)

ϕ/ϕ_0	b/W	k	ϕ/ϕ_0	b/W	k	ϕ/ϕ_0	b/W	k	ϕ/ϕ_0	b/W	k
0.1	0.07	128	0.4	0.34	6.03	0.7	0.65	0.99	0.7	0.65	0.99
0.2	0.15	30.2	0.5	0.43	3.23	0.8	0.77	0.56	0.8	0.77	0.56
0.3	0.24	12.2	0.6	0.54	1.79	0.9	0.86	0.36	0.9	0.86	0.36

Tabla 3.2 Coeficiente de pérdida para compuertas radiales. (Ref. 11)

Las pérdidas de carga producidas por una válvula se calculan con la fórmula:

$$h_v = k \frac{v^2}{2g} \tag{3.7}$$

donde

- h_v pérdida de energía por compuerta, en m

- k coeficiente que depende de la ubicación y tipo de válvula, ver tablas 3.3, 3.4, 3.5 y 3.6, las variables están definidas en las figuras 2.7 a 2.10
- v velocidad aguas abajo de la válvula, en m/s

Compuerta fondo circular					
x/D	k	x/D	K	x/D	k
0.181	41.21	0.333	11.80	0.500	3.27
0.194	35.36	0.375	8.63	0.583	1.55
0.208	31.35	0.417	6.33	0.667	0.77
0.250	22.68	0.458	4.57	1	0
Compuerta fondo plano					
s ₀ /s	k	s ₀ /s	k	s ₀ /s	k
0.1	193	0.4	8.12	0.7	0.95
0.2	44.5	0.5	4.02	0.8	0.39
0.3	17.8	0.6	2.08	0.9	0.09

Tabla 3.3 Coeficiente de pérdida por válvulas de compuerta. (Ref. 11)

θ	k	θ	k	θ	k
0	0	30	3.91	55	58.8
5	0.24	35	6.22	60	118
10	0.52	40	10.8	65	256
15	0.9	45	18.7	70	750
20	1.54	50	32.6	90	∞

Tabla 3.4 Coeficiente de pérdida por válvulas de mariposa. (Ref. 11)

θ	k	θ	k	θ	k
0	0	25	3.10	50	52.6
5	0.05	30	5.47	55	106
10	0.29	35	9.68	60	206
15	0.75	40	17.3	65	486
20	1.56	45	31.2	82	∞

Tabla 3.5 Coeficiente de pérdida por válvulas esféricas. (Ref. 11)

Completamente abiertas				Parcialmente abiertas			
D	k	D	k	δ	k	δ	k
0.05	18	0.25	4.5	15	90	45	9.5
0.075	11	0.3	3.5	20	62	50	6.6
0.1	8	0.35	3	25	42	55	4.6
0.15	6.5	0.4	2.5	30	30	60	3.2
0.2	5.5	0.5	0.8	40	14	70	1.7

Tabla 3.6 Coeficiente de pérdida por válvulas Check. (Ref. 11)

En lo que se refiere al diseño de las tuberías de aireación, se debe tomar en cuenta que el área S_a de la tubería depende del área de la sección transversal del conducto en donde se encuentra el dispositivo de control y de la carga H inmediatamente aguas arriba de dicho elemento.

El cálculo consiste en determinar el número de Froude en la sección contracta de vena, aguas abajo del elemento de cierre haciendo

$$F_r = \frac{Q}{B \cdot g(\mu_c a)^{3/2}} \quad (3.1)$$

donde

Q gasto en el conducto, en m^3/s

B ancho de la válvula, en m

a abertura vertical de la válvula, en m

μ_c coeficiente de contracción con un valor promedio de 0.6. En compuertas con labio a 45° se recomienda que este coeficiente valga 0.8

Con el valor de $(F_r - 1)$ se entra a la figura 3.5 y se obtiene el valor del coeficiente (Q_a/Q) (relación entre el gasto de aire Q_a y el del agua Q), a partir de esta relación determinar el gasto de aire como:

$$Q_a = \beta Q \quad (3.2)$$

Se aconseja calcular la demanda de aire máxima en compuertas, lo cual ocurre cuando éstas operan al 80% de abertura. El U. S. Army Engineers recomienda adoptar un gasto de aire entre 0.07 y 0.6 veces el gasto de agua, para números de Froude entre 3 y 16.

Por último, el área de la sección transversal del tubo de aireación se calcula a partir de las ecuaciones siguientes:

$$S_a = \frac{Q_a}{28M_a \sqrt{2gh_s}} \quad (3.10)$$

$$M_a = \frac{1}{\Sigma K + \lambda \frac{L}{D}} \quad (3.11)$$

donde

ΣK suma de los coeficientes de pérdidas menores

λ coeficiente de fricción en la tubería de aire

L, D longitud y diámetro de la tubería de aire, respectivamente, en m

h_s subpresión expresada en metros de columna de agua con $\gamma = 1.28 \text{ kg/m}^3$

Para un valor medio de $M_a = 0.7$ y $h_s = 0.77 \text{ m}$, resulta

$$S_a = 0.0131Q_a \quad (3.12)$$

De manera que el diámetro de la tubería de aireación vale:

$$D = \frac{S_a}{0.785} \quad (3.13)$$

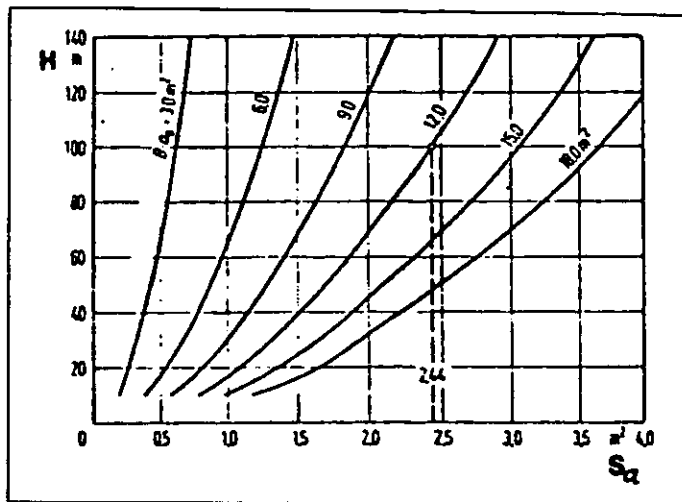


Fig. 3.5 Sección transversal de la tubería de aireación (S_a) en función de la sección transversal (Ba_0) y de la carga H aguas arriba del elemento de cierre. (Ref. 11)

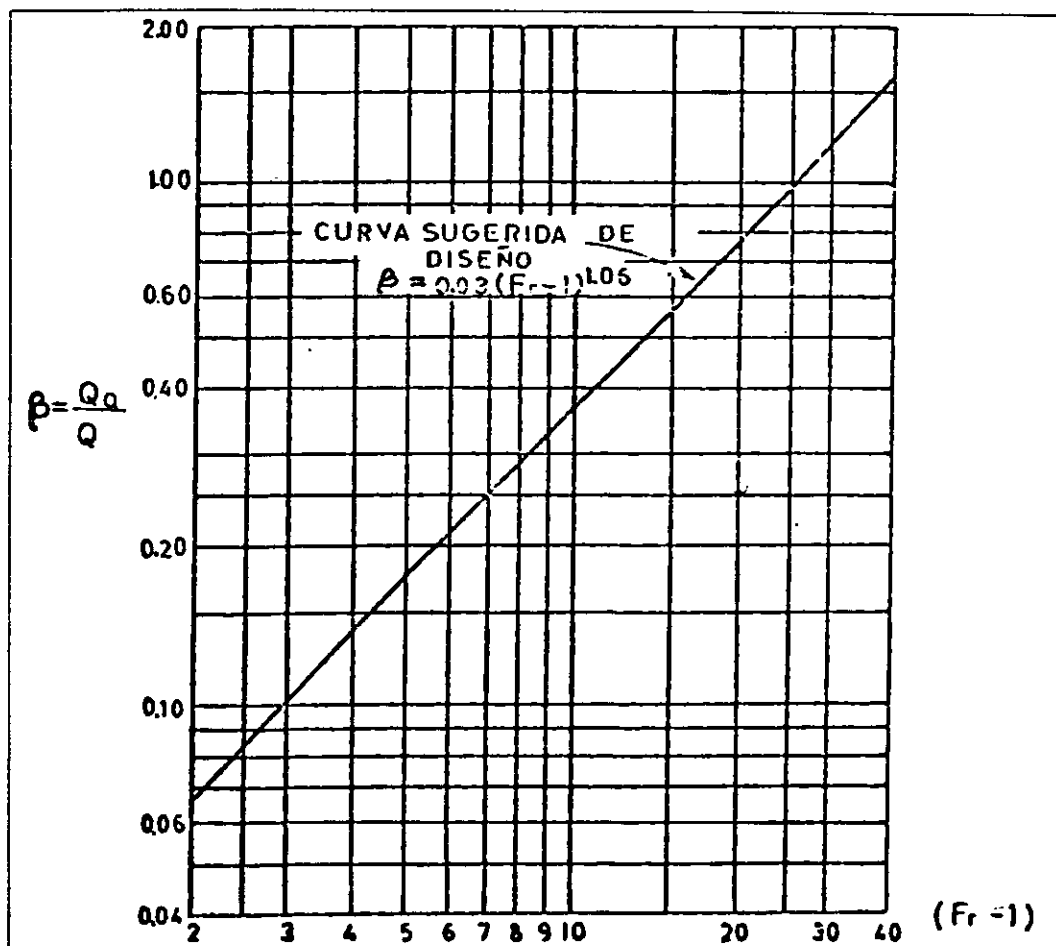


Fig. 3.6 Coeficiente $\beta = Q_1/Q_2$ en función del $(Fr - 1)$. (Ref. 11)

Es aconsejable revisar la velocidad en la tubería de aireación, ya que ella no puede ser mayor de 80 m/s.

III.1.4 Transiciones

Entradas

Por lo general, la sección transversal de las rejillas no coincide con el elemento subsecuente, debido a esta situación es necesario proponer una estructura que sea aerodinámica, para que los cambios en la corriente sean graduales, que disminuya las pérdidas de carga, y evite las zonas donde se puedan producir presiones que causen cavitación.

La forma de la entrada, para obtener la mejor eficiencia, debe simular la de un chorro que descarga en el aire. Es decir, que guíe y sostenga el chorro con el mínimo de interferencias, hasta que se haya contraído lo suficiente para tener las dimensiones del conducto. Las entradas con forma de bocina que se ajusta o que modifica ligeramente el perfil del chorro, será la mejor forma que puede tener la entrada.

Para una entrada de forma circular, su geometría se puede aproximar a una curva elíptica representada por la ecuación:

$$\frac{x^2}{(0.5D)^2} + \frac{y^2}{(0.15D)^2} = 1 \quad 3.14$$

En la ecuación (x, y) son coordenadas cuyo eje $x-x$ es paralelo al eje central de la tubería y está a $0.65D$ de la línea central del conducto, y cuyo eje $y-y$ es normal a la línea central del conducto y a $0.5D$ aguas abajo del paramento de la entrada, ver Figura 3.7.

Los chorros que salen de los agujeros cuadrados o rectangulares no están tan bien definidos como los que salen de los circulares; las curvas de la parte superior y del fondo pueden diferir tanto en longitud como en curvatura. En consecuencia, es más difícil proyectar una transición con la que se eliminen totalmente las presiones

menores a la atmosférica. Una entrada elíptica curva que tiende a disminuir los efectos de las presiones negativas es la definida por la ecuación:

$$\frac{x^2}{H^2} + \frac{y^2}{(0.33H)^2} = 1 \quad (3.15)$$

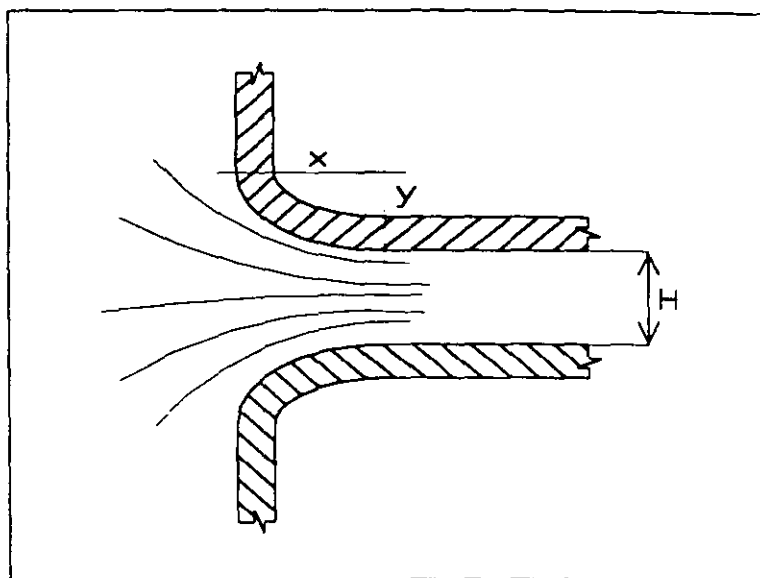


Fig. 3.7 Tipo de entrada. (Ref. 4)

En la ecuación anterior H es la altura vertical del conducto para definir las curvas de la parte superior y del fondo, y es la anchura horizontal del conducto para definir las curvas laterales. Los ejes mayor y menor están situados en forma semejante a la indicada para la boquilla circular.

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

$$\frac{x^2}{D^2} + \frac{y^2}{(0.67D)^2} = 1 \quad (3.16)$$

En ella D es la altura vertical del conducto aguas abajo de la sección de la entrada.

Las pérdidas de carga a la entrada de un conducto son comparables a las pérdidas que se producen en un tubo corto u orificio. Por lo tanto, el valor del coeficiente de pérdida se puede calcular como:

$$K_e = \left(\frac{1}{C^2} - 1 \right) \quad (3.17)$$

En la tabla siguiente se dan los coeficientes de pérdidas para las entradas típicas de los conductos

Tipo de entrada	Coeficiente C			Coeficiente K_e		
	Máximo	Mínimo	Medio	Máximo	Mínimo	Medio
Compuertas de pared delgada, sin suprimir la contracción	0.70	0.60	0.63	1.80	1.00	1.50
Compuertas de pared delgada, contracción suprimida en los lados y en el fondo	0.81	0.68	0.70	1.20	0.50	1.00
Compuerta de pared delgada con aristas redondeadas	0.95	0.71	0.82	1.00	0.10	0.50
Entrada con aristas rectangulares	0.85	0.77	0.82	0.70	0.40	0.50
Entrada con aristas ligeramente redondeadas	0.92	0.79	0.90	0.60	0.18	0.10
Entradas con aristas completamente redondeadas $r/b > 0.15$	0.96	0.88	0.95	0.27	0.08	0.10
Entrada con forma de bocinas circulares	0.98	0.95	0.98	0.10	0.04	0.05
Entrada con forma de bocinas rectangulares	0.97	0.91	0.93	0.20	0.07	0.16
Entrada con bordos que sobresalen hacia adentro	0.80	0.72	0.75	0.93	0.56	0.80

Tabla 3.7 Coeficientes de pérdidas por entrada. (Ref. 10)

Contracciones y dilataciones

Los cambios de sección transversal a la entrada de la obra de toma, no son los únicos que se presentan, en ocasiones también hay cambios en la sección transversal en un punto intermedio de la conducción; por lo tanto, para disminuir las pérdidas de carga y para evitar las tendencias a la cavitación a lo largo de las superficies del conducto, las transiciones de las contracciones y de las ampliaciones desde y hacia las secciones de control de la compuerta en un conducto forzado deben ser graduales.

Su diseño implica determinar el ángulo de contracción o dilatación y la longitud de la transición. Para las contracciones, el ángulo máximo de convergencia no debe exceder al indicado por la relación:

$$\text{Tan } \alpha = 1/U \quad (3.18)$$

donde

α ángulo de las superficies y de las paredes del conducto con su línea central

U parámetro arbitrario igual a $\frac{v}{gD}$

Los valores de v y D que se usan son el promedio de las velocidades y diámetros al principio y al final de la transición.

Las ampliaciones deben ser más graduales que las contracciones debido al peligro de cavitación cuando se producen cambios en las paredes laterales. Además, como se ha indicado, los coeficientes de pérdida por ampliación aumentan rápidamente cuando los ángulos exceden aproximadamente los 10° . Las ampliaciones que se presenten deberán cumplir con la relación:

$$\text{Tan}(\alpha) = 0.5U \quad (3.19)$$

Con el valor de $\text{Tan}(\alpha)$ conocido, se calcula la longitud de la transición con la ecuación siguiente:

$$L_T = \frac{B_2 - B_1}{2 \tan \alpha} \quad (3.20)$$

donde

- L_T longitud de la transición, en m
- B_1 ancho de la superficie libre del agua en la sección inicial, en m
- B_2 ancho de la superficie libre del agua en la sección final, en m

Las pérdidas de carga en las contracciones o ampliaciones en un conducto se pueden considerar con relación al aumento o disminución de la carga de velocidad, y variarán de acuerdo con la variación del área y la longitud de la transición.

En las contracciones la pérdida de carga vale:

$$h_c = K_c \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \tag{3.21}$$

donde

- K_c varía de 0.1 para las contracciones graduales a 0.5 para las bruscas
- v_1 velocidad al inicio de la contracción, en m/s
- v_2 velocidad al final de la contracción, en m/s

En las ampliaciones, la pérdida de carga se determina por medio de la ecuación:

$$h_{ex} = K_{ex} \left(\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right) \tag{3.22}$$

donde

K_{ex} adopta los valores siguientes

Ángulo de transición α	2°	5°	10°	12°	15°	20°	25°	30°	40°	50°	60°
$K_{ex}(1)$	0.03	0.04	0.08	0.10	0.16	0.31	0.40	0.49	0.60	0.67	0.72
$K_{ex}(4)$		0.12	0.16	-	0.27	0.40	0.55	0.66	0.90	1.00	-

Tabla 3.8 Coeficientes de pérdidas para ampliaciones. (Ref. 11)

Cambio de sección de rectangular a circular

El método que en la práctica se utiliza es el propuesto por la Comisión Federal de Electricidad, ya que representa ventajas de tipo constructivo y de eficiencia con respecto al propuesto del U.S.B.R.

La forma propuesta para las secciones de la transición es semejante a un rectángulo cuyas esquinas se han redondeado con círculos de radio r , el cual varía de centro, en la sección rectangular, a R en la sección circular.

El área de la sección se puede expresar como:

$$A=2Rb-(4-\pi)r^2 \quad (3.23)$$

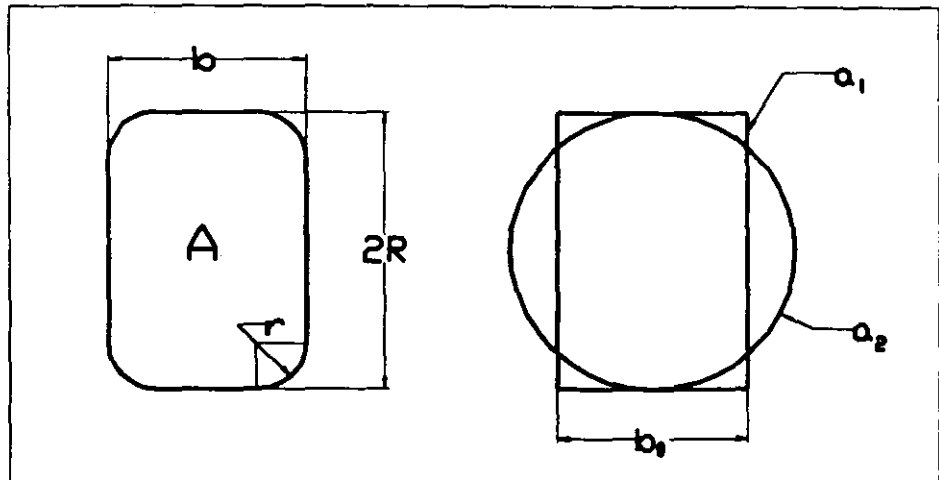


Fig. 3.8 Nomenclatura para el cambio de sección. (Ref. 17)

Llamando S a la coordenada que mide la longitud del conducto por el eje de la transición y L a la longitud total de esta. Las variables b y r se pueden escribir entonces como funciones de S , es decir $b(S)$ y $r(S)$.

En el caso general, el área A tomará valores diferentes a_1 y a_2 al inicio y al final de la transición respectivamente. Aunque para este tipo de transición no existen recomendaciones para definir como debe variar A a lo largo de L , puede suponerse

que la mayor eficiencia se logra cuando la variación es lineal, como ocurre, por ejemplo, en el caso de tubos de aspiración. Según lo anterior:

$$\frac{dA}{dS} = cte = 2Rb'(S) - 2(4 - \pi)r(S)r'(S) \quad (3.23a)$$

o bien:

$$\frac{a_2 - a_1}{L} = 2Rb'(S) - 2(4 - \pi)r(S)r'(S) \quad (3.23b)$$

Para cumplir con la ecuación anterior, se puede fijar arbitrariamente una de las variables $b(S)$ o $r(S)$, quedando obligada la otra por la misma ecuación. Con el fin de obtener una longitud práctica y cuidando el ángulo de difusión que, según Daily, varía entre 3 y 4° y debe ser, según el U.S.B.R., de 5° máximo.

Si se selecciona $b(S)$ de tal forma que su variación sea lineal, se garantiza un ángulo de divergencia constante y una transición más corta.

Para

$$b(S) = b_0 + \frac{2R - b_0}{L} S \quad (3.24)$$

$$\text{y } b'(S) = \frac{2R - b_0}{L} \quad (3.25)$$

Sustituyendo las ecs 3.24 y 3.25 en la 3.23b, se tiene:

$$\frac{a_2 - a_1}{L} = 2R \left(\frac{2R - b_0}{L} \right) - 2(4 - \pi)r(S)r'(S) \quad (3.26)$$

en esta ecuación se pueden separar variables e integrar tomando en cuenta que $r(0)=0$, con lo que resulta:

$$r = \left(\frac{4R^2 - 2Rb_0 + a_1 - a_2}{(4 - \pi)L} S \right)^{1/2} \quad (3.27)$$

si $a_1 = a_2$

$$r = R \left(\frac{S}{L} \right)^{1/2} \quad (3.27a)$$

el ángulo de divergencia esta dado por

$$\text{Tan}\theta = b'(S) = \frac{2R - b_0}{L} \quad (3.28)$$

Y si $a_1 = a_2$, $b_0 = \pi R/2$

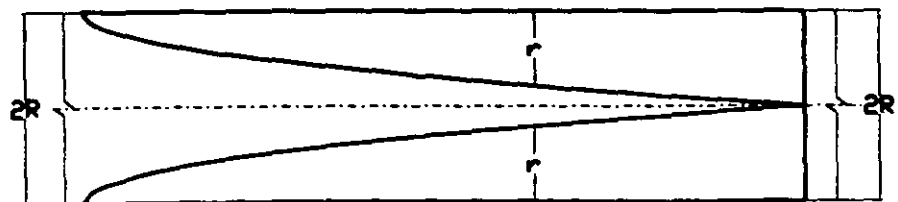
$$\tan\theta = \frac{(4 - \pi) R}{2L} \quad (3.28a)$$

con lo cual la longitud de transición requerida para un ángulo de divergencia igual a 5° es:

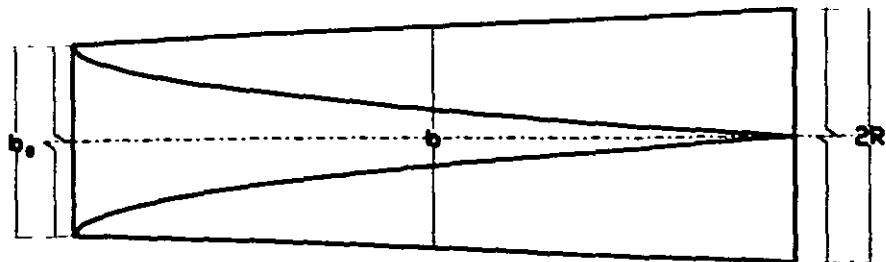
$$L = 4.9R \quad (3.29)$$

Aunque podría pensarse que la contracción del flujo en las esquinas inhibe en alguna medida la separación del flujo en las paredes laterales, convendría diseñar las transiciones con longitudes no menores o al menos cercanos a esta última, ya que además dicha longitud es de construcción práctica.

La transición queda como:



A) PLANTA



B) ELEVACIÓN

Fig. 3.9 Planta y elevación del cambio de sección. (Ref. 17)

Transición de las salidas

Cuando un conducto circular que funciona parcialmente lleno desagua en un canal de descarga, la transición de la sección circular a una con fondo plano se puede hacer en el canal abierto, aguas abajo del portal del conducto, o puede hacerse dentro del conducto, de manera que será plano el fondo en la sección del portal.

En las instalaciones usuales, la longitud de la transición puede relacionarse a la velocidad de salida. Una regla empírica que dará una transición satisfactoria es:

$$L = vD/5 \quad (3.30)$$

donde

L longitud, en ft

v velocidad de salida, en ft/s

D diámetro del conducto, en ft

Aguas abajo de un conducto con circulación libre las secciones del canal de descarga, incluyendo la transición a un tanque amortiguador, estarán gobernadas por las reglas para la circulación en un canal abierto.

No se recuperará la carga de velocidad cuando un tubo a presión descarga libremente, o cuando está sumergido o corre sobre un piso. El coeficiente de pérdida de carga de la velocidad, K_v , en estos casos es igual a 1.0. cuando se construye un tubo divergente en el extremo del conducto, se puede recobrar una porción de la carga de velocidad si el tubo se amplia gradualmente, y si el extremo del tubo está sumergido. El coeficiente de pérdida de carga de velocidad será entonces menor que 1.0 en la cantidad de carga de velocidad recuperada.

Cambios de dirección

Los cambios de dirección en los conductos cerrados deben ser graduales con el fin de minimizar las pérdidas de energía, el U.S.B.R. establece que la relación radio de curvatura (R) entre diámetro (D) entre 3 y 6 cumple con esta característica. Debido a aspectos económicos, en la práctica se utiliza la relación $R/D=4$, ya que los costos de

fabricación de estos elementos aumentan cuando se incrementa el radio y longitud, además de que el coeficiente de pérdidas no disminuye considerablemente. Las pérdidas en los codos, además de las debidas a rozamientos, son una función del radio, diámetro del tubo y ángulo central de la curva. Aunque son pocos los datos experimentales sobre pérdidas en las curvas, éstos pueden relacionarse a las propuestas para tubos menores. Aunque, por lo general, es aceptado que el coeficiente de pérdida en codos sea para codos de 90° de $0.15 \frac{v^2}{2g}$ y para codos de 45° de $0.11 \frac{v^2}{2g}$.

Para obtener los coeficientes de pérdida para codos, en tuberías largas, con un ángulo diferente de 90° se ha considerado sobre estimar su valor; dicho valor se obtiene al multiplicar el coeficiente para un codo de 90° (Fig. 3.10b) por el factor obtenido de la fig 3.10a, que depende del ángulo de deflexión del codo en estudio.

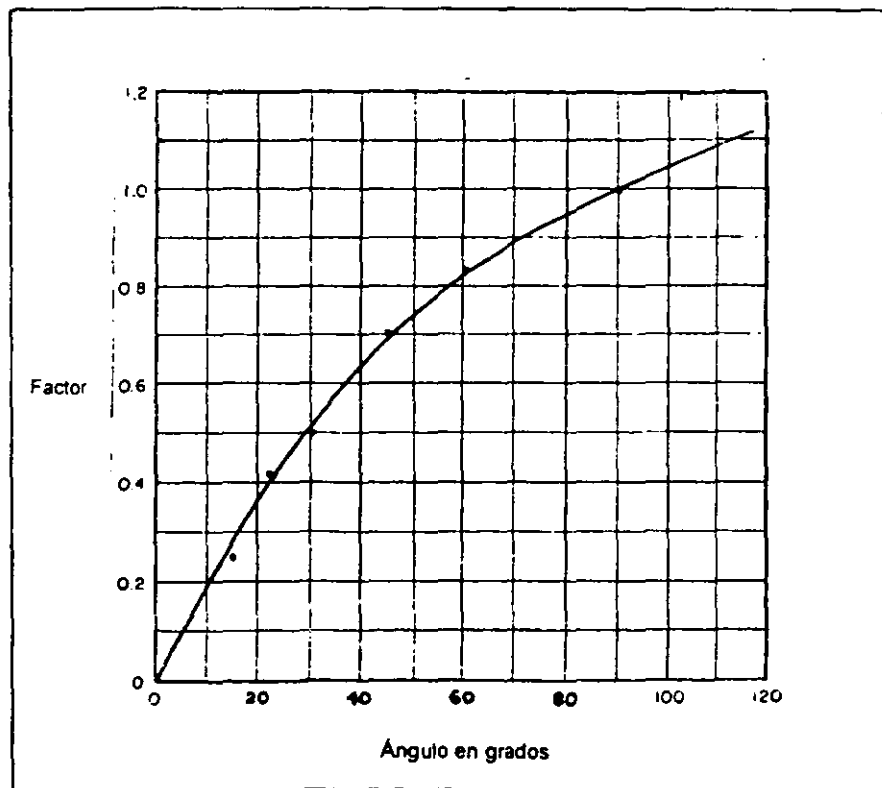


Fig. 3 10a Coeficiente de pérdida por codos con ángulo diferente a 90°

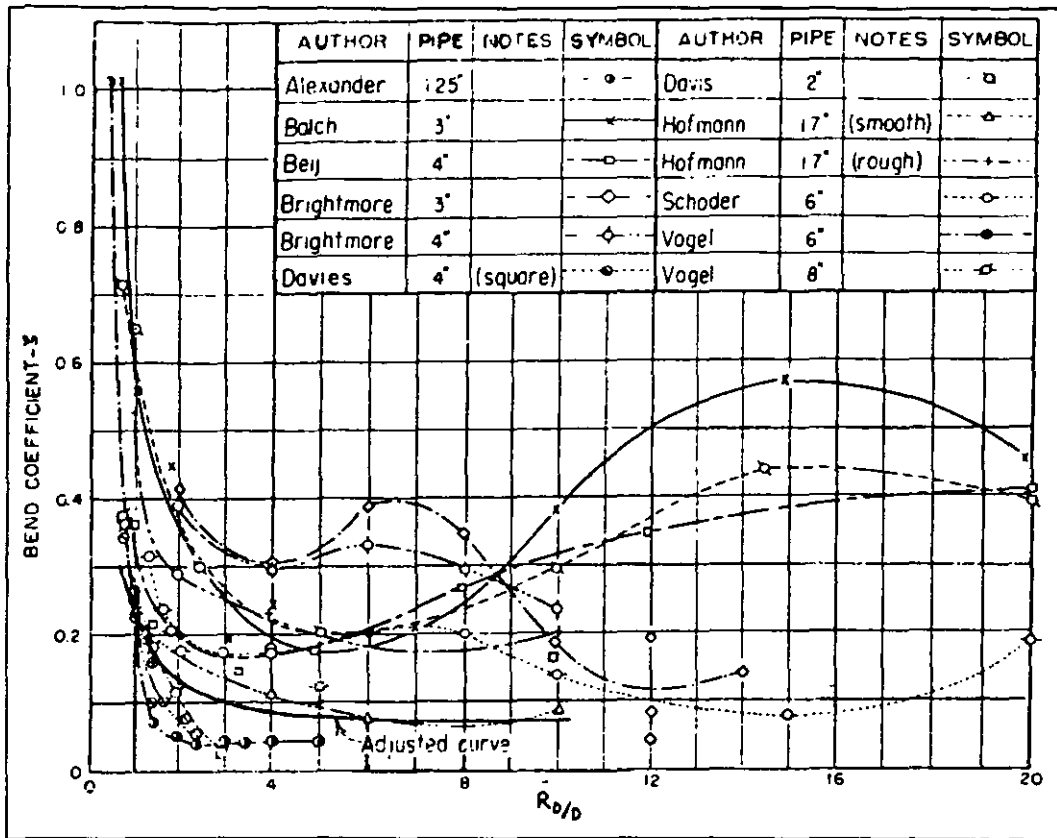


Fig. 3.10b Coeficiente de variación para un codo de 90°

III.1.5-Tanque desarenador

Es el último elemento de la estructura colectora para tomas a superficie libre; es aquí donde se sedimenta un alto porcentaje del material fino que arrastra el agua. Para determinar sus dimensiones se debe tomar en cuenta la cantidad de sedimento en suspensión que se necesita eliminar, que depende de las condiciones de operación. Se han hecho intentos para especificar el diámetro de las partículas más pequeñas que pueden ser depositadas o eliminadas para prolongar la vida útil de las tuberías, las válvulas y en especial de las turbinas, obteniéndose que:

- En plantas de carga media ($15 < H < 50$ m) se recomienda la eliminación de partículas con diámetros entre 0.2 y 0.5 mm, ya que las observaciones de Sokolov muestran que el sedimento de cuarzo de cantos afilados que, generalmente tienen diámetros de 0.25 mm, puede dañar seriamente las turbinas.

- En plantas de carga alta ($H > 50$ m) pueden tener objeción partículas de 0.1 a 0.2 mm.
- En plantas de carga muy alta se puede reducir el desgaste del equipo mecánico instalado eliminando partículas entre 0.01 a 0.05 mm de diámetro.

Considerando los diámetros recomendados de las partículas por eliminar y conociendo el gasto de diseño, se tiene que calcular la velocidad que se debe presentar en el tanque para que se lleve a cabo la sedimentación de las partículas seleccionadas, dicha velocidad se le conoce con el nombre de velocidad crítica.

Camp propone que la velocidad crítica se calcule con:

$$v = \frac{a \cdot d}{100} \quad (3.31)$$

donde

v velocidad crítica del flujo, en m/s

d diámetro de las partículas por eliminar, en mm

a coeficiente que esta en función del diámetro de la partícula

$$a = 36 \quad d > 1 \text{ mm}$$

$$a = 44 \quad 1 > d > 0.1 \text{ mm}$$

$$a = 51 \quad d < 0.1 \text{ mm}$$

Conociendo la velocidad que debe presentarse en el desarenador, se puede calcular la longitud del mismo. En este caso se cuenta con tres teorías que son:

- Método probabilístico, propuesto por Velikanov.
- Teoría sencilla de la sedimentación.
- Teoría del efecto retardador de la turbulencia.

De los estudios realizados por Velikanov, la longitud del tanque se calcula con la ecuación siguiente:

$$l = \frac{\lambda^2 v^2 (\bar{h} - 0.2)^2}{7.51 w^2} \quad (3.32)$$

donde

- l longitud del tanque, en m
- w velocidad de sedimentación correspondiente al diámetro de partícula seleccionada, en m/s, ver Tabla 3.9
- λ función de un grado de desarenamiento W , se obtiene de la Figura 3.11
- W relación del volumen de sedimento que se cree se va a sentar entre el volumen total de partículas iguales o mayores correspondientes al tamaño con que se valuó w ; se recomienda dar un valor entre 95 y 98%
- v velocidad del flujo, en m/s
- h tirante en el tanque, en m. Se suele adoptar un tirante (h) comprendido entre 1.5 y 4 m, con velocidades inferiores a 0.6 m/s

D (mm)	w (cm/s)	D (mm)	w (cm/s)
0.05	0.178	0.50	5.400
0.10	0.692	0.55	5.940
0.15	1.560	0.60	6.480
0.20	2.160	0.70	7.320
0.25	2.700	0.80	8.070
0.30	3.240	1.00	9.440
0.35	3.780	2.00	15.290
0.40	4.320	3.00	19.250
0.45	4.860	5.00	24.900

Tabla 3.9 Velocidades de sedimentación propuestas por Arkhangelski. (Ref. 1)

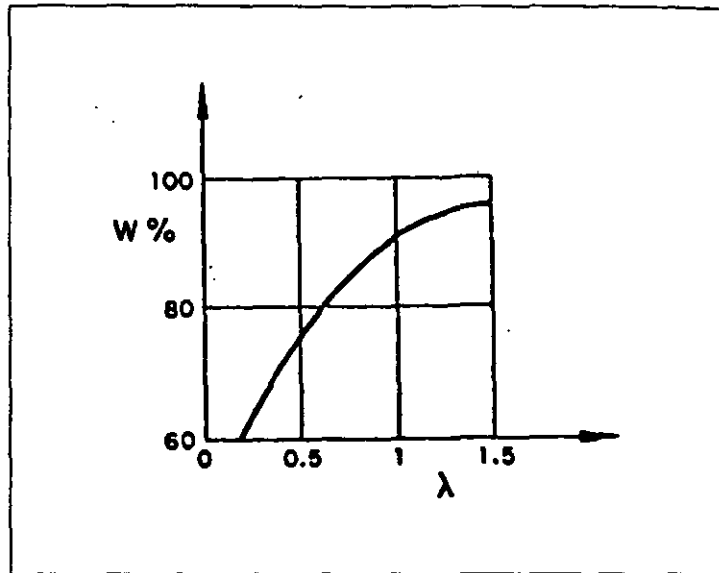


Fig. 3.11 Gráfica propuesta por Velikanov para encontrar λ . (Ref. 1)

De acuerdo con la Teoría Sencilla de la sedimentación, se desprecia el efecto del flujo turbulento sobre la velocidad de sedimentación w , por lo tanto el cálculo de la longitud del tanque esta en función de:

$$l = \frac{hv}{w} \quad (3.33)$$

donde

- h tirante en el tanque, en m
- v velocidad critica del flujo, en m/s
- w velocidad de sedimentación, en m/s

Mientras que en la Teoría del efecto retardador de la Turbulencia, se considera que la sedimentación es más lenta en agua fluyente, en este caso la longitud del tanque se da por la expresión:

$$l = \frac{hv}{w - w'} \quad (3.34)$$

donde w' es la reducción de la velocidad de sedimentación. Según L. Levin la reducción de la velocidad está relacionada con la velocidad crítica del flujo como $w'=av$. En este caso el valor del coeficiente 'a' es:

$$a = \frac{0.132}{h} \quad \text{según Bestelli, Büchi, Sokolov, Bourkoff, Velikanov.}$$

$$a = \frac{1}{5.7 + 2.3h} \quad \text{según Egiazarov.}$$

$$a = \frac{1}{6.6h^{0.75}} \quad \text{según Gubin.}$$

Por otra parte Sokolov indica que la reducción de la velocidad de sedimentación w' es una fracción de la velocidad de sedimentación w , esto es, que $w'=0.152w$; si se sustituye esta expresión en la ecuación 3.34, la longitud del tanque se puede calcular también como:

$$l = 1.18 \frac{hv}{w} \quad (3.35)$$

Por lo tanto, se puede valuar la longitud del tanque considerando las diferentes teorías y será el criterio del proyectista el que decidirá el valor que tomara.

Por último, se determina el ancho del desarenador utilizando la expresión siguiente:

$$B = \frac{Q}{hv} \quad (3.36)$$

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

Como no se puede suspender el flujo de alimentación a la planta mientras se lleva a cabo la operación de lavado del tanque desarenador, se puede optar por diversas alternativas de solución, entre las que se encuentran:

- 1) Proponer una serie de tanques, parte de los cuales se puedan lavar mientras los otros siguen en operación.
- 2) Se puede proponer un solo tanque que este en operación y realice un lavado continuo del sedimento depositado en el fondo. En este caso se admite que la demanda se exceda en un 10%. Este tipo de sistema se le conoce como tanque desarenador automático.

La descarga del agua limpia hacia el canal de conducción debe hacerse a través de una compuerta o un vertedor de descarga superior.

III.2 Obras de conducción

III.2.1 Canales

Las tomas a superficie libre requieren de un canal (de fuerza), para unir la estructura colectora con la de puesta a presión. Esta estructura también se puede utilizar para llevar el agua que ha pasado por las turbinas hasta el cauce del río.

Para llevar a cabo el dimensionamiento del canal, es necesario realizar el trazo preliminar del mismo, el cual deberá ajustarse a las condiciones topográficas y geológicas del sitio; es decir, seguirá en lo posible las curvas de nivel del terreno a través de tramos rectos unidos por curvas horizontales.

Si el trazo exige el uso de una curva vertical y esta es convexa, deberá tener el radio de curvatura lo suficientemente grande para disminuir las fuerzas dinámicas en el piso, producidas por la fuerza centrífuga que proviene del cambio de dirección de la corriente.

En donde la topografía es muy accidentada, puede requerirse el uso de estructuras adicionales, como sifones o puentes–canal, para librar barrancas, o túneles si se presentan riscos de gran altura.

La solución correcta entre el trazo con localización elegida libremente y la adaptación total a la topografía del terreno debe determinarse comparando los costos de las diferentes soluciones posibles. Sin embargo, es necesario tener en mente que las condiciones geológicas del terreno influyen en forma definitiva en la ubicación del canal. Ya que desde el trazo preliminar se deben efectuar perforaciones o excavaciones a cielo abierto para determinar el perfil de los suelos. La utilidad que aportan estas primeras exploraciones es la de auxiliar en la selección de las posibles alternativas para los trazos definitivos. Por lo tanto, se tendrá que hacer un estudio cuidadoso en campo y en gabinete para abatir los costos, sobre todo cuando el canal es muy largo o cuando se localiza en terrenos muy accidentados.

En las secciones de los canales, por lo general, se tiene la parte inferior alojada en excavación del terreno natural y la parte superior formada por terraplenes compactados. Por lo tanto, es necesario conocer la resistencia del suelo en condiciones inalteradas y la de las muestras remoldeadas, estas últimas deberán tener un grado de compactación acorde con el de la prueba Proctor para el caso de suelos plásticos, o con el de compacidad relativa en el caso de suelos granulares sin cohesión.

Los resultados de los estudios de Mecánica de Suelos serán de gran utilidad para determinar el diseño geométrico y estructural del canal; ya que proporcionarán los valores del tipo de suelo, el ángulo de reposo (taludes) y los esfuerzos permisibles.

Una vez que se ha definido el trazo del canal, se calcula la pendiente que rige en toda la estructura o por secciones, y a partir del gasto que requiere la Planta, se diseña la geometría de la sección transversal que, por lo general, es trapezoidal en canales abiertos.

También, es necesario determinar el tipo de flujo que se presentará en esta estructura; a continuación se presenta una forma de clasificación:

CRITERIO		CLASIFICACIÓN	
Tiempo	Permanente No permanente	Turbulento	$Re > 2000$
		Laminar	$Re < 500$
		Transición	$500 \leq Re \leq 2000$
Espacio	Uniforme Variado	Crítico	$r = 1$
		Subcrítico	$r < 1$
		Supercrítico	$r > 1$

Tabla 3.10 Tipos de flujo en canales

Por lo general, el flujo se controla a la entrada de la obra de toma, de tal forma que en la zona del canal el flujo es uniforme, en este caso el diseño se basa esencialmente en una fórmula de fricción y en el principio de continuidad, e intervienen los elementos siguientes:

- *Coefficiente de rugosidad (n)*: su valor es función del tipo de material del fondo y las paredes. A continuación se presenta una tabla en la que se indica un valor promedio de n según sea el tipo de material.

Tipo de material	Coefficiente de rugosidad
Tepetates, tobas, pizarras, etc	0.027
Tierra	0.03
Roca	0.033
Revestimiento de mampostería	0.02
Revestimiento de concreto	0.014

Tabla 3.11 Coeficientes de rugosidad promedio

En el caso de materiales que presenten características especiales, así como en los canales que conducirán aguas claras que propicien el desarrollo de plantas acuáticas, se deberá incrementar dicho coeficiente con el fin de tener un

incremento de área y así contrarrestar en parte la reducción de la sección por crecimiento de plantas o depósito de azolves.

- *Pendiente (S)*: en general, debe ser la máxima que permita dominar la mayor superficie posible de tierras y que a la vez, de valores para la velocidad que no causen erosión del material en que esta alojado el canal, ni depósito de azolves. En zonas planas se construyen los canales con pendientes entre 0.00005 y 0.0002, en tanto que en las montañosas oscilan entre 0.001 y 0.002.
- *Taludes (k)*: se designan como la relación de la distancia horizontal al desnivel en las paredes inclinadas, y se fija de acuerdo con la consistencia del material en el que se excave el canal. El talud en cada caso estará dado de acuerdo con los resultados de los estudios de Mecánica de Suelos.

A continuación se presentan los taludes recomendados en canales construidos en varias clases de material.

MATERIAL	K
Roca sana no estratificada	0 a 0.25
Roca estratificada ligeramente alterada	0.25 a 0.5
Rocas alteradas, tepetate duro	1
Grava angulosa	1
Arcilla densa o tierra con revestimiento de concreto	0.5 a 1.0
Suelo limoso-arenoso con grava gruesa	1 a 1.5
Areniscas blandas	1.5 a 2
Limo arcilloso	0.75 a 1
Limo arenoso	1.5 a 2
Material poco estable, arena, tierras arenosas, etc.	2
Arcilla saturada	3

Tabla 3.12 Taludes recomendados

Una vez determinada la pendiente y el coeficiente de rugosidad, es posible variar la velocidad modificando el radio hidráulico (R_h), que es la relación que existe entre el

área hidráulica y el perímetro mojado, los cuales dependen del ancho de la base, el tirante y la inclinación de los taludes.

Es necesario establecer si el canal se va a revestir o no, ya que para el primer caso se cuenta con dos métodos para determinar la sección transversal, el de la Sección Óptima y el criterio del U.S.B.R.

El método de la Sección Óptima está en función del talud, y se basa en la obtención del radio hidráulico mínimo para determinar la relación plantilla-tirante que proporcione la máxima eficiencia.

El cálculo del ancho de plantilla se realiza utilizando la ecuación siguiente:

$$b = 2 \left(\frac{1 - \cos \theta}{\sin \theta} \right) y \quad (3.37)$$

donde

b ancho de plantilla, en m

y tirante del agua, en m

θ ángulo que forma el talud con la horizontal, en grados

Tomando en cuenta lo mostrado en la figura 3.12, se obtiene la ecuación para el cálculo del tirante del agua.

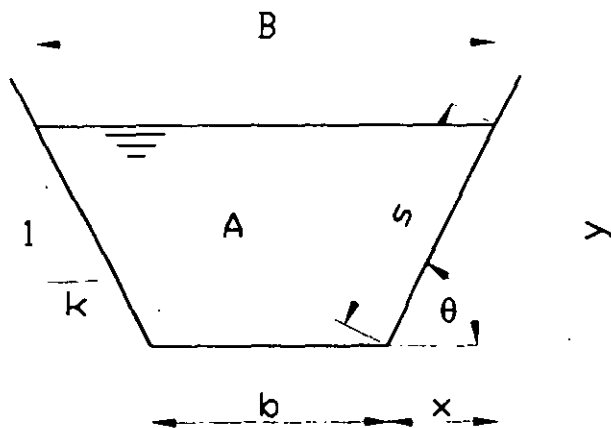


Fig. 3.12 Sección transversal de un canal. (Ref. 9)

Por lo tanto, el tirante del agua es igual a:

$$y = 2^{1/4} \left(\frac{\text{sen } \theta}{2 - \cos \theta} \right)^{3/8} \left(\frac{Qn}{S^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (3.38)$$

En canales con gastos muy grandes, generalmente, la relación plantilla-tirante da valores muy chicos lo que origina que sean difíciles de construir, en estos casos lo que se hace es fijar una dimensión mínima para la plantilla que constructivamente pueda hacerse con el equipo de que se dispone.

Estas limitaciones originan que no puedan construirse canales con la relación plantilla-tirante de máxima eficiencia.

Por otra parte, el criterio de U.S.B.R. propone una relación adimensional según la sección del canal; a partir de:

$Q=AV$ ecuación de continuidad

$V=C R_h^{1/2} S^{1/2}$ fórmula de Chezy

$C = \frac{R_h^{1/6}}{n}$ constante C propuesta por Manning

Realizando un manejo algebraico con las tres ecuaciones anteriores, se obtiene que:

$$R_h^{2/3} A = \frac{Qn}{S^{1/2}} \quad (3.39)$$

Para calcular el tirante normal se puede utiliza el método de Newton- Raphson, que considera:

$$F = AR^{2/3} - \frac{Qn}{S_0^{1/2}} \quad (3.39a)$$

derivando se obtiene:

$$F' = \frac{R_h^{2/3}}{3} [5B - 4R_h \quad 1 + k^2] \quad (3.39b)$$

El procedimiento consiste en proponer un tirante inicial y calcular el área hidráulica, el perímetro mojado, el radio hidráulico, el valor de F y F' , utilizando la siguiente tabla:

y_i	A	P	R_h	$R_h^{2/3}$	F	F'	F/F'	Y_{i+1}

El valor resultante de y_{i+1} se substituye como nuevo valor y_i , hasta que se igualen. Conociendo el valor del tirante y del área se puede calcular el ancho de plantilla y definir todas las dimensiones de la sección transversal.

Con el objeto de tener un margen de seguridad en la operación de los canales, conviene dejar cierto desnivel entre la superficie libre del agua para el tirante normal y la corona de los bordos; a este desnivel se le llama bordo libre.

Para el cálculo del bordo libre en el canal, deberán considerarse las ondas de translación generadas por maniobras bruscas de rechazo o demanda de las máquinas o por el cierre o apertura de las compuertas intermedias. La altura del revestimiento quedará definida por la altura máxima de una onda positiva, y deberá exceder en 0.3 a 0.5 m su cresta. El bordo libre se puede determinar después por la altura de 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 bordo libre es que valga 0.3 m más 0.25 del tirante.

En el caso de canales revestidos, se diferencia también entre bordo libre (B.L.) y altura del revestimiento (h_r) por encima de la superficie del agua; en la figura 3.13 se tienen distintos valores que recomienda el U.S.B.R. según sea la capacidad de diseño del canal.

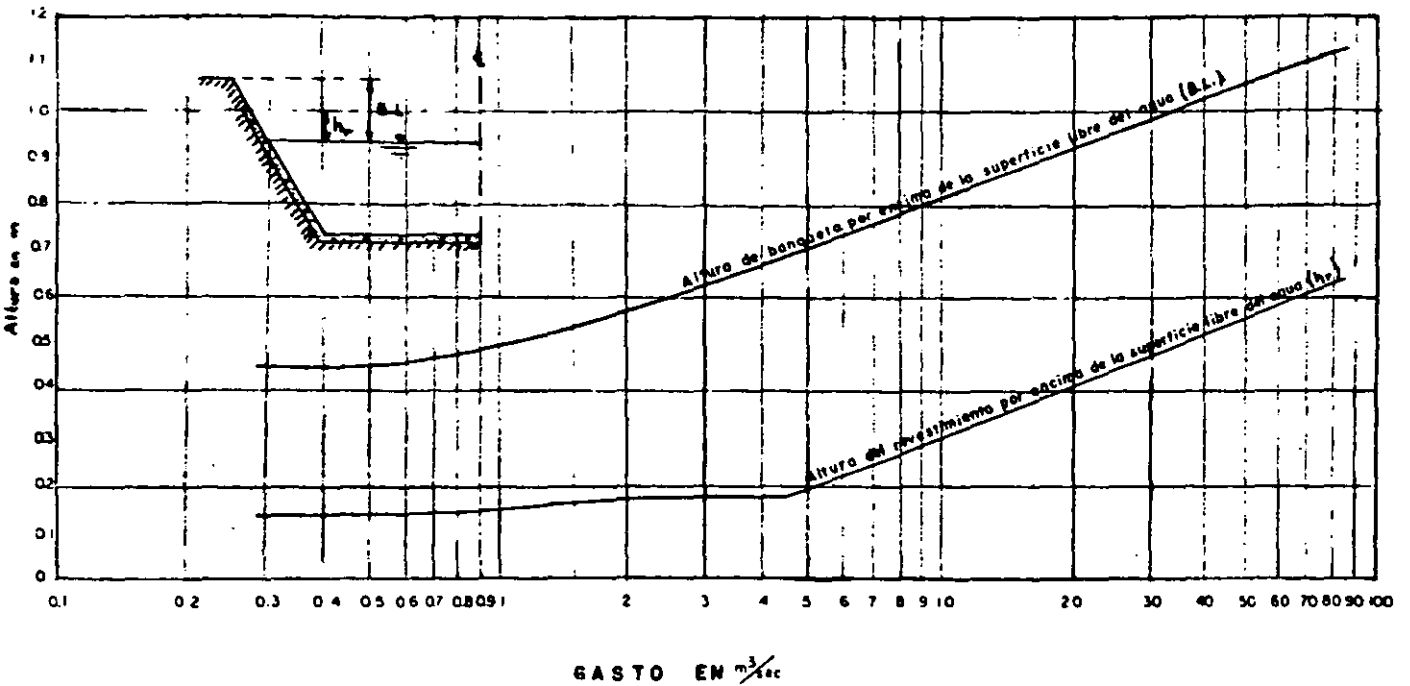


Fig. 3.13 Borde y altura de banquetta recomendados para canales revestidos. (Ref. 9)

En cualquier caso, la velocidad en el canal estará sujeta a las condiciones siguientes:

- a) La velocidad media se determina por medio de la fórmula de Manning

$$v = \frac{1}{n} S^{1/2} R_h^{2/3} \tag{3.40}$$

- b) Para que no haya depósito de materiales sólidos en suspensión la velocidad mínima permisible que sugiere Grishin es:

$$V = A Q^{0.2} \tag{3.41}$$

donde

A coeficiente que depende de la velocidad de caída de las partículas en suspensión

Q gasto, en m³/s

V velocidad media, en m/s

Los valores de A para esta fórmula son

w, en mm/s	<1.5	1.5 a 3.5	>3.5
A	0.33	0.44	0.55

- c) La velocidad máxima permisible en un canal de conducción está limitada por la resistencia a la erosión del material de la plantilla, o por la resistencia al desgaste en canales revestidos, sobre todo si el agua arrastra material abrasivo en cantidades apreciables.

Según especificaciones soviéticas, los valores correspondientes a la velocidad máxima permisible en canales revestidos son:

Tipo de resistencia del revestimiento	Velocidad máxima permisible
Mampostería de tabique (resistencia a la compresión dentro del agua, 16 a 30 kg/cm ²)	1.4
Mampostería de piedra sedimentaria suave	2.4
Revestimiento de madera	6.0
Concreto resistencia a los 28 días 210 kg/cm ²	7.4
170 kg/cm ²	6.6
130 kg/cm ²	5.8
110 kg/cm ²	4.4
90 kg/cm ²	3.8

Tabla 3.13 Velocidades máximas en canales

Los valores aquí tabulados se aplican al agua que transporta sedimentos en el fondo, con velocidades ligeramente variantes alrededor de la máxima. Si el agua es clara, o si la velocidad máxima es de corta duración, se pueden permitir valores mayores que los especificados.

- d) Se admitirán velocidades mayores que la crítica únicamente en las rápidas, debiéndose tener cuidado de darle al canal una protección adecuada para evitar que se erosione.
- e) En los 100 metros inmediatos aguas arriba de las represas-toma, las velocidades no deberán ser mayores de 1 m/s, para garantizar una correcta operación de las tomas y lograr una medida suficientemente aproximada de los gastos proporcionados por la toma. Esta velocidad, será únicamente en la proximidad de las tomas.

Pérdidas de agua en el canal

Otro aspecto de suma importancia que interviene en el diseño del canal es la filtración que se puede presentar en este, así como la evaporación y las 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.

Comúnmente se especifica para una compuerta una pérdida por fugas permisible por unidad de longitud del sello. Según especificaciones alemanas, la pérdida máxima en el sello de fondo de una compuerta móvil es de 0.3 l/s/m y en los sellos laterales de 0.2 l/s/m, estos valores se aplican solo a presiones hidrostáticas en plantas de carga baja, cuando esta varía 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.

El porcentaje anual de pérdidas por filtración en un canal vale

$$e = \frac{1}{31.5 \cdot 10^4} \frac{hbL}{Av} \quad (3.42)$$

donde

- e porcentaje anual de pérdidas por evaporación, en %
- A área de la sección transversal del canal, en m²
- b ancho del canal, en m
- h altura de evaporación anual, en mm
- L longitud del tramo de canal considerado, en km
- v velocidad media en el canal, en m/s

Para valuar las pérdidas por filtración en el canal se utilizan los resultados de Bouwer, quien propone tres condiciones distintas de flujo desde un canal trapecial con taludes 1:1. Dichas condiciones se presentan en la fig 3.14 y corresponden a los

modelos básicos de filtración que enseguida se analizan, donde se indica, además la nomenclatura utilizada.

Condición A

La filtración ocurre desde el canal en un suelo uniforme limitado por una frontera inferior construida 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 $h=y+H$ (Fig 3.14a). Este caso ha recibido gran atención dentro de la literatura y será llamada la condición A'.

Condición B

La filtración se efectúa en un suelo uniforme que va limitado por una frontera inferior constituida por material impermeable (Fig 3.14b)

Condición C

Se presenta en un suelo uniforme de profundidad infinita, desde un canal que en su plantilla tiene un revestimiento delgado ligeramente permeable, natural o artificial (Fig 3.14b)

Los resultados de Bouwer están contenidos en la figura 3.15 para canales trapeciales con taludes 1:1 y para las condiciones A y B. Las figuras corresponden a tres distintos valores de la relación y/b ; en cada figura se relaciona h/b con I_s/k mediante una familia de curvas cuyo parámetro es H/b , limitados en la parte superior por una curva que representa la condición A'.

El significado de las literales que aparecen en las figs 3.14 y 3.15 son:

- 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, en la Tabla 3.14 se presentan valores medios
- y tirante del canal, en m

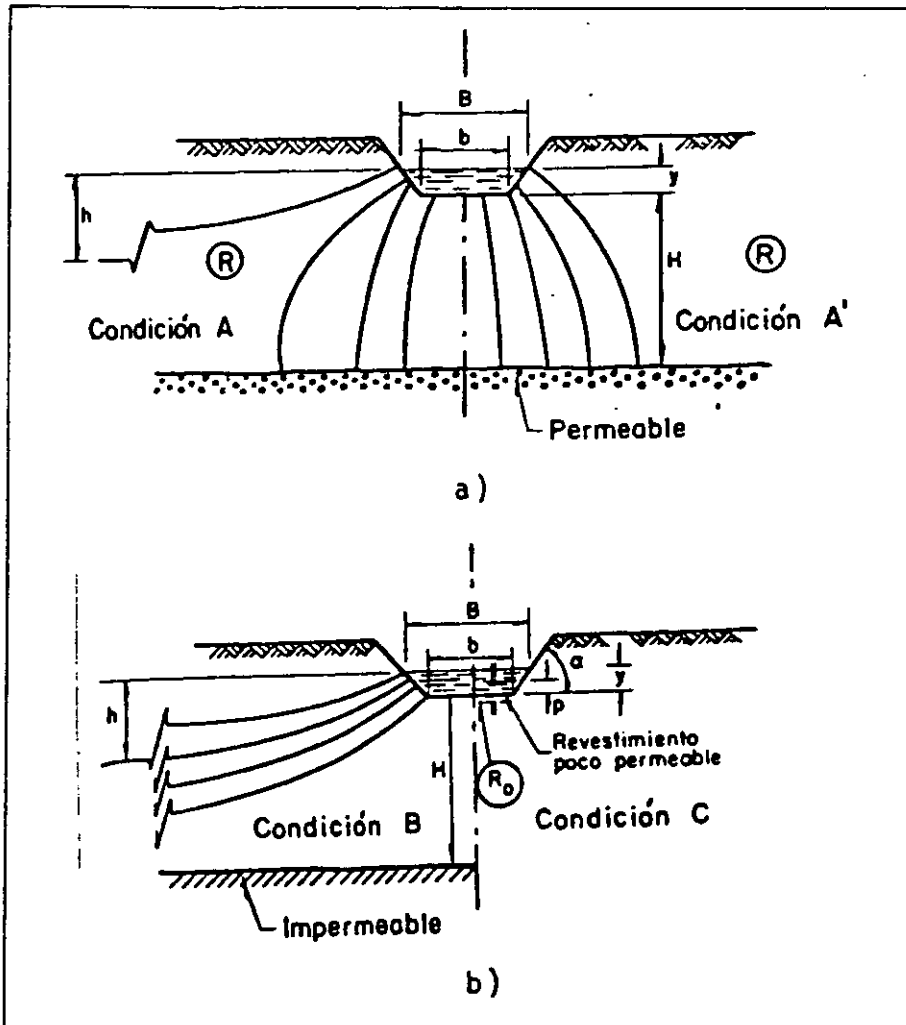


Fig. 3.14 Geometría y símbolos para la filtración, a) según las condiciones A y A'
 b) según las condiciones B y C. (Ref. 1)

Para la condición de filtración C, Bouwer propone la siguiente ecuación para calcular el gasto de filtración

$$I_s = \frac{k_r}{Bd} \left[(y - P_c)b + (y - 2P_c) \frac{v}{\text{sen } \alpha} \right] \quad (3.43)$$

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, en la Tabla 3.14 se presentan valores medios
- v velocidad media en el canal, en m/s
- P_c carga de presión debajo de la capa de revestimiento, para la cual se satisfacen en forma aproximada que la permeabilidad del suelo sea prácticamente cero por efecto de la saturación del mismo. Se le conoce también como carga de presión crítica, en cm de columna de agua
- α ángulo del talud del canal con la horizontal, en grados

La fórmula es también aplicable para canales rectangulares haciendo $\alpha=90^\circ$ triangulares con $b=0$.

El Código Soviético de Construcciones Hidráulicas indica que para canales revestidos, el gasto de filtración se debe calcular para la condición que corresponde a A o B, suponiendo que el canal no tuviera revestimiento y que el resultado se reduzca por un coeficiente que depende del tipo de revestimiento, este valor se obtiene en la Tabla 3.15

Los resultados de Bouwer para canales no revestidos muestran que es suficiente con realizar exploraciones por debajo de la plantilla del canal hasta profundidades cinco veces el ancho de la misma, con objeto de determinar la localización de las capas permeables e impermeables. De encontrarse estas capas a profundidades mayores la reducción en filtración por dicho efecto es muy pequeña. La profundidad del manto freático se debe determinar por exploraciones alejadas a una distancia no mayor de diez veces el ancho de plantilla, pues la influencia en los cambios de profundidad a distancias mayores es despreciable. Si dicha profundidad es mayor de dos y media veces el ancho de la superficie libre del canal, la filtración es muy próxima a la que se tendría si el manto freático estuviera a una profundidad infinita.

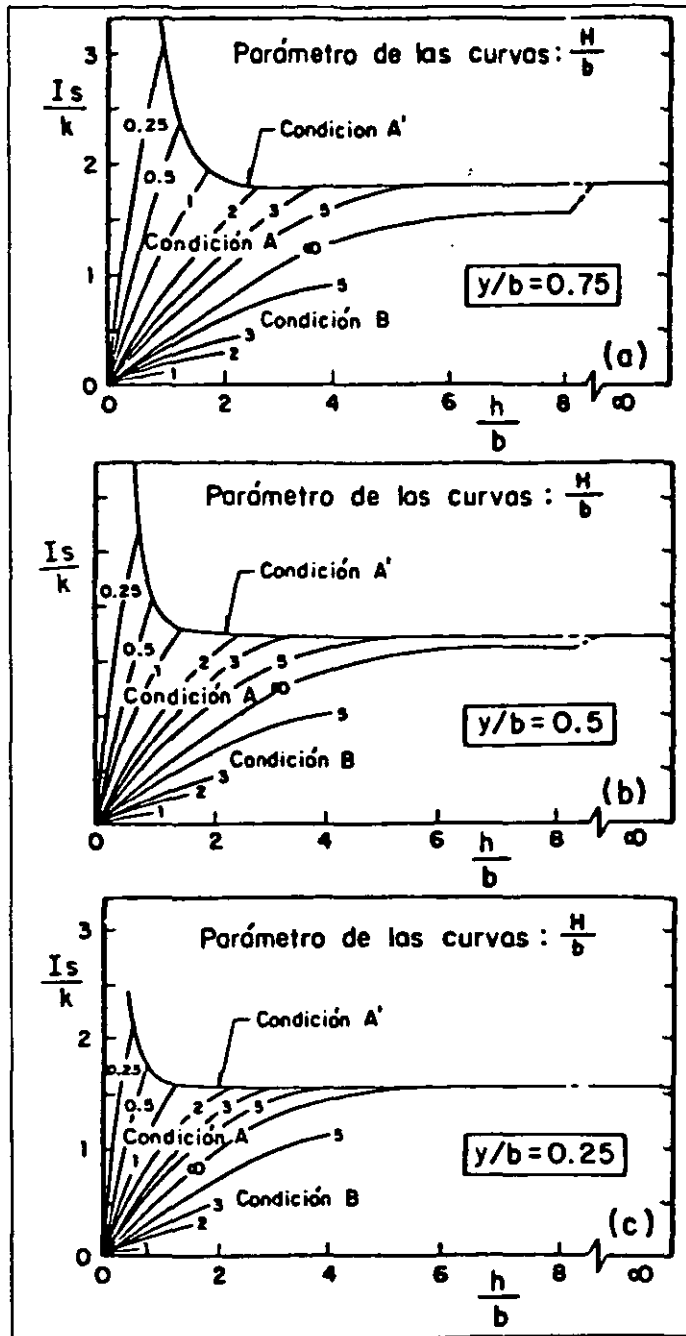


Fig. 3.15 Gráficas de Bouwer para evaluar pérdidas por infiltración para canales trapeciales con talud 1:1. Condiciones A y B. (Ref. 1)

Por lo que respecta a canales revestidos, los principales factores que controlan la filtración son la geometría del canal, espesor del revestimiento y permeabilidad. El

subsuelo afecta la filtración únicamente a través de la llamada carga de presión crítica P_c , que se define como la carga de presión producida abajo 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 mediante tramos de prueba en el sitio mismo en que deberá construirse el canal. Los valores de P_c 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. Para materiales estructurados con textura fina, P_c puede tener valores similares a los de suelos arenosos.

Suelo	k, en cm/s
Aluviones de bloques calcáreos	$3 \cdot 10^{-4}$
Arcillas provenientes de los gneiss	10^{-5} a 10^{-7}
Concretos de cemento artificial	10^{-6} a 10^{-8}
Calcáreas para construcción (según Macmillan)	$2 \cdot 10^{-4}$ a $5 \cdot 10^{-6}$
Roca de permeabilidad tolerable: Según Ehrenberg	$3 \cdot 10^{-8}$
Según F.A.W.G. de Berlín	10^{-7}
Gravas y arenas de 0.1 a 25 mm	5 a $2 \cdot 10^{-2}$
Arena uniforme 0.77 mm (según Darcy)	$3 \cdot 10^{-4}$
Arena gruesa 0.1 a 5 mm	10^{-4}
Arena media 0 a 2 mm	$2 \cdot 10^{-5}$
Arena fina 0 a 1 mm	$4 \cdot 10^{-6}$

Tabla 3.14 Coeficientes de permeabilidad. (Ref. 1)

Tipo de revestimiento o sello	Coefficiente
Concreto, 7.5 cm de espesor	0.13
Mortero de cal-cemento, 7.5 cm de espesor	0.34
Mortero de cemento puro	0.37
Tratamiento con aceite quemado, 20 l/m ²	0.50

	16 lt/m ²	0.62
	13 lt/m ²	0.73
Tratamiento con aceite claro 13 lt/m ²		0.93

Tabla 3.15 Coeficientes de corrección para canales revestidos. (Ref. 1)

III.2.2 Túneles

Según su funcionamiento los túneles se denominan a superficie libre o a presión. Los túneles a presión se clasifican según la carga hidrostática interior que soporten, en:

- De presión baja, con $H < 5$ m
- De presión media, con $5 < H < 100$ m
- De presión alta, con $H > 100$ m

También se pueden clasificar en revestidos y no revestidos.

El diseño consiste en determinar la sección transversal y el tipo de revestimiento. Antes de proponer el tipo de sección, se tienen que considerar las restricciones siguientes:

- 1) El diámetro interior mínimo debe ser mayor o igual a 2 m, por motivos constructivos.
- 2) La velocidad máxima permisible para túneles a presión es de 4 a 6 m/s.

El tipo de sección más eficiente es la circular, tanto hidráulica como estructuralmente; mientras que en los túneles a superficie libre, la sección en herradura o con fondo plano produce un mejor funcionamiento hidráulico, aunque no es eficiente para soportar cargas externas.

En el caso de los túneles a superficie libre su diseño, al igual que los canales, se basa en una ecuación de fricción y en la de continuidad. Los datos iniciales son el gasto máximo de diseño, el coeficiente de rugosidad de las paredes, la pendiente de plantilla y la velocidad máxima permisible.

Para definir las dimensiones del túnel, en una primera aproximación se pueden considerar las velocidades límite que sugiere Press, las que determinan que:

- Superficie de roca muy rugosa 1 a 2 m/s
- Superficie de roca protegida 1.5 a 3 m/s
- Superficie de concreto 2 a 4 m/s
- Revestimiento de acero 2.5 a 7 m/s

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/s. Si el revestimiento es colado cuidadosamente o protegido contra la abrasión, la velocidad puede ser hasta de 5 m/s.

La pendiente del túnel será tal que el tirante no rebase $0.8D$ (donde D es la dimensión vertical). En zonas planas se han construido túneles con pendientes entre 0.00005 y 0.0002; mientras que en las montañosas la pendiente varia entre 0.001 y 0.002.

Dividiendo la ec 3.39 entre $D^{8/3}$, para obtener una relación adimensional, se tiene:

$$\frac{AR_h^{2/3}}{D^{8/3}} = \frac{Qn}{D^{8/3}S^{1/2}} \quad (3.44)$$

Debido a que las ecuaciones F para utilizar el método de Newton Raphson se complican demasiado, el U.S.B.R. propone desarrollar el segundo término de la ecuación anterior y utilizar las tablas de las págs 57 y 58 de la ref [9].

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.

En el caso de túneles a presión, el dimensionamiento de su sección transversal necesaria para el funcionamiento hidráulico, se obtiene utilizando la ecuación de continuidad:

$$Q = Av \quad (3.45)$$

donde

- Q gasto de diseño, en m^3/s
A área transversal de la conducción, en m^2
v velocidad en la conducción, en m/s

Conocida la geometría del túnel, se define la necesidad de revestirlo o no; el revestimiento se puede deber a una razón estructural o a la necesidad de impedir la filtración, o bien a ambas. En caso de que se requiera un revestimiento, este debe resistir las cargas exteriores de roca, las presiones hidrostáticas interiores, evitar las pérdidas por filtración, proteger la roca contra la acción del agua y reducir la rugosidad de la superficie.

Los túneles a superficie libre deben cumplir con:

- Cubrir la sección completa, cuando se encuentra alojado en material poco resistente
- Cubrir solamente el fondo y los costados, cuando esta alojado en roca sana
- Hacer inyecciones de cemento para reducir las filtraciones y las presiones externas debidas a estas

En los túneles a presión, según el material en el que estén excavados, el revestimiento debe cumplir con las características siguientes:

- En roca sana sólo es necesario un revestimiento sin refuerzo, para formar una capa impermeable y una mayor eficiencia hidráulica
- En materiales menos resistentes, el revestimiento debe proyectarse para que soporte cargas externas y presiones hidrostáticas internas
- En ciertos casos, es conveniente eliminar las rugosidades de la roca, o acudir a un revestimiento que soporte nada más las cargas de la roca, aún cuando no sea totalmente impermeable

- La repartición de la carga de roca sobre el revestimiento debe lograrse de preferencia mediante inyecciones

El espesor y la calidad del revestimiento en túneles con flujo a superficie libre están gobernados por la presión de la roca, requerimientos hidráulicos para la conducción, impermeabilidad, tamaño del túnel y, en ocasiones, por la agresividad de las aguas transportadas. La presión interior del agua, generalmente, no está considerada en el análisis estructural. El espesor mínimo de concreto para túneles hasta de 6 m de diámetro interior es 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. Para túneles de mayor tamaño, este espesor mínimo se puede reducir por razones de economía.

El diseño del revestimiento tomará en cuenta prácticamente la totalidad de la presión interior y la presión exterior cuando están vacíos. Solo en casos de una roca con resistencia adecuada se puede determinar que esta soporte parte de la presión interior a través del revestimiento y de la zona de inyecciones próxima al mismo.

Si es necesario que el revestimiento cuente con acero de refuerzo, la selección de la longitud del túnel por reforzar y la cantidad necesaria de refuerzo requiere una consideración cuidadosa de los aspectos geológicos y físicos del sitio que afectan el diseño. Para reducir al mínimo el agrietamiento del revestimiento, la práctica comúnmente aceptada es la del U.S.B.R. para túneles a presión en roca sana, que indica que deben colocar las siguientes cantidades mínimas de refuerzo:

- a) Un túnel a presión debe reforzarse cuando el cielo sobre el túnel 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 del túnel hasta cero en el control donde cambie el flujo a

superficie libre. El refuerzo tiene que ser suficiente para resistir las presiones desbalanceadas antes mencionadas sin considerar apoyo de la roca vecina.

- b) En el portal aguas arriba si no existen compuertas de control y en una distancia de 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 la roca, la carga hidrostática total 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 que antes se indicó.

III.2.3 Tuberías

El diseño de una tubería implica determinar la disposición y número de tubos de alimentación, el trazo, el diámetro, el tipo de material y el espesor.

Por lo que respecta a la disposición y número de conductos, se pueden tener dos posibilidades contrastantes; la primera implica que se tenga un sólo conducto desde la entrada de la toma hasta cerca de las máquinas en donde se bifurca, trifurca o más según sea el caso, o puede que desde la entrada se tengan tubos aislados. El empleo de varias tuberías está indicado cuando el gasto por transportar exceda la capacidad de una tubería única que pueda ser construida.

El trazo estará definido altimétrica y planimétricamente. El estudio planimétrico ayudará a definir la ruta más corta, que normalmente es la más conveniente; mientras que el altimétrico, determinará la pendiente con la que trabaje la tubería, la cual deberá ser sensiblemente paralela al perfil del terreno.

Determinado el trazo de la conducción, se procede con el cálculo del diámetro de la tubería, el cual esta en función de:

- Pérdida por fricción en toda su longitud

- Abrasión debida al agua
- Condiciones de regulación de las turbinas
- Costo de la tubería
- Costo del regulador de la tubería
- Posibilidades técnicas de fabricación del tubo.

El Ing. Francisco Torres H. Propone que para diseños preliminares, se utilice para el cálculo del diámetro de la tubería la ecuación siguiente:

$$D = \sqrt[3]{\frac{6.6Q^3}{H_t}} \quad \text{para } H_t > 100 \text{ m.}$$

$$D = \sqrt[3]{0.066Q^3} \quad \text{para } H_t < 100 \text{ m.}$$

donde

D diámetro económico, en m

Q gasto máximo en picos, en m³/s

H_t carga total, incluye sobrecarga por golpe de ariete, en m

Otra fórmula aproximada para determinar el diámetro económico es:

$$D \leq \sqrt[3]{\frac{\lambda \sigma_a t C_2 Q^3}{1000 C_1 H}} \quad (3.46)$$

donde

C₁ costo anual, en pesos por cada kg de tubería (incluyendo depreciación y mantenimiento)

C₂ costo por cada kW-h en las terminales del generador, en pesos

t duración anual de la operación, en h

λ coeficientes de Darcy (para estudios preliminares se toma igual a 0.02)

σ_a esfuerzo permisible del acero, en kg/cm²

El costo anual se puede calcular como C₁=(a/100)C₀, en que C₀ es el costo unitario inicial de la tubería (en pesos) por kilogramo de peso, y "a" las cargas anuales

expresadas en porcentaje de C_0 por operación, depreciación y mantenimiento de la misma cuyo valor aproximado es:

▪ Depreciación durante una vida útil de 33 a 50 años	2 a 3 %
▪ Mantenimiento anual	3 a 5 %
▪ Otros cargos	2 a 4 %
	a= 7 a 12 %

Debido a que en el cálculo del diámetro de la tubería interviene la carga total, es necesario calcular al mismo tiempo las sobrepresiones producidas por el golpe de ariete.

Para la determinación de las cargas que incluye el efecto del golpe de ariete, estimado en forma aproximada con las fórmulas que se presentan a continuación para las maniobras de cierre y apertura, se procede de la manera siguiente.

La variación de presión debida al cierre o a la apertura de una válvula se calcula como:

$$h_{\max} = 0.2 \frac{vL}{T_c} \quad (3.47)$$

donde

h_{\max} 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 s

L longitud de la tubería, en m

La fórmula anterior es aplicable siempre y cuando el tiempo de cierre T_c sea mayor que $T/2$; que es el caso más frecuentemente encontrado en la práctica, donde

$$\frac{T}{2} = \frac{2L}{a} \quad (3.48)$$

donde

T periodo de la onda de sobrepresión, en s

L longitud de la tubería, en m

a celeridad de la onda de sobrepresión, en m/s

Para calcular la celeridad de la onda en una tubería de acero descubierta se emplea la fórmula

$$a = \frac{1425}{1 + \frac{E_w D}{E_a \delta}} \quad (3.49)$$

donde

E_w módulo de elasticidad del agua es igual a $2.07 \cdot 10^8$ Kg/m²

E_a módulo de elasticidad del acero es igual a $2.1 \cdot 10^{10}$ Kg/m²

δ espesor de la tubería, en mm

Como, en general, se desconoce el diámetro 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 de $a=1000$ m/s.

Conociendo $h_{\text{máx}}$ puede determinarse la carga total en el extremo de la tubería utilizando la ecuación siguiente:

$$H_t = H_0 + h_{\text{máx}} \quad (3.50)$$

donde

H_t 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

Con la carga H_t puede determinarse el espesor del tubo que tome en cuenta el efecto de la corrosión, con la expresión:

$$\delta = 0.05 \frac{H_t D}{\psi \sigma_a} + c \quad (3.51)$$

donde

δ espesor de la tubería, en mm

σ esfuerzo admisible de trabajo del acero a la tensión, en kg/cm²

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 soldadas equivalentes en calidad al material de la placa. Para juntas remachadas, el coeficiente se calcula como: $\psi = \frac{e - \Delta}{e}$
- e separación entre remaches paralela a la junta, en mm
- Δ diámetro del remache, en mm

Otra forma de calcular el espesor de la tubería debido a las presiones interiores, es:

$$\delta = \frac{H_i D}{2F_y} \quad (3.52)$$

donde

F_y esfuerzo resistente a tensión del material, en

Determinado su posible diámetro y espesor de la tubería, se procede a iterar, con el fin de revisar que los valores obtenidos son los adecuados; con el valor definitivo del espesor que requiere la tubería para soportar las presiones internas, se revisa este valor para otras condiciones, tales como transportación e instalación. Posteriormente se revisará que la velocidad dentro de la tubería oscile entre 3 y 5 m/s, y con un máximo de 8 m/s si el agua que transporta es limpia y con poco sedimento.

Con la finalidad de proveer la rigidez necesaria a la tubería durante el transporte e instalación el espesor mínimo se calcula con:

$$\delta_{\min} = \frac{D + 508}{400} \quad (\text{mm}) \quad \text{Propuesto por el U.S.B.R.}$$

$$\delta_{\min} = \frac{D}{200} \quad (\text{mm}) \quad \text{Propuesto por Pacific Gas and Electric Co.}$$

$$\delta_{\min} = \frac{2.25 D^2 w}{s} \quad (\text{mm}) \quad \text{Propuesto por Darmakian}$$

donde

- w peso volumétrico del material igual a 7800 kg/m³ para el acero
 s esfuerzo mínimo admisible

Asimismo, el espesor debe ser el adecuado para soportar las vibraciones por el paso de la corriente de agua. A este respecto se presentan dos expresiones para valuar el espesor mínimo, una para velocidades bajas y otra para altas.

$$\delta = 0.0025d + 1.2 \quad \text{para velocidades menores a 5 m/s.}$$

$$\delta = 0.00385d + 3.1 \quad \text{para velocidades mayores a 5 m/s.}$$

El espesor de tubería necesario para resistir vacío está dado por $\delta = 0.01d$, en mm. Esta fórmula proviene de

$$\delta = D \sqrt[3]{\frac{np_e}{2E}} \quad (3.53)$$

donde

- δ espesor de la tubería, en mm
 n factor de seguridad igual a 4 para tubos expuestos y 2 para tubos embebidos
 p_e vacío, igual a 1 kg/cm²
 E módulo de elasticidad del acero igual a $2 \cdot 10^6$ kg/cm²

Como indica la fórmula, se requieren espesores importantes del tubo para resistir la carga atmosférica externa en caso de vacío. Sólo se calculará en el caso de que en la zona de estudio se puedan presentar presiones menores que la atmosférica.

El valor del espesor de la tubería será el máximo calculado para las diferentes propuestas.

Una vez 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

$$H_t = 0.2 \frac{vL}{T_c} \quad (3.54)$$

Que es de la misma forma que la empleada para calcular $h_{m\acute{a}x}$, solo que en este caso L es la longitud de tubería desde la entrada a la misma hasta la sección de ella donde se quiera valuar h .

Para el caso de la maniobra de apertura para determinar la carga máxima negativa en el extremo de la tubería se emplea la misma forma de la fórmula utilizada en el caso de cierre, sólo que $h_{m\acute{a}x}$ será negativa. La determinación de la máxima proporcionará información acerca de las potenciales zonas de depresión y los posibles daños. Tales condiciones pueden aparecer en lugares donde la línea del gradiente inferior intersecta al eje de la tubería.

Por razones económicas, el espesor de la pared del tubo varía de acuerdo con la carga, esto es, la tubería estará constituida en un número conveniente de tramos y cada uno de ellos con espesor diferente, calculado para la carga máxima que se presente en su extremo aguas abajo.

El procedimiento a seguir para calcular los espesores de los distintos tramos de tubería es:

- De la entrada de la tubería hacia aguas abajo, se calcula la carga H_t para el primer tramo de tubo de diámetro dado, y se escoge el mínimo posible espesor de tubería.
- Con la carga calculada como:

$$H_t = 20\psi\sigma_a \frac{\delta}{d}$$

- Hacerla coincidir con el gradiente de presiones en alguna sección, si es menor, es necesario aumentar el espesor del tubo para que ello ocurra.
- Aguas abajo de la sección, en donde se obtiene la carga anteriormente calculada, la tubería requiere un espesor mayor; para definirlo se tiene el espesor anteriormente calculado y el correspondiente al extremo de la tubería, de manera que se supondrá un espesor intermedio, y de esta forma se irán calculando los espesores y los tramos.

Dicho procedimiento admite muchas soluciones de espesores y longitudes de tramo 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 $d/20$, la siguiente sección de la tubería deberá diseñarse de acuerdo con la ecuación:

$$\delta = \frac{D}{2} \left(\sqrt{\frac{\psi \sigma_a + 0.07 H_t}{\psi \sigma_a - 0.13 H_t}} - 1 \right) + c \quad (3.55)$$

donde δ esta en mm.

Ya que se ha calculado la sección de la tubería, se evalúa la pérdida de carga por fricción en toda la longitud de la misma. La fórmula de Darcy-Weisbach es la que con mayor frecuencia se emplea para determinar las pérdidas de energía debido a las resistencias producidas por rozamientos en los conductos. Las pérdidas de carga se expresan por la ecuación:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (3.56)$$

donde

- f coeficiente de pérdidas por fricción, que depende de la rugosidad y del número de Reynolds
- L longitud de la conducción, en m
- D diámetro de la conducción, en m

Los datos y procedimientos para determinar el valor de los coeficientes para las pérdidas, se consignan en una monografía del Bureau of Reclamation. Como f no es un valor fijo, muchos ingenieros no están familiarizados con sus variaciones y usarán mejor el coeficiente de Manning, n , que se ha definido con mayor amplitud. Si no se toma en cuenta la influencia del efecto del número de Reynolds, y si se supone

constante el coeficiente de rugosidad con relación al tamaño del tubo, la relación de f , en la ecuación Darcy-Weisbach, entre n de la ecuación de Manning será:

$$f = \frac{185n^2}{D^3} \quad (3.57)$$

Cuando la sección transversal del conducto tiene forma de herradura o rectangular, la fórmula de Darcy-Weisbach no se aplica porque es para tubos circulares, pudiendo usarse la ecuación de Manning para calcular las pérdidas por fricción. La ecuación de Manning, como se aplica para determinar el gasto de los conductos cerrados, es la siguiente:

$$h_f = 29.1 \frac{Ln^2}{R_h^4} \frac{v^2}{2g} \quad (3.58)$$

Los valores máximos y mínimos de n que pueden usarse para determinar el tamaño del conducto y la energía de la corriente son los que siguen:

Tipo de conducto	Valor máximo	Valor mínimo
Tubo de concreto o conducto colado en el lugar	0.014	0.008
Tubo de acero con juntas soldadas	0.012	0.0008
Túneles de roca sin revestir	0.035	0.020

Tabla 3.16 Coeficiente de rugosidad n en tuberías

III.3 Cámara de oscilación

La cámara o pozo de oscilación puede tener cualquier forma vertical o cualquier sección transversal. Sin embargo, si está bien diseñado, debe tener las siguientes características:

- Suficiente altura para no derramar, a menos que esté prevista esa situación; si es el caso se llama pozo vertedor.

- Suficiente volumen para no vaciarse; debido a que, en ese caso, permitiría que el aire entrara en la tubería de presión y llegara a las turbinas. Para evitar esta situación, el nivel mínimo debe estar unos 2 m arriba de la clave del túnel de conducción.
- Estable; es decir, su área debe ser tal que garantice que el regulador no excite las oscilaciones.

Las dimensiones principales que se deben obtener como resultado de las ecuaciones que rigen las oscilaciones que se presentan en el túnel y en el mismo pozo de oscilación son:

- a) Altura mínima, arriba del nivel estático, a fin de evitar cualquier vertimiento en caso, de cierre total.
- b) Cota a la que se debe localizar la llegada del túnel y la salida de la tubería, en el fondo del pozo, para evitar la entrada de aire en el caso de abatimiento máximo del nivel del agua debido a una apertura brusca.
- c) Sección transversal del pozo que asegure la máxima economía sin comprometer el buen funcionamiento del mismo y la estabilidad del conjunto.

Para el dimensionamiento de un pozo simple, las ecuaciones que rigen su funcionamiento hidráulico son dos ecuaciones diferenciales y la de continuidad:

$$\frac{L}{g} \frac{dv}{dt} + Z + Y = 0 \quad \text{para } v > 0$$

$$\frac{L}{g} \frac{dv}{dt} + Z - Y = 0 \quad \text{para } v < 0$$

De la ecuación de continuidad se tiene que:

$$vA = WA' + Q \quad (3.59)$$

donde

- v velocidad en el túnel, m/s
 A área transversal del túnel, m²
 W velocidad del flujo en el pozo, en m/s

- A' sección del pozo, en m²
 Q gasto que fluye por la tubería a presión, en m³/s
 L longitud del túnel, en m
 Z nivel en el pozo de oscilación por arriba del que corresponde a la carga estática
 Y producto de la longitud del túnel (L) por la pérdida de carga lineal (S_f)

El problema radica en determinar la altura máxima arriba de la carga estática que se presentará y el volumen necesario. Ya que al conocer la altura del pozo y con su volumen, podemos obtener el área de su sección transversal.

Por lo tanto, considerando un cierre total instantáneo e ignorando las pérdidas de carga, se tendrá que Q=0, Y=0 y t=0, en la ecuación diferencial y en la de continuidad se tiene:

$$L \frac{dv}{g dt} + Z = 0$$

$$v = \frac{A'}{A} W = \frac{A'}{A} \frac{dz}{dt}$$

Derivando la primer ecuación y sustituyendo en la segunda se obtiene:

$$L \frac{A'}{g A} \frac{d^2z}{dt^2} + Z = 0$$

Que es una ecuación diferencial de segundo orden, cuya solución general es de la forma:

$$Z = C_1 \cos(kt) + C_2 \sin(kt)$$

Resolviendo la ecuación y derivando Z en el tiempo t=0, se tiene que:

$$Z = Z_m \sin \frac{2\pi}{T} t \quad (3.60)$$

Donde la elevación máxima esta definida por:

$$Z_m = v_0 \sqrt{\frac{AL}{A'g}} \quad (3.61)$$

El período de oscilación es:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{A'L}{Ag}} \quad (3.62)$$

El descenso máximo será Z_m , simétrico a la sobre elevación máxima, con respecto al nivel estático. El volumen de agua AL contenido en el túnel y el área A' del pozo intervienen con sus raíces cuadrada, uno para aumentar Z_m y la otra para disminuirlo. En todos los casos Z_m es proporcional a la velocidad inicial V_0 .

Por lo tanto, al determinar las dimensiones y características hidráulicas del túnel, se pueden proponer diferentes valores de la elevación máxima (Z_m) para determinar el área del pozo; considerando que es un pozo simple, al conocer el valor del área se tiene automáticamente el valor del diámetro del mismo, y serán las condiciones topográficas y el costo de cada una de las alternativas las que influyan en la toma de decisiones.

Se puede proponer que se investigue el volumen mínimo del pozo de oscilación para una sobre elevación máxima Z_m . O sea, que el volumen del pozo debe ser cuando menos igual a $2Z_m A'$ si se quiere evitar por una parte el vertido y por otra que entre aire en el túnel y en la tubería a presión. Por lo tanto:

$$\text{Vol} = 2V_0^2 \frac{LA}{gZ_m} \quad (3.63)$$

Z_m figura en el denominador, o sea que mientras mayor sea la sobrepresión admitida mayor será el volumen del pozo, que puede ser reducido.

Pero esta reducción en el volumen del pozo de oscilación representará mayor carga en el túnel y, por consiguiente, mayor cantidad de refuerzo para absorber tales sobrepresiones. Habrá pues una solución económica en cada caso particular.

III.4 Desfogue

El diseño de esta estructura depende de la topografía del lugar y del diámetro de la tubería a la salida de la turbina. Su dimensionamiento se basa en las figs 3.17 a 3.20, y se obtiene multiplicando los valores dados en las gráficas por la dimensión característica que en ellas se indica.

Los tubos de eyección o desfogues se construyen de concreto y su dimensionamiento también está condicionado por la altura de succión.

Para poder determinar las dimensiones del desfogue, es necesario hacer un análisis de ubicación del eje del rodete y de la elevación de la superficie libre del agua en el desfogue.

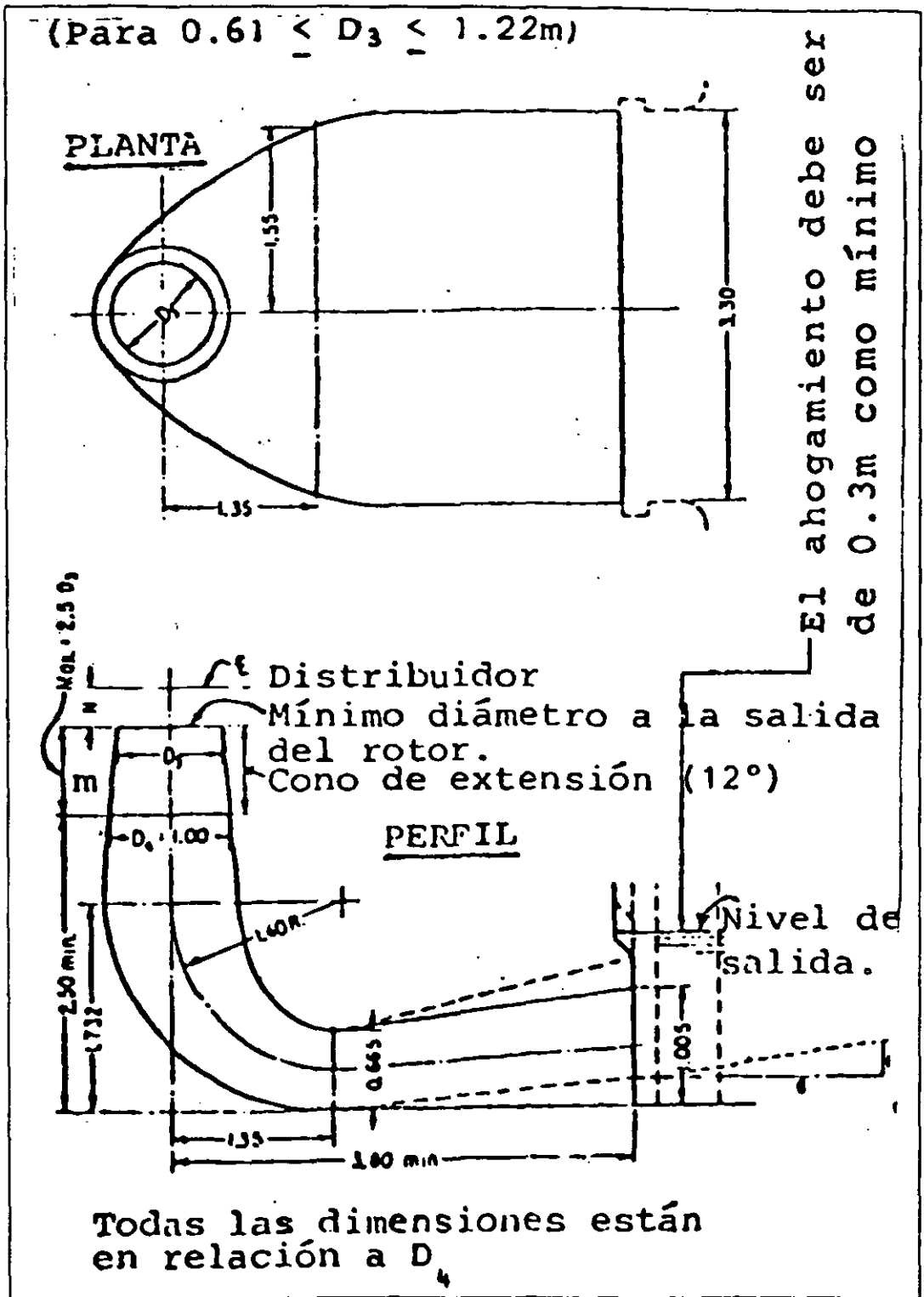


Fig. 3.16 Eyector sin apoyos. (Ref. 11)

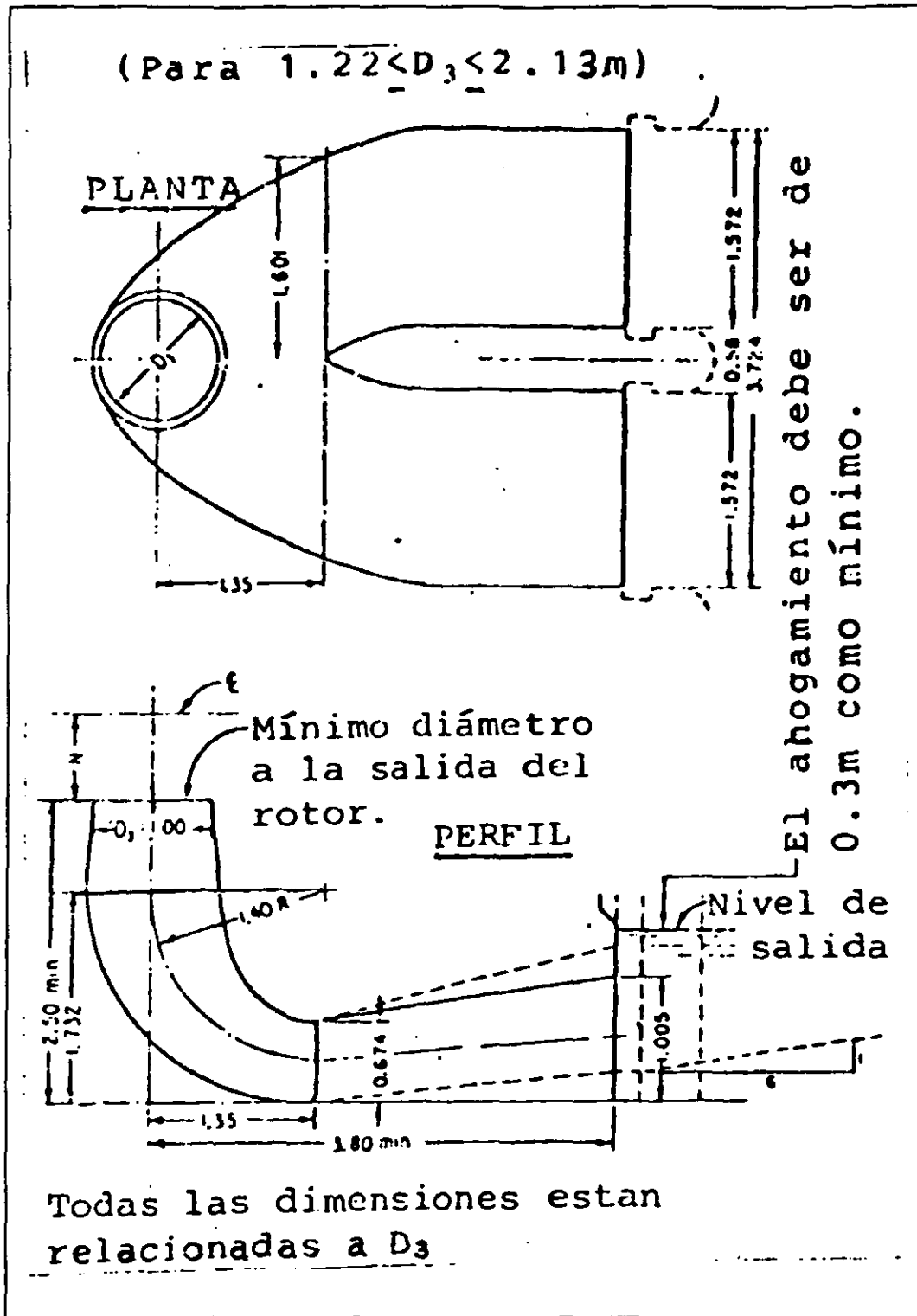


Fig. 3.17 Eyector con apoyo simple. (Ref. 11)

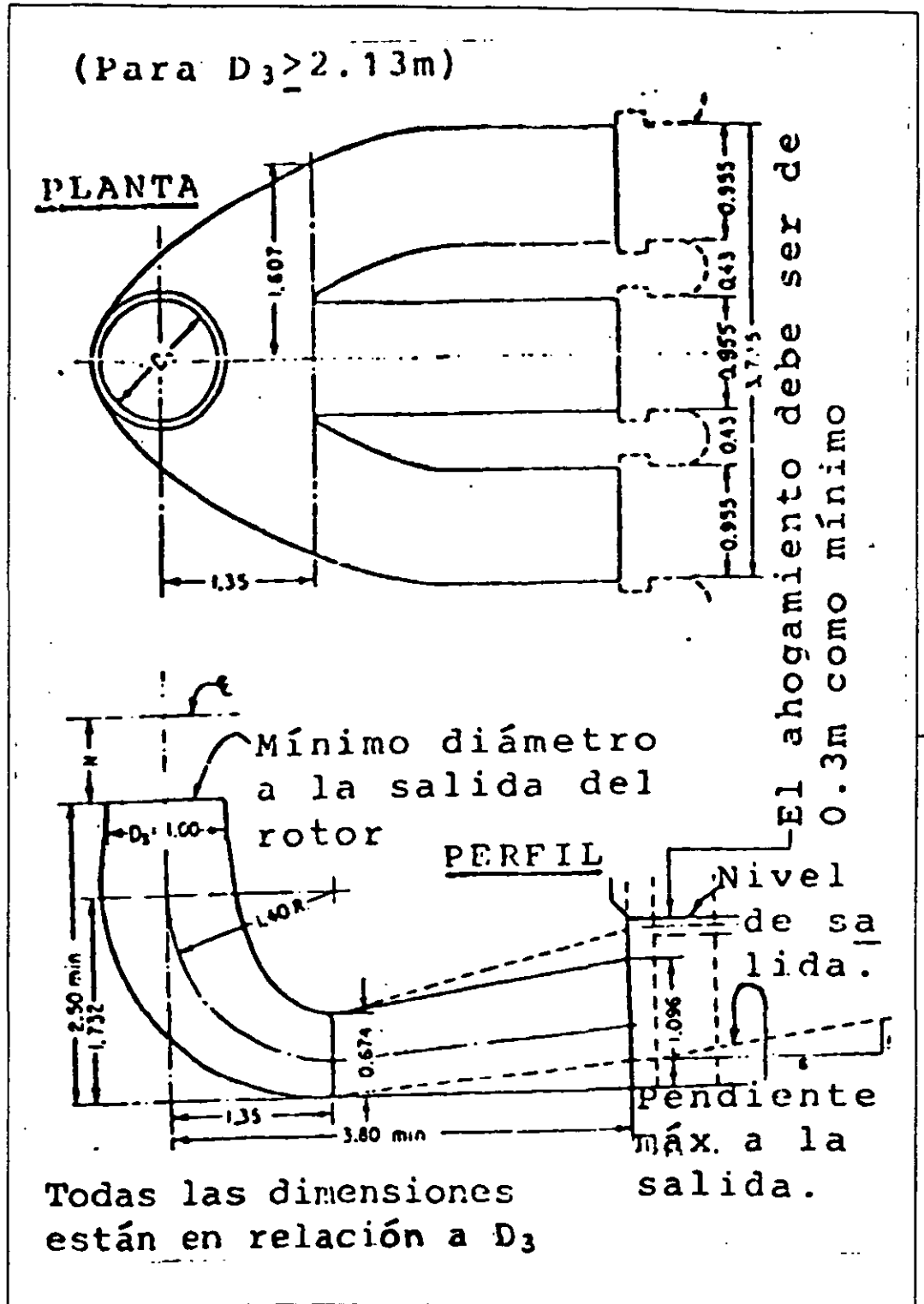


Fig. 3.18 Eyector con apoyo doble. (Ref. 11)

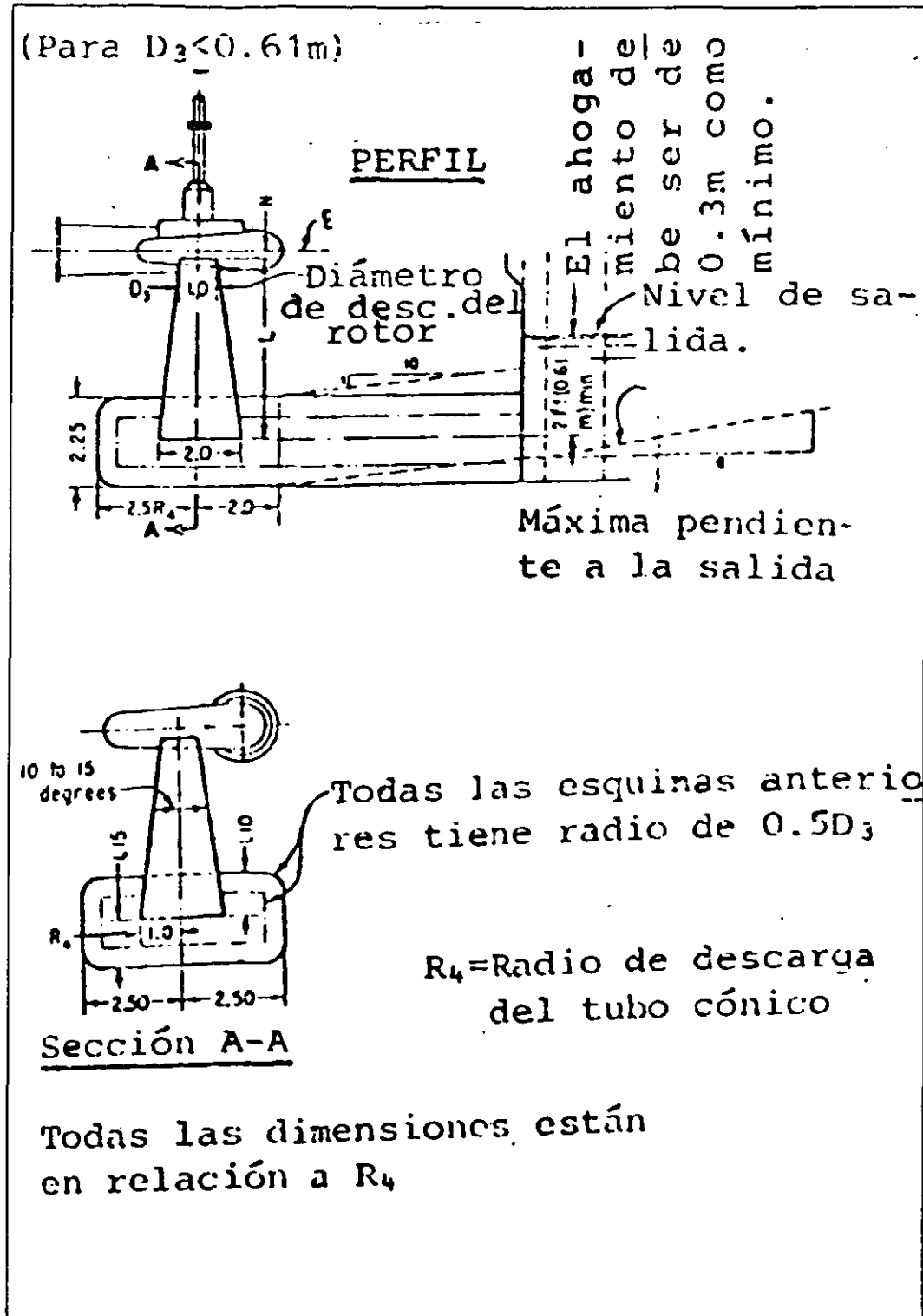


Fig. 3.19 Ejector cónico. (Ref. 11)

CAPÍTULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA DE TOMA

El objetivo del diseño estructural es determinar las características geométricas de los elementos que conforman la obra de toma, para que cumplan en forma segura y adecuada la función específica para la que fueron proyectadas.

Para cualquier tipo de estructura, es necesario establecer las características siguientes:

- Requisitos de seguridad y servicio
- Definir y evaluar las acciones y las resistencias
- Realizar el análisis estructural
- Definir el dimensionamiento

IV.1 Estructura colectora

IV.1.1 Torre de toma

Una torre de toma se compone de varios elementos siendo los principales:

- Losa de cimentación
- Estructura de rejillas
- Pozos para compuertas de emergencia y de servicio
- Ductos de ventilación
- Caseta de operación
- Puente de comunicación

Para realizar el diseño estructural, cuatro son los tipos principales de solicitaciones de carga:

- el peso propio
- presiones hidrostáticas
- empujes de tierra, y
- efectos de sismos

Otras de menor importancia pueden ser las fuerzas por peso propio y carga viva transmitidas por el puente, la fricción en su apoyo, la fricción en las partes móviles de las compuertas, la carga viva en la caseta de operación, las presiones por el viento etc.

El diseño termina cuando se revisa la estabilidad del conjunto, y la de cada uno de los elementos estructurales que constituyen la torre.

A continuación se presenta el procedimiento para calcular las principales solicitaciones de carga

Peso propio de la torre

Este se puede calcular con suficiente aproximación porque previamente se deberá establecer los espacios ocupados por cada una de las que la conforman, como son las rejillas, los pozos para compuertas, los ductos de ventilación, el apoyo para el puente, los mecanismos de operación, la grúa viajera, etc; se deben proponer los espesores de los muros exteriores y divisorios con base en la experiencia. Todos estos elementos definirán la forma y dimensiones generales de la torre en un conjunto armónico y estético.

Con esta información se puede determinar las coordenadas de los puntos de aplicación de los pesos de cada elemento, para definir la posición del centro de gravedad del peso propio total de la torre, dicho punto servirá para la aplicación de las fuerzas sísmicas.

El peso unitario del concreto reforzado para calcular los pesos individuales y el total será dato proporcionado por los estudios de geotecnia, determinado con las características de los componentes del concreto que se usará en la obra; a falta de esta información, se usa comúnmente un peso volumétrico de 2400 kg/m^3 .

La losa de cimentación, de forma rectangular, soporta toda la estructura y transmite al terreno el peso propio y los efectos de otras fuerzas. Cuando el vaso está vacío y no hay fuerzas horizontales de viento o sismo, el peso propio y las cargas vivas se

transmiten al terreno a través de la losa de cimentación produciéndole esfuerzos unitarios que se determinan con las fórmulas usuales aceptando que la estructura es suficientemente rígida en la cimentación para no deformarse por las reacciones del terreno. En este caso todos los esfuerzos unitarios serán de compresión y deberán ser menores que los admisibles en la roca, determinados por los estudios respectivos.

Presión hidrostática

Se calcula con la fórmula siguiente:

$$p = \gamma_w h \quad (4.1)$$

donde

p presión hidrostática, en m

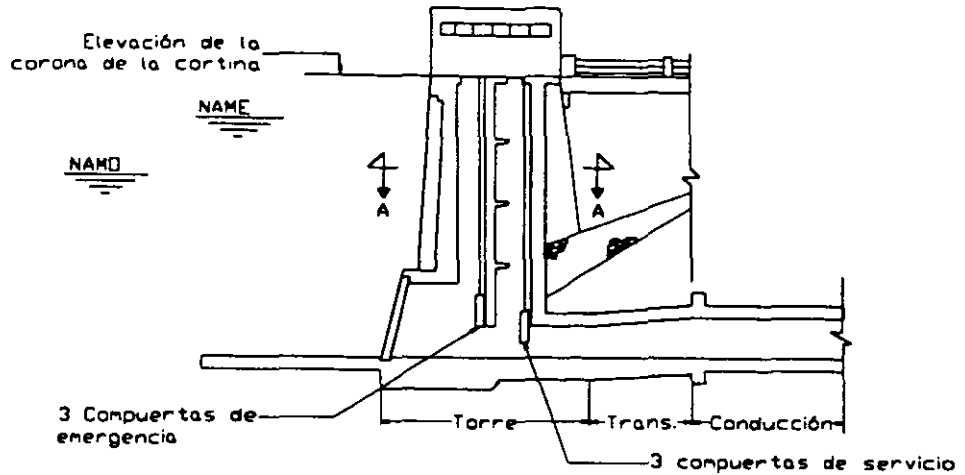
γ_w peso volumétrico del agua, en kg/m^3

h profundidad desde la superficie libre del agua (NAME), en m

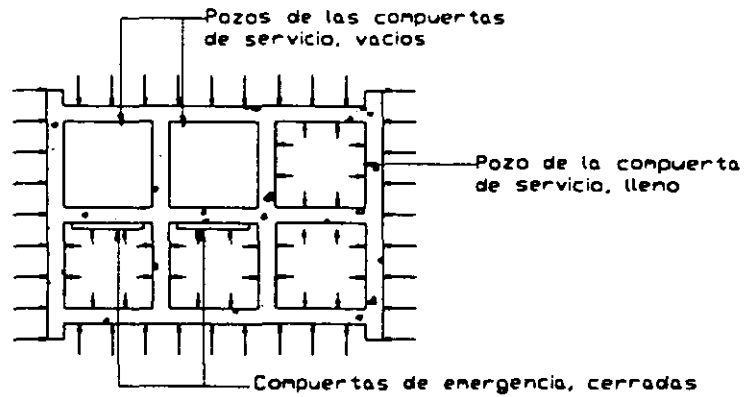
El cálculo de los elementos de la torre que estarán en contacto con el agua, se hace considerándose tramos horizontales de ella de altura unitaria y sujetos a las fuerzas horizontales producidas por las presiones hidrostáticas en distintas situaciones de operación. El análisis se hace considerando el trabajo del tramo en cuestión como el de un marco rígido horizontal independiente del resto de la torre; se lleva a cabo para varias profundidades a partir del NAME, por ejemplo a cada tres metros o a cada tercera parte de la altura total.

Las distintas situaciones de trabajo se presentan en función de la operación de las compuertas. Si todas están abiertas, para efectos de cálculo estructural se puede considerar que el agua está al NAME afuera de la torre y adentro de todos los pozos de las compuertas. Si una o varias de las compuertas de emergencia están cerradas, los pozos de las correspondientes compuertas de servicio estarán prácticamente vacíos. En esta situación, los momentos flexionantes y fuerzas cortantes, se pueden determinar con ayuda del Método de Cross, o a través de un programa de análisis

estructural. Será necesario analizar las posibles situaciones en función del número de compuertas, ver Fig. 4.1.



TORRE DE TOMA



COORTE A - A

Fig. 4.1 Pozo de compuertas. (Ref. 18)

Con los resultados de ese estudio se revisarán, o diseñarán, los espesores y el acero de refuerzo necesario para cada sección horizontal de la torre, que se hará extensivo para cada tramo comprendido entre el marco analizado y el siguiente hacia a bajo.

Después de estos cálculos puede ser necesario revisar para cuando se presenta un sismo.

Empuje de tierras

En el paramento de aguas debajo de la torre, en contacto con los materiales de la cortina, actúa el empuje de tierras. Su valor por unidad de ancho se calcula con la teoría de Rankine, expresada en la ecuación siguiente:

$$E = \frac{K_a \gamma_m h^2}{2} \quad (4.2)$$

donde

h altura del relleno, en m

γ_m peso volumétrico del material, en kg/m^3

K_a coeficiente igual a $\frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi}$ en donde ϕ es el ángulo de fricción del material

Su punto de aplicación es a un tercio de la base, la inclinación de la fuerza de empuje se acepta que sea la del talud exterior del relleno.

Fuerzas producidas por sismos

El efecto de los sismos en las estructuras de una presa se traduce en el cálculo estructural en fuerzas estáticas por lo que se refiere al volumen y peso de la estructura y en efectos dinámicos por lo que toca al agua que esta en contacto con la estructura. El parámetro determinante del efecto sísmico se acostumbra asimilar a la relación de su aceleración con la aceleración de la gravedad, y más sencillamente se trata con el valor de esta relación, al que se le llama coeficiente sísmico. Los estudios de geotecnia deben proponer el valor de dicho coeficiente que, en general, varía entre 0.05 y 0.25, pudiendo ser mayor en casos muy particulares.

Para el análisis de la estructura se consideran dos casos generales:

- el vaso vacío y el sismo actuando en todas las partes de la estructura
- el vaso lleno y el sismo actuando en el agua que rodea a la torre y en ella misma

Los análisis se deben realizar para varias secciones de la torre; al nivel de la cimentación, se considera una fuerza horizontal igual al producto del peso total de la torre por el coeficiente sísmico (C_s), aplicada en el centro de gravedad y con la dirección y sentido más desfavorable a la estabilidad de la estructura. Para el cálculo a otros niveles, se valorará la fuerza con los pesos de las partes superiores a la sección horizontal en estudio, y la fuerza horizontal se aplicará con la dirección más desfavorable en el centro de gravedad de los pesos.

En todos los cálculos, para determinar los esfuerzos unitarios verticales en la sección horizontal de que se trate, se usará la fórmula de la escuadria

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{My}{I} \quad (4.3)$$

donde

- σ esfuerzo a una distancia (y) del centro de gravedad de la sección, en Kg/m^2
- P suma de fuerzas verticales sobre la sección, kg
- M suma de momentos de las fuerzas verticales y horizontales con relación al centro de gravedad del área de cimentación, en $\text{kg}\cdot\text{m}$
- I momento de inercia del área de cimentación con relación a eje perpendicular al eje definido por el centro de gravedad y el punto de aplicación de P , en m^4
- y distancia horizontal o vertical del punto de aplicación de la fuerza al centro de gravedad, en m

La fuerza representativa de los efectos dinámicos del agua en contacto con la torre durante un sismo, pueden calcularse con un procedimiento sencillo, consistente en aplicar el Método de la analogía del cilindro de Lamb. Que considera que la fuerza dinámica que actúa en una estructura sumergida se puede definir en términos de un cilindro de agua que envuelve a la estructura y se mueve con ella. Esta fuerza se valúa con:

$$F = \gamma_w VC_s \quad (4.4)$$

donde

- F fuerza horizontal aplicada a la mitad de la altura, en Kg
- γ_w peso volumétrico del agua, 1000 kg/m³
- V volumen del cilindro que envuelve la estructura, desde el NAME hasta la sección horizontal que se trate, en m³
- C_s coeficiente sísmico

Debe aplicarse esta expresión al cálculo de cada sección horizontal que se analice, con las dimensiones propias de esa sección para circunscribirle la base del cilindro respectivo y aplicando la fuerza horizontal resultante (F) con la dirección y sentido más desfavorables a la estabilidad, ver Figura 4.1.

IV.1.2 Lumbrera

La lumbrera es un tiro vertical excavado en roca y revestido de concreto reforzado en toda su altura. La sección transversal generalmente es de forma rectangular con las dimensiones necesarias para alojar las compuertas de emergencia, las de servicio, los ductos de ventilación y las escaleras para el acceso al fondo desde la caseta de operación.

El peso propio de los revestimientos de la lumbrera y de los muros intermedios puede considerarse soportado totalmente por losa de cimentación, sin contar con las fuerzas de adherencia y fricción entre el concreto y la roca.

El revestimiento de concreto debe resistir las presiones de la roca; dependiendo de la cercanía del vaso, de las características de fracturamiento de la roca y del tratamiento de inyecciones para impermeabilización, los revestimientos estarán expuestos, o no, a la presión hidrostática del almacenamiento.

Para determinar los espesores de concreto y el acero de refuerzo, se procederá al análisis de secciones transversales en la forma que se definió para una torre de toma, considerando las presiones exteriores y las interiores, estas últimas en función de las diferentes posibilidades de operación de las compuertas de emergencia.

Por lo que se refiere a los efectos provocados por un sismo, sólo pueden tener influencia en la producción de esfuerzos horizontales u otros, los que resulten de comportamiento del macizo rocoso. Los estudios de Mecánica de Rocas podrán definir si deben considerarse fuerzas dinámicas, en función de las características del macizo y de la importancia que en su masa tenga la presencia de esa excavación. La caseta de operación donde estarán los mecanismos elevadores de las compuertas, la grúa viajera y otros equipos, se diseñará de igual forma que una torre de toma.

IV.2 Rejillas

Para determinar las dimensiones de las soleras, es necesario suponer que las rejillas:

- Trabajan totalmente obstruidas
- Se ven sujetas a flexión
- La carga de diseño se considera dentro de los límites (ver Fig. 4.2):

$$H/2 < 6 \text{ m} \quad H_d = 6 \text{ m}$$

$$H/2 > 12 \text{ m} \quad H_d = 12 \text{ m}$$

El análisis se hace al límite o bien por el método de diseño plástico y se supone que la solera trabaja como una viga simplemente apoyada; por lo tanto, la carga y el momento que actúan sobre ella vale:

$$w = H_d \gamma s \quad (4.5)$$

$$M_{act} = \frac{wL^2}{8} \quad (4.6)$$

donde

w carga uniformemente repartida, en kg/m

s separación entre barras, en m

γ peso volumétrico del agua, en kg/m³

H_d carga de diseño, en m

- M_{act} momento actuante, $kg \cdot m$
 L longitud de la barra, en m

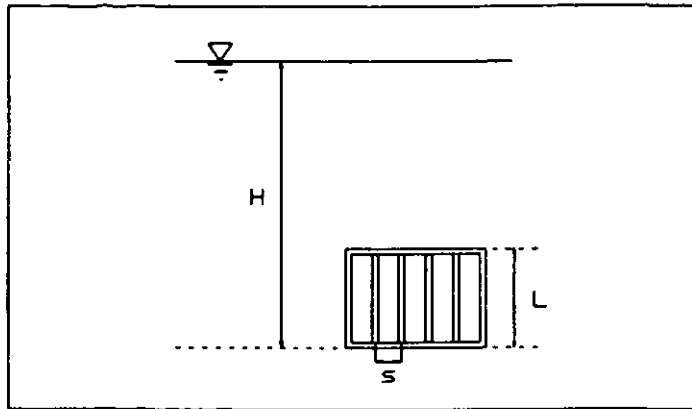


Fig. 4.2 Carga de diseño en rejillas

El esfuerzo último a tensión se obtiene de la siguiente ecuación:

$$f = \frac{M}{S} \quad (4.7)$$

donde

- M momento actuante, en $kg \cdot cm$
 S módulo de sección igual a $\frac{eh^2}{6}$
 e espesor de la solera, en cm
 h profundidad de la solera, en cm

Como para el acero A-36 el esfuerzo último a flexión es de 2530 kg/cm^2 , y la dimensión que deseamos obtener es h, sustituyendo valores y despejando h se obtiene:

$$h = \frac{6M}{ef} \quad (4.8)$$

Por lo tanto, queda definida la sección de la solera.

Ahora hay que revisar la separación máxima de los soportes laterales para que resistan pandeo lateral y vibraciones.

La revisión por pandeo lateral se realiza utilizando la ecuación propuesta por el U.S.B.R. para calcular el esfuerzo de ruptura de la barra. El esfuerzo máximo vale:

$$F_r = f_y(1.23 - 0.0153 \frac{l}{e}) \quad (4.9)$$

donde

F_r esfuerzo de ruptura igual a $0.66f_y$, en kg/cm^2

f_y esfuerzo de fluencia igual a 2530 kg/cm^2 , para acero A-36

l longitud de las barras sin soportes laterales, en cm

e espesor de la barra, en cm

Por lo tanto la longitud libre de pandeo lateral es:

$$l = \frac{0.57 * e}{0.0153} \quad (4.10)$$

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 e de la barra; de la Figura 4.3 se obtiene la longitud de pandeo lateral.

En general 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.

En algunas ocasiones es necesario considerar cargas por impacto en el diseño de las rejillas 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 equivalente al diámetro supuesto y al nivel de la superficie libre.

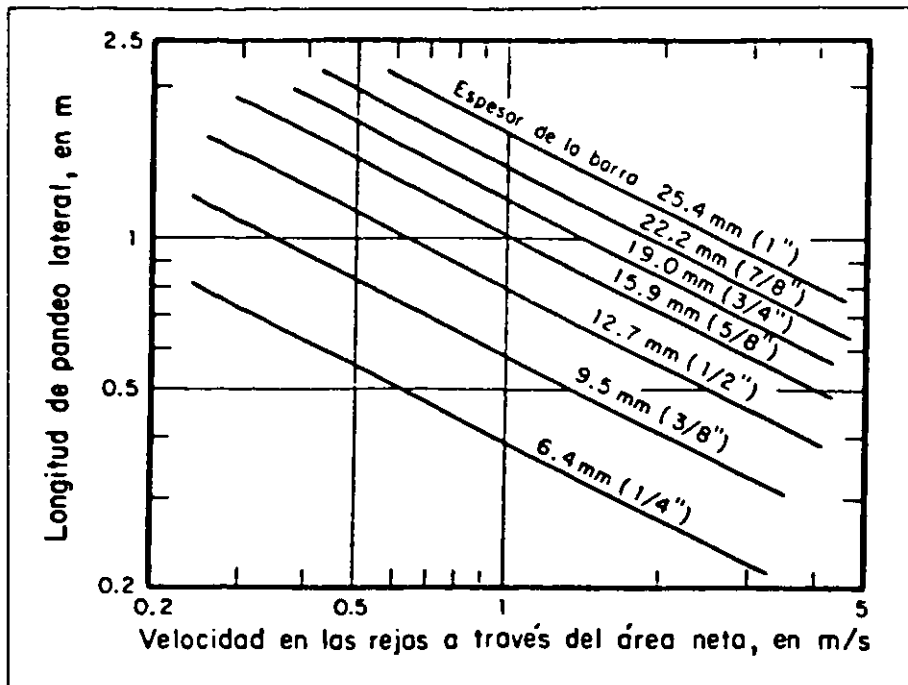


Fig. 4.3 Diagrama para el cálculo de la longitud libre de pandeo de rejillas. (Ref. 1)

Otra parte importante en el diseño estructural de las rejillas es la soldadura; en este caso se tiene que definir el valor de la fuerza cortante que actúa en la unión entre el marco y la solera, así como el tipo de soldadura que se empleara definida en el A.S.T.M. Con esta información se obtiene el valor del esfuerzo $f_a=950 \text{ kg/cm}^2$. Este esfuerzo tiene que ser menor que el obtenido con la ecuación siguiente:

$$v = \frac{V}{2 \cdot 0.707D} \quad (4.11)$$

donde

V fuerza cortante, en kg

D espesor de la soldadura, en cm, ver Fig. 4.4

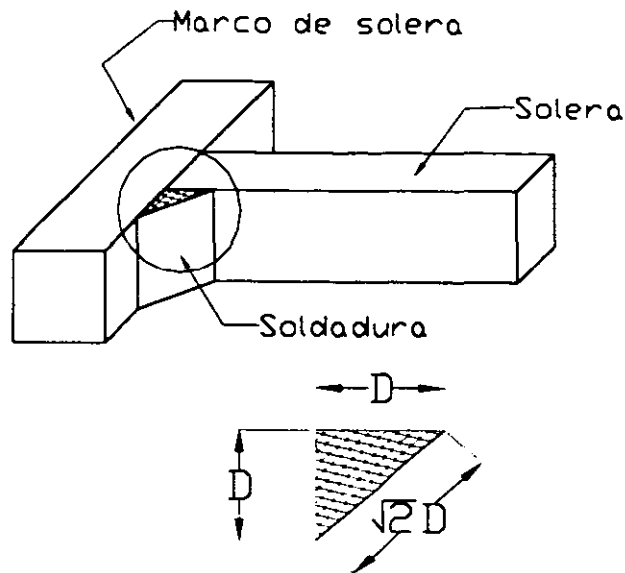


Fig. 4.4 Dimensiones de la soldadura

IV.3 Conducciones cerradas

Para definir y evaluar las acciones en estas estructuras, es necesario considerar las acciones debidas a:

- Solicitaciones permanentes
- Solicitaciones variables
- Solicitaciones accidentales

Dentro de las acciones permanentes se encuentran: la carga muerta por rellenos, el peso propio de la estructura, el empuje hidrostático de tierras o líquidos.

Las solicitaciones variables son las debidas a: tránsito de vehículos en la superficie del relleno, carga por impacto de maquinaria, efectos debidos a la fuerza de flotación, cambios de temperatura, fuerzas producidas por el líquido en movimiento (golpe de ariete), vibraciones y efectos de socavación.

Para valuar las solicitaciones accidentales, se considera la regionalización sísmica de la República Mexicana para realizar el análisis y diseño sísmico.

Es importante establecer las condiciones que rigen el diseño sísmico según la tubería:

- En tuberías no enterradas, el comportamiento puede estudiarse con modelos de vigas continuas, sometidas a movimiento lateral de la base definido por los espectros de diseño.
- Para tuberías enterradas, las curvas y deformaciones longitudinales deberán ser las más desfavorables que ocurran al nivel de la tubería para los distintos tipos de ondas sísmicas que puedan afectar el sitio. Cuando no se tenga esta información, se utilizarán las siguientes expresiones:

$$K_{\text{máx}} = \frac{a_r}{C_s^2}$$

$$\varepsilon_{\text{máx}} = \frac{v_r}{C_p}$$

donde

$K_{\text{máx}}$ curvatura máxima

$\varepsilon_{\text{máx}}$ deformación unitario longitudinal máxima

v_r, a_r valores máximos de las intensidades sísmicas en el tubo, ver tabla 4.1

C_p velocidad de propagación de ondas de compresión P

C_s velocidad de propagación de ondas de cortantes S

Tipo de suelo	Zona de la República							
	A		B		C		D	
	a_r (cm/s ²)	v_r (cm/s)	a_r (cm/s ²)	v_r (cm/s)	a_r (cm/s ²)	v_r (cm/s)	a_r (cm/s ²)	v_r (cm/s)
I	29.4	1.9	29.4	1.9	49.0	2.6	88.3	2.8
II	44.1	5.1	44.1	4.7	78.5	7.5	137.3	8.7
III	58.9	9.4	58.9	10.0	98.0	12.5	176.6	16.9

Tabla 4.1. Valores máximos de las intensidades sísmicas en el tubo. (Ref. 12)

En cualquier caso, las curvaturas y deformaciones máximas serán:

- Tubos de acero liso o corrugado

$$k_{\text{máx}} < 0.01/r \quad \epsilon_{\text{máx}} < 0.006$$

En donde (r) es el radio exterior de la sección transversal.

- Tubos de concreto reforzado o presforzado

$$k_{\text{máx}} < 0.001/r \quad \epsilon_{\text{máx}} < 0.001$$

- Tubos de concreto simple

$$k_{\text{máx}} < 0.0004/r \quad \epsilon_{\text{máx}} < 0.0004$$

Para minimizar los daños causados por sismos, la conducción debe localizarse lo más alejada de las fallas sísmicas y evitar que sea paralela a ellas. Si la tubería tiene que cruzar una falla, deberá colocarse oblicuamente a ella para reducir los esfuerzos cortantes.

IV.3.1 Tuberías de acero

Después de evaluar las acciones sobre la estructura, sin importar que la tubería sea superficial o enterrada, la tubería de acero se diseña para las siguientes condiciones:

- a) *Condición normal*: se considera la carga estática máxima (acciones permanentes y variables), más la presión normal de operación. Se recomienda emplear un factor de seguridad (FS) igual a 3. Se debe cumplir que el esfuerzo permisible sea menor a dos tercios del esfuerzo de fluencia mínimo.
- b) *Condición intermitente*: toman en cuenta las presiones presentes durante el llenado y vaciado de la conducción, más la carga estática, más la ocurrencia de sismo. Se propone utilizar un FS=2. Se cuidará que el esfuerzo permisible no exceda el esfuerzo de fluencia mínimo multiplicado por 0.8
- c) *Condición de emergencia*: cuando hay un cierre de válvulas o compuertas en un tiempo menor o igual a $2L/v_{pa}$, donde v_{pa} es la velocidad de la onda de presión, más la carga estática. Se utilizará FS=1.5, y el esfuerzo permisible deberá ser menor al esfuerzo de fluencia mínimo.

Bajo estas condiciones, se determinarán los espesores de la tubería requeridos para el buen funcionamiento estructural; en ningún caso, los diámetros o dimensiones de la sección incluyendo espesores, serán menores que los requeridos para el buen funcionamiento hidráulico.

El diseño estructural se basará en el análisis elástico, modelando la tubería como un cascarón cilíndrico en donde se admitirá que los esfuerzos predominantes son los de membrana y los de flexión. También se recomienda que el peso volumétrico del material de relleno utilizado, no sea inferior a 190 kg/m^3 para fines de diseño.

Según la ubicación y el trazo de la tubería, se podrán presentar una combinación de esfuerzos que determinaran las características geométricas de la sección transversal para un buen funcionamiento estructural.

A continuación se presentan las ecuaciones con las que se determinaran los diferentes tipos de esfuerzos según las características particulares de la tubería.

1) Esfuerzo por flexión

Se presenta por flexión del tubo al estar apoyado en puntos aislados por pilas o zapatas. El esfuerzo, expresado con la siguiente fórmula, corresponde al máximo de tensión o compresión que se presenta en el apoyo, tensión arriba y compresión abajo.

$$\sigma_1 = \left\{ \frac{(G_0 + G_w)L}{3\pi\delta\phi^2} - \frac{\mu(G_0 + G_w)}{\pi L \delta} \left[1 - \frac{G_0}{2(G_0 + G_w)} \right] \right\} \cos \beta \quad (4.12)$$

donde

- σ_1 esfuerzo por flexión, en kg/cm^2
- G_0 peso de la tubería de longitud L , en kg
- G_w peso del agua contenida en la tubería de longitud b , en kg
- b separación entre apoyos, en cm
- δ espesor de la tubería, en cm

- ϕ diámetro de la tubería, en cm
 μ módulo de Poisson para el acero es igual a 0.3
 β ángulo formado por el eje del tubo con la horizontal, en grados

Si la sección que se requiere analizar es al centro del claro entre dos apoyos, el esfuerzo estará dado por la siguiente expresión, que da compresión arriba y tensión abajo.

$$\sigma_1 = \left\{ \frac{(G_0 + G_w)L}{6\pi\delta\phi^2} - \frac{\mu(G_0 + G_w)}{\pi L\delta} \left[1 - \frac{G_0}{2(G_0 + G_w)} \right] \right\} \cos \beta \quad (4.13)$$

II) Esfuerzo por temperatura

Ocurre únicamente en las llamadas tuberías rígidas o fijas, será de tensión si hay enfriamiento de la tubería y de compresión si hay calentamiento, naturalmente, independientemente de la longitud

$$\sigma_2 = 25\Delta t \quad (4.14)$$

donde

- σ_2 esfuerzo por temperatura, en kg/cm²
 Δt variación de temperatura, en °C

III) Esfuerzo por presión interna y alargamiento circunferencial.

También ocurre en tuberías rígidas. Debido a la presión interna, la tubería tiende a contraerse en longitud. Puesto que la tubería está fija en sus dos extremos, se evita la contracción longitudinal; por eso se desarrollan esfuerzos de tensión similares a los que produce un enfriamiento de la tubería

$$\sigma_3 = 0.03\sigma \quad (4.15)$$

donde

- σ_3 esfuerzo por presión interna y alargamiento circunferencial, en kg/cm²
 σ esfuerzo tangencial, en kg/cm²

Sólo una porción de este esfuerzo se desarrolla en tuberías semirígidas, dependiendo de la fricción ocasionada por el deslizamiento sobre apoyos.

II') Esfuerzo por el componente del peso del tubo en dirección axial, de tuberías inclinadas

Será de compresión en las secciones aguas arriba de un atraque, y de tensión en las secciones aguas abajo del mismo para tuberías que bajan. El esfuerzo máximo estará inmediatamente aguas arriba y aguas abajo del atraque.

a) Con junta de dilatación

$$\sigma_4 = \frac{\Sigma G_0 \text{ sen } \beta}{\pi \phi \delta} \quad (4.16)$$

donde

σ_4 esfuerzo por la componente del peso en dirección axial, en kg/cm²

ΣG_0 peso de la tubería entre la junta de dilatación y el atraque, en kg

ϕ diámetro de la tubería, en cm

δ espesor de la tubería, en cm

β ángulo formado por el eje del tubo con la horizontal, en °C

b) Tuberías rígidas

$$\sigma_4 = \frac{P_0}{2\pi\phi\delta} \quad (4.16a)$$

donde

P_0 peso de la tubería entre dos atraques, en kg

I') Esfuerzo por la fricción en los apoyos, para tuberías con junta de dilatación.

El esfuerzo máximo ocurre en el atraque, pudiendo ser de tensión o compresión, según la temperatura disminuya o aumente, respectivamente.

$$\sigma_s = \frac{f_1 \lambda (G_0 + G_w) \cos \beta}{L \pi \phi \delta} \left(1 + \frac{2 \text{ sen } \alpha}{\alpha} \right) \quad (4.17)$$

donde

- σ_s esfuerzo por fricción en los apoyos, en kg/cm²
- f_1 coeficiente de fricción entre tubo y silleta, ver Tabla 4.2
- G_0 peso de la tubería entre cada dos apoyos, en kg
- G_w peso del agua contenida en el tubo entre cada dos apoyos, en kg
- λ longitud entre la junta de dilatación y el atraque, en cm
- L longitud entre dos apoyos, en cm
- ϕ diámetro de la tubería, en cm
- δ espesor de la tubería, en cm
- β ángulo formado por el eje del tubo con la horizontal, en °C
- α Ángulo que abarca la silleta, en °C, ver Fig. 4.5

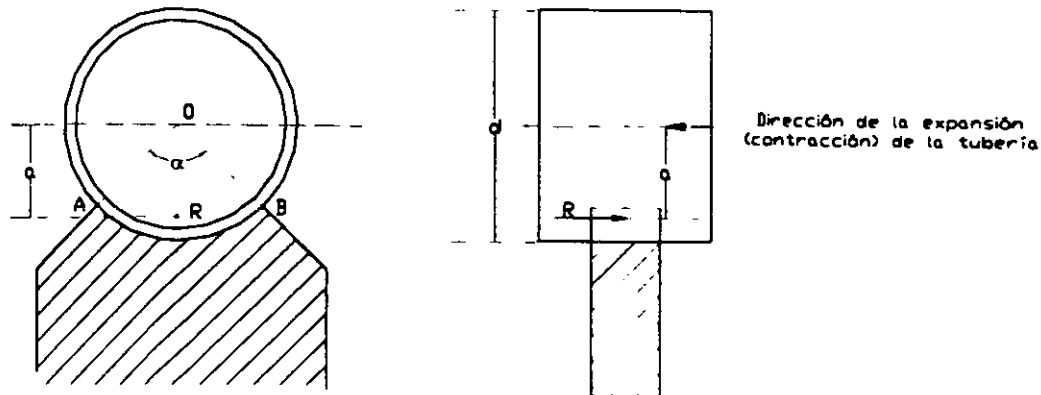


Fig. 4.5 Excentricidad de la fuerza de fricción sobre el apoyo. (Ref. 1)

A continuación se dan algunos coeficientes de fricción, según sea el tipo de material de la tubería.

MATERIAL	f_1	
Acero con concreto	0.45	0.5
Hierro colado con concreto	0.50	0.75
Acero con acero sin lubricante	0.30	0.50
Acero con acero de grafito	0.20	0.22
Acero con acero engrasado	0.12	0.15

Rodillos de acero con acero	0.05	0.10
Acero con bronce seco	0.15	
Bronce con bronce seco	0.20	
Bronce con bronce untuoso	0.13	

Tabla 4.2 Coeficientes de fricción entre el tubo y la silleta. (Ref. 1)

VI) Esfuerzos originados en las juntas de dilatación

Para una junta de dilatación como la de la fig. 4.5, al contraerse o expandirse la tubería por disminución o aumento de temperatura, se producen esfuerzos ocasionados por la fricción que se desarrolla sobre la superficie donde presiona al prensaestopa πde , siendo e el ancho del prensaestopa. Para que la junta de dilatación sea estanca se requiere que la presión que ejerce el prensaestopa sobre la tubería sea al menos igual a la máxima presión interna P . Otro esfuerzo que se desarrolla sobre el tubo debido a la junta es directamente P , ya que está directamente expuesta a esa presión la cara en corte del tubo de espesor δ , esto es, el área $\pi\delta d$. El esfuerzo que resulta del prensaestopa es de tensión o compresión, según que la temperatura disminuya o aumente, respectivamente

$$\sigma_6 = \frac{f_2 e p}{\delta} \quad (4.18)$$

donde

- σ_6 esfuerzo originado en la junta de dilatación debido al prensaestopa, en Kg/cm^2
- f_2 coeficiente de fricción entre el material del prensaestopa y el de la tubería, ver Tabla 4.2
- e ancho del prensaestopa, en cm, ver Fig. 4.6
- p presión interna máxima de la tubería, en kg/cm^2
- δ espesor de la tubería, en cm

El otro esfuerzo originado en la junta que siempre es de compresión, vale

$$\sigma_6 = p$$

donde

σ_6 esfuerzo originado en la junta de dilatación debido a la exposición directa de espesor del tubo δ a la presión interna del mismo p , en kg/cm^2

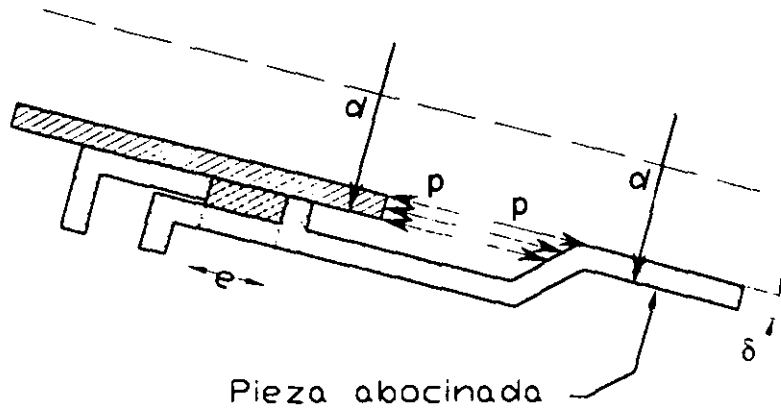


Fig. 4.6 Junta de dilatación. (Ref. 1)

VII) *Esfuerzos debidos a obturadores* (tapas ciegas, compuertas, válvulas, etc.)

Puede ser de tensión o compresión, depende de que la sección considerada para determinar el esfuerzo esté localizada, respectivamente, aguas arriba o aguas abajo del obturador

$$\sigma_7 = \frac{p\phi}{4\delta} \quad (4.19)$$

donde

σ_7 esfuerzo debido a obturadores, en kg/cm^2

p presión interna máxima, en kg/cm^2

ϕ diámetro de la tubería, en cm

δ espesor de la tubería, en cm

VIII) *Esfuerzos debidos a conos reductores*

La Figura 4.7 muestra la condición necesaria para que se desarrolle este esfuerzo. Se presentan dos posibilidades de esfuerzo: cuando hay junta de dilatación en la tubería, y cuando esta es rígida. Es factible que los esfuerzos puedan ser de tensión

o compresión; depende de que la sección considerada esté en el tubo de diámetro mayor o menor, respectivamente. Cuando hay junta, el esfuerzo está expresado por

$$\sigma_8 = \frac{\gamma(h_1 + h_2)(\phi_1^2 - \phi_2^2)}{8\phi\delta} \quad (4.20)$$

donde

σ_8 esfuerzo debido a un cono reductor, en kg/cm^2

γ peso volumétrico del agua, en kg/cm^2

h_1, h_2 cargas referidas a la línea de gradiente del golpe de ariete y al centro del tubo a la entrada y a la salida del cono reductor, respectivamente, en cm

ϕ_1, ϕ_2 diámetros de los tubos de mayor y menor diámetro, respectivamente, en cm

δ $\phi = \phi_1$ si la sección donde se valúa el esfuerzo está en el tubo de mayor diámetro, y $\phi = \phi_2$ si la sección está en el tubo de menor diámetro, en cm

δ espesor de la tubería, en cm

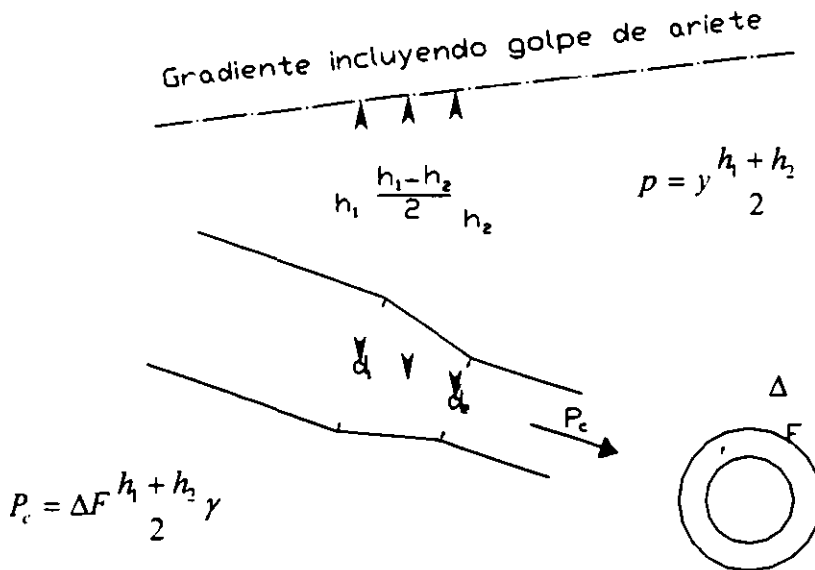


Fig. 4.7 Carga de agua en la pieza de transición. (Ref. 1)

Cuando la tubería es rígida, es decir, cuando el cono se encuentra entre dos atraques que distan las longitudes l_1 y l_2 del centro de gravedad de la superficie lateral del cono, ver Fig. 4.8.

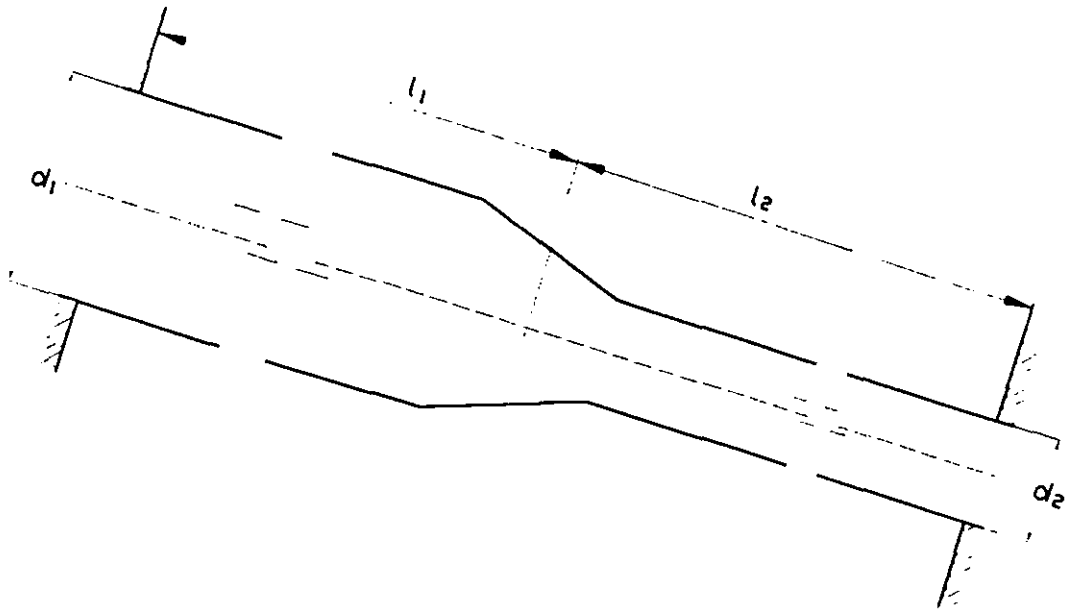


Fig. 4.8 Disposición de una tubería rígida. (Ref. 1)

El esfuerzo está dado por:

$$\sigma_s = \frac{\gamma(h_1 + h_2)(\phi_1^2 - \phi_2^2)}{8(l_1\phi_2\delta_2 + l_2\phi_1\delta_1)} \quad (4.20a)$$

donde

l $l=l_2$ si la sección donde se valúa el esfuerzo está en el tubo de mayor diámetro, o bien donde la distancia al atraque es l_1 (esfuerzo de tensión) y $l=l_1$ si la sección está en el tubo de menor diámetro, o donde la distancia al atraque es l_2 (es esfuerzo de compresión), en cm

l_1, l_2 longitudes del centro de gravedad de la superficie exterior del cono a los atraques para el tubo de mayor diámetro y de menor diámetro, respectivamente, en cm

δ_1, δ_2 espesores de los tubos de mayor y menor diámetro, respectivamente, en cm.

h_1, h_2 cargas referidas a la línea de gradiente del golpe de ariete y al centro del tubo a la entrada y a la salida del cono reductor, respectivamente, en cm

IX) Esfuerzos debidos a la fricción del agua que fluya en la tubería

Este esfuerzo es de tensión o compresión según la sección considerada esté aguas abajo o aguas arriba del atraque.

$$\sigma_9 = \frac{\gamma\phi}{4\delta} lS \quad (4.21)$$

donde

- σ_9 esfuerzo debido a la fricción del agua, en kg/cm^2
- γ peso volumétrico del agua, en kg/cm^3
- ϕ diámetro de la tubería en la sección donde se determina el esfuerzo, en cm
- δ espesor de la tubería, en cm
- l longitud de la tubería al atraque vecino más próximo, en cm
- S gradiente piezométrico (pendiente) bajo condiciones de flujo establecido (sin considerar golpe de ariete)

El esfuerzo longitudinal que deberá emplearse para diseño se obtiene de una superposición adecuada de los esfuerzos por flexión y los debidos a la fricción del agua.

Para cada instalación en particular, deberá investigarse por separado la posibilidad de ocurrencia simultánea de cualquiera de estos esfuerzos, y además revisar varias secciones y grupos alternativos de condiciones de esfuerzos, para compararlos.

Una vez determinados los esfuerzos longitudinales, se deberá calcular el esfuerzo transversal completo con la fórmula:

$$\sigma = \frac{p\phi}{2\delta} - \frac{(G_0 + G_w)}{\pi L \delta} \left[1 - \frac{G_0}{2(G_0 + G_w)} \right] \cos\theta \cos\beta \quad (4.22)$$

donde

- σ esfuerzo tangencial, en kg/cm^2
- p presión interna máxima, en kg/cm^2
- ϕ diámetro de la tubería, en cm

δ espesor de la tubería, en cm

θ en la sección transversal de la tubería es el ángulo que muestra la figura 4.9 siguiente

El resto de las variables son las especificadas en esfuerzo por flexión de los esfuerzos longitudinales.

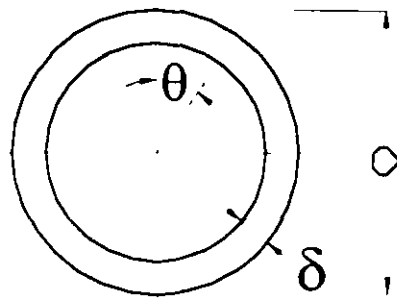


Fig. 4.9 Corte transversal de una tubería. (Ref. 1)

Para un cálculo preciso de los esfuerzos de trabajo, deberá aplicarse el principio de los esfuerzos reducidos *ficticios*. Esto es, si para cualquier combinación de esfuerzos

σ_I esfuerzo resultante calculado con la suma de los esfuerzos $\sigma_1, \sigma_4, \sigma_5, \sigma_6, \sigma_6, \sigma_7, \sigma_8, \sigma_9$, para tuberías con junta de dilatación, o con la suma de los esfuerzos $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4, \sigma_7, \sigma_8, \sigma_9$, para tuberías rígidas

σ_{II} esfuerzo tangencial σ

P presión interna

Entonces, los esfuerzos reducidos son:

Axial $\sigma_a = \sigma_I - \mu(\sigma_{II} + P)$

Circunferencial $\sigma_c = \sigma_{II} - \mu(\sigma_I + P)$

Radial $\sigma_r = P - \mu(\sigma_{II} + \sigma_I)$

Donde μ es el módulo de Poisson=0.3.

Estos esfuerzos reducidos ficticios se compararán con el esfuerzo admisible, teniendo en cuenta que los esfuerzos de tensión y compresión se considerarán con signos opuestos.

Los esfuerzos máximos del acero que resulten de las distintas combinaciones de cargas que se presenten durante la operación de la tubería no deberán exceder los permitidos por el código para el tipo de acero usado en el diseño y construcción.

Los esfuerzos permisibles para las distintas condiciones de diseño, de acuerdo con las especificaciones de la ASTM, son las que se consignan en la tabla 4.3.

Otro aspecto importante en el diseño de tuberías superficiales, es el dimensionamiento de los machones de anclaje y de las silletas.

Los machones de anclaje están situados al principio de la tubería como tapón de concreto en el túnel que aloja a la tubería, en las bifurcaciones y en los cambios de dirección.

Designación ASTM	Resistencia a la ruptura, F_t , (kg/cm ²)	Resistencia a de fluencia, f_y , (kg/cm ²)	Condición			
			Normal	Intermitente	Emergencia	Excepcional
A515-Grado60	4420	2250	$0.625f_y$	$0.8f_y$	f_y	F_t
A516-Grado60	4420	2250	$0.625f_y$	$0.8f_y$	f_y	F_t
A537-GradoA $e < 3.18$ cm	4930	3520	$0.47f_y$	$0.62f_y$	$0.93f_y$	F_t
A537-GradoA $e > 3.18$ cm	4580	3240	$0.47f_y$	$0.63f_y$	$0.94f_y$	F_t
A517	8100	7040	$0.38f_y$	$0.51f_y$	$0.71f_y$	F_t

Tabla 4.3 Esfuerzos permisibles de diseño. (Ref. 12)

El tapón de concreto deberá soportar el empuje total del agua a través de la fricción, el esfuerzo cortante y las reacciones de la roca donde este cimentado.

En una bifurcación, el machón de anclaje soportará la tendencia al deslizamiento de la tubería cuando las válvulas estén cerradas. La estabilidad del conjunto se logra por fricción y esfuerzo cortante entre el concreto de este machón y la roca en la que se apoya.

En cambios de dirección, las fuerzas que intervienen en el cálculo de estabilidad de un macizo de anclaje son: la hidrostática, la dinámica, la debida al peso propio de la tubería, la fricción, el peso propio del machón, la fricción y esfuerzo cortante en la superficie de cimentación.

Las silletas se utilizan para apoyar los tramos intermedios de una tubería, soportan el peso de la tubería y del agua contenida, las fuerzas horizontales ocasionadas por la fricción, el viento y sismos. El diseño consiste en revisar que la resultante de las fuerzas verticales, incluyendo el peso propio, las fuerzas longitudinales y laterales intercepten a la base dentro de su núcleo central.

Es importante recalcar, que los análisis de estabilidad de estos elementos, deben realizarse para condiciones de expansión y contracción, con la tubería llena y vacía con sismo y sin él.

IV.3.2 Tuberías de concreto

El diseño de las tuberías de concreto depende del método constructivo empleado; se pueden emplear tuberías de concreto reforzado prefabricadas o coladas en el sitio, lo que depende principalmente de las dimensiones necesarias y el costo que genera cada una.

El diseño de tuberías precoladas considera que es un conducto rígido, cuyas cargas actuantes son: la presión interna, cargas por el terraplén o una combinación de ambas.

El proyecto de estas tuberías se podrá hacer de acuerdo con las fórmulas y esfuerzos unitarios que a continuación se enuncian, ver Fig. 4.10

Para la sección 1

$$M = 115r^2t - 24rr_i^2 - 0.126rW$$

$$E = +195rt - 53r_i^2 + 0.324W$$

Sección 2

$$M = +83r^2t + 17rr_i^2 + 0.089rW$$

$$E = +280rt - 12r_i^2 + 0.539W$$

Sección 3

$$C = -244rt - 51r_i^2 - 0.273W$$

$$E = -62.4r_iH \text{ debida a presión hidrostática}$$

donde

R, r_i , t y H en ft

W en Lb/ft

M en Lb*ft

C fuerza cortante, en Lb

E empuje, en Lb

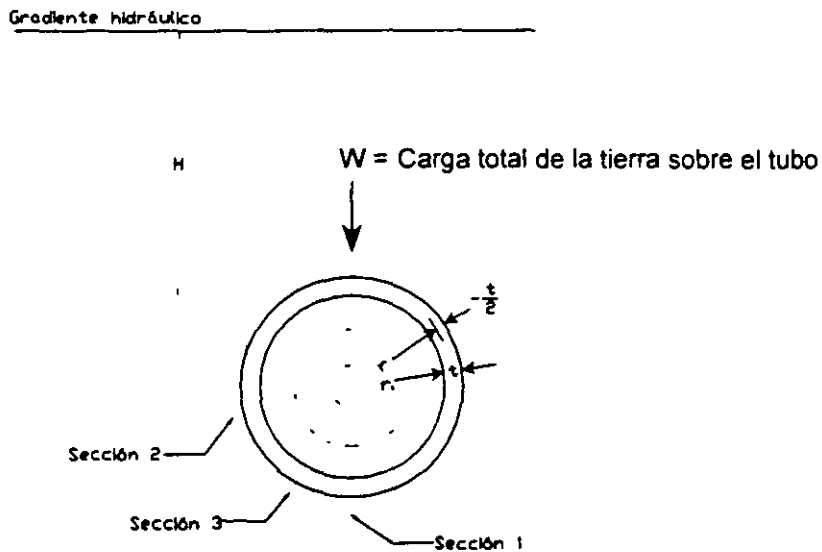


Fig. 4.10 Sección crítica para tuberías precoladas

En las tuberías coladas en el sitio, las cargas a que estarán sujetos los conductos pueden variar según muchos factores relativos a la cimentación, flexibilidad o rigidez del conducto, características físicas y mecánicas de los materiales de la cortina.

En conductos que estén en el terraplén de la cortina, las cargas actuantes varían según el material que estén soportando. Para el tramo bajo el enrocamiento de aguas arriba actúa el peso del enrocamiento sumergido en el agua, su empuje horizontal a cada lado, la presión hidrostática en el techo y los lados, la subpresión y reacciones del terreno debidas al peso del enrocamiento y del conducto.

En el tramo bajo el corazón impermeable de la cortina se supone que la carga de conducto es el peso de la columna de terraplén que queda directamente encima de él y la del agua. La carga sobre una porción del conducto, situada debajo de la parte de aguas arriba de la cortina, incluye tanto el peso del material saturado, como el peso del agua arriba de él; la porción siguiente hacia aguas abajo incluye el peso de material saturado hasta la línea de saturación y el peso del material seco arriba de él hasta la corona o el talud.

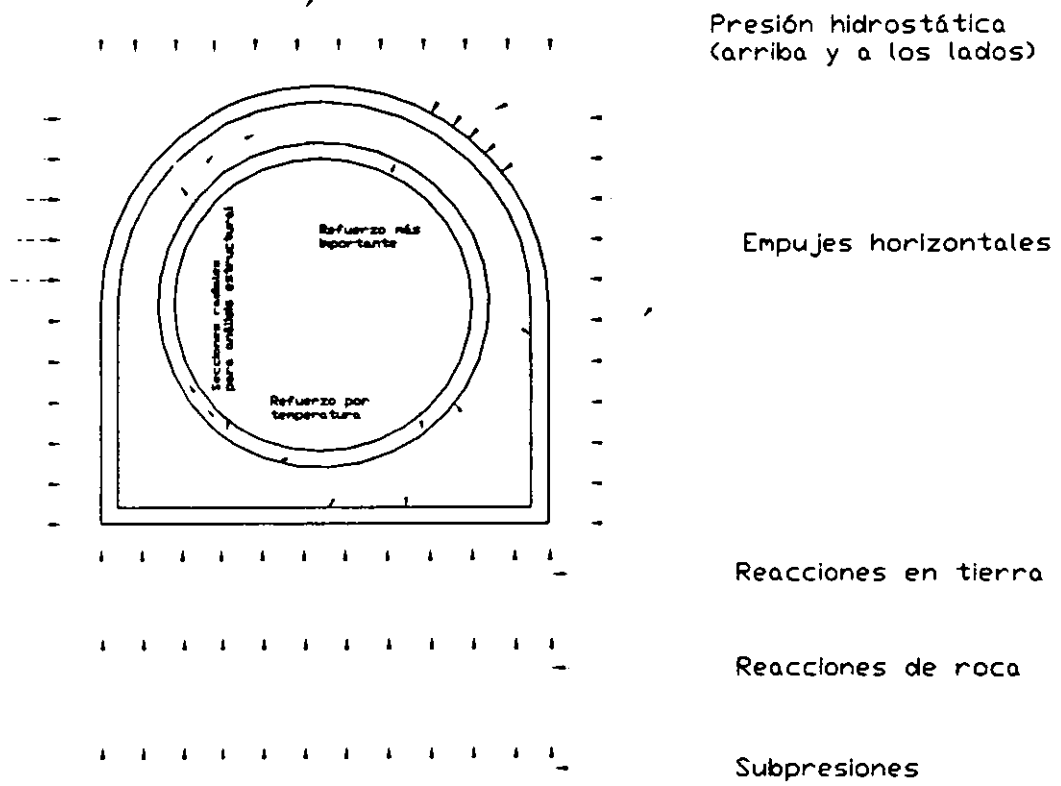
Se supone que la carga unitaria horizontal a cada lado del conducto es un tercio de la carga unitaria vertical. Hacia arriba actúan las reacciones del terreno y la subpresión.

Cuando el conducto está cimentado en tierra, se supone que las reacciones del terreno se distribuyen uniformemente en toda la anchura del conducto; en las cimentaciones en roca se supone que están distribuidas triángularmente, variando del doble de la reacción unitaria media en los extremos exteriores, a cero en el centro de la base.

El peso propio del conducto se considerará en el análisis de cada sección radial, en el tramo que corresponda.

Los conductos circulares y en herradura se construyen usualmente con base plana y con caras exteriores planas verticales hasta la altura del centro, haciendo la parte superior de espesor uniforme, ver Fig. 4.11.

Cargas verticales



SECCION TRANSVERSAL

Cargas totales



DOVELA ENTRE SECCIONES 1 Y 2

Fig. 4.11 Sección transversal de la tubería colada en sitio. (Ref. 18)

Considerando la figura transversal del conducto y un metro de longitud, se calculan los momentos flexionantes, los esfuerzos cortantes y los empujes en secciones radiales de esa tajada de conducto.

A conducto vacío, la deformación de la estructura origina esfuerzos de tensión en las fibras inferiores arriba y abajo de la sección transversal del conducto y también en las fibras exteriores a los lados de la sección; en estas zonas se requerirá el acero de refuerzo en mayor cantidad.

Generalmente, la condición más desfavorable es la de conducto vacío y para ella se hace el cálculo de cada uno de los tramos del conducto, analizando un cierto número de secciones radiales; cada una de ellas por flexocompresión y esfuerzo cortante para definir el acero de refuerzo circunferencial y, en algunos casos, el refuerzo por tensión diagonal.

Hay varios métodos de cálculo para definir el trabajo estructural de las secciones radiales citadas; uno de los más usuales se basa en el deformómetro de Beggs.

Para el diseño estructural de los túneles, se tienen que tomar en cuenta las características geológicas de la zona, así como la calidad de la roca que es determinada por las investigaciones en campo y laboratorio.

El diseño estructural se basa en determinar el tipo de revestimiento necesario, ya sea concreto simple, concreto reforzado o acero. El diseño se efectúa para que resista las siguientes cargas:

- Presión interna del agua, que corresponde a la condición normal y al rechazo de carga.
- Presión externa del agua, debida al nivel freático del agua.
- Presión externa del inyectado.
- Presión externa de la roca.

Para el análisis estructural se aplica un modelo de anillo cerrado aislado, sometido a presión exterior y/o interior con lo que se obtendrán los esfuerzos actuantes y elementos mecánicos en el concreto y la roca misma.

Para efectos de cargas, análisis y diseño de los elementos estructurales que conforman las conducciones en los túneles, se tomarán como base las referencias (Manual de CFE C.1.1, C.1.2, C.2.6, C.3.2 y ACI-318); su uso dependerá de las particularidades de cada elemento estructural así como de los requerimientos para su diseño.

IV.4 Conducciones abiertas

Este tipo de estructuras se analizan, en general, con métodos que supongan comportamiento elástico; el requisito más importante es que se presente el agrietamiento mínimo y larga vida bajo condiciones de exposición del servicio, con el fin de evitar las filtraciones o fugas que pudieran poner en riesgo la estabilidad de la estructura o de elementos aledaños.

El procedimiento consiste en determinar: las condiciones de carga por analizar y el valor de las fuerzas que actúan en cada elemento. Como datos previos al análisis, se deben tener las dimensiones interiores del canal (análisis hidráulico), las características del suelo y posición del nivel de aguas freáticas (estudio de mecánica de suelos).

La condición más desfavorable se presenta cuando el canal esta vacío y el nivel de aguas freáticas se encuentra arriba del nivel de desplante del canal.

De la teoría elástica, las constantes de cálculo son:

$$f_c = 0.45f_c' \quad (4.23)$$

$$f_s = 0.66f_y \quad (4.24)$$

donde

f_c esfuerzo permisible del concreto, en kg/cm^2

f_c' resistencia del concreto a 28 días, en kg/cm^2

f_s esfuerzo permisible del acero, en kg/cm^2

f_y esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm^2

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (4.24)$$

donde

E_c módulo de elasticidad del concreto, igual a $14000 f_c'$ para concreto tipo I, en kg/cm^2

E_s modulo de elasticidad del acero, en kg/cm^2

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_c}} \quad (4.25)$$

donde

k profundidad del eje neutro

$$k = -n\rho \pm \sqrt{(n\rho)^2 - 2(n\rho)} \quad (4.26)$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (4.27)$$

Las fuerzas que actúan en cada elemento son:

En los muros

- Empuje de tierras
- Empuje hidrostático debido al NAF

En la losa

- Supresión
- Peso propio de la losa

- Peso propio de los muros
- Reacción del terreno

Muros

El diseño del muro consiste en determinar su espesor y el área de acero de refuerzo. Por especificaciones, se tendrá una sola parrilla central cuando el muro tenga 10 cm de espesor o menos; para muros con espesor mayor el acero se coloca en dos parrillas, una en cada extremo.

Para el diseño se supone que trabaja como una viga en cantiliver, el empuje que genera el relleno se calcula aplicando la teoría de Rankine para el empuje de tierras, de la figura 4.12, se obtiene:

$$E_a = \frac{k_0}{2} \gamma_m H^2 \quad (4.28)$$

donde

$$k_0 = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \quad \text{paramento vertical}$$

$$k_0 = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^3 \theta \left(1 + \frac{\operatorname{sen} \phi}{\cos \theta}\right)^2} \quad \text{paramento vertical}$$

ϕ ángulo de reposo del material

θ ángulo de inclinación del muro respecto a la vertical

γ_m peso volumétrico del material, en kg/m^3

H altura del muro, en m

Por lo tanto el momento que genera este empuje es igual a:

$$M = E_a \frac{H}{3} \quad (4.29)$$

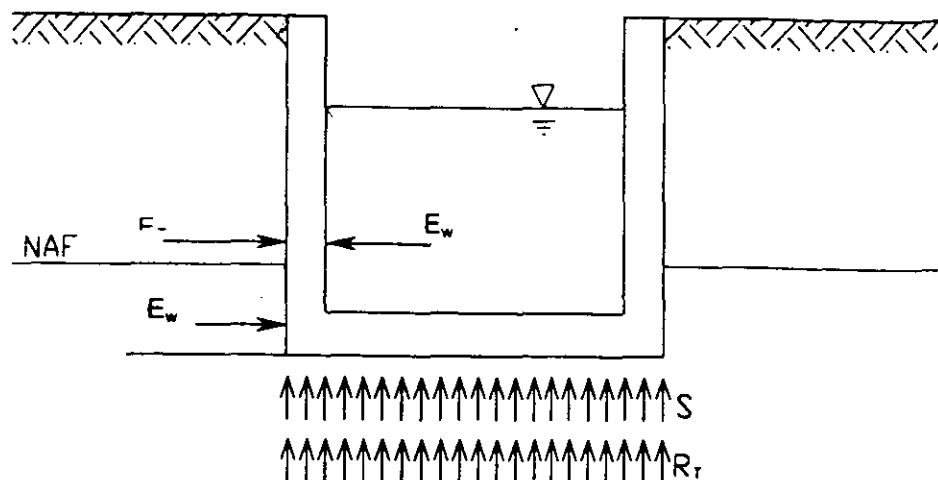


Figura 4.12 Empujes sobre la estructura.

Si además del empuje de tierras se tiene el NAF por arriba del fondo del canal, se tendrá que adicionar el momento que este empuje le genera al muro. Es decir, la ecuación anterior quedaría como:

$$M = E_a \frac{H}{3} + E_w \frac{x}{3} \quad (4.29a)$$

donde

E_w empuje del agua igual a $\frac{\gamma_w x^2}{2}$, en kg

x distancia del fondo del canal a la superficie del NAF, en m

γ_w peso volumétrico del agua, en kg/m^3

Por otra parte, el momento debido a flexión se calcula como:

$$M_c = \frac{1}{2} f_c k_j b d^2 \quad (4.30)$$

donde

M_c momento que genera la fuerza de compresión a partir de la línea de tensión, en $\text{kg} \cdot \text{cm}$

b ancho de la viga, en m

d peralte de la viga, en m

De la ecuación anterior, el peralte del muro es:

$$d = \frac{2M_c}{f_c k j b} \quad (4.31)$$

y el área de acero se obtiene a partir de:

$$A_s = \frac{M}{f_y j d} \quad (4.32)$$

En todos los casos, se considerara un ancho unitario, $b=1$.

Se tendrá que revisar que el armado por flexión de los muros resista en caso de que no tuviera relleno y con el canal lleno.

Por último se tiene que revisar la sección para fuerza cortante, es decir, se calcula el valor de esta fuerza provocada por los empujes y se compara con el valor del cortante que resiste el concreto (V_{CR}). De acuerdo con las recomendaciones que dan las Normas Técnicas Complementarias (NTC), para peraltes menores de 70 cm y la relación h/b no excede de 6, el valor de V_{CR} es:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30\rho) f_c' \quad \text{para } \rho < 0.01$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d f_c' \quad \text{para } \rho \geq 0.01$$

Para fuerza cortante el valor de $F_R=0.8$; en cualquier caso el valor de V_{CR} no deberá ser mayor del obtenido por la segunda ecuación.

Cuando el espesor que requiere el muro es muy grande, se opta por proponer una sección tipo cortina de gravedad, es decir con una de las paredes con un ángulo de inclinación, que en la práctica es de 2:1 o 3:1. Si se requieren muros de forma trapezoidal y el material de cimentación es de buena calidad, el piso del canal sólo requerirá un acabado para disminuir las pérdidas por fricción e infiltraciones, con el acero necesario para disminuir grietas por cambios volumétricos.

Losa

La losa se diseñará como una viga simplemente apoyada, en la que actúan las fuerzas debidas a la reacción del terreno, la supresión (si es el caso), el peso propio y el momento que transmiten los muros, ver Fig. 4.13.

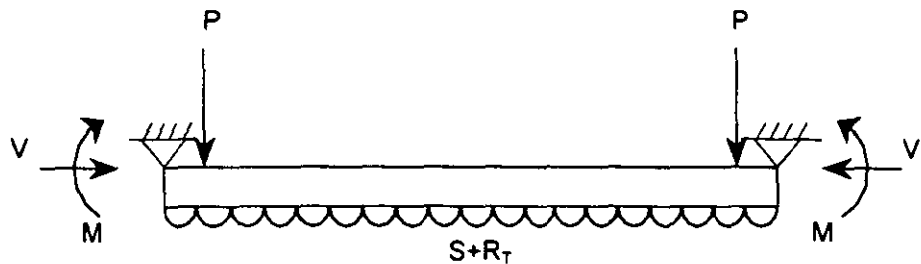


Fig. 4.13 Idealización de la losa.

Para las condiciones de carga establecidas, se calcula el momento máximo positivo, el negativo y la fuerza cortante máxima para poder emplear las ecuaciones anteriores y determinar el espesor de la losa y el número y tipo de varillas de acero de refuerzo. Los valores de los momentos y la fuerza cortante se pueden obtener haciendo uso de un programa de análisis estructural.

IV.5 Pozo de oscilación

Es necesario conocer la geometría del pozo y su política de operación obtenida por el análisis hidráulico; así como su ubicación, ya sea superficial o enterrado.

Las condiciones de operación para las cuales se diseña son:

- Sobrepresión por golpe de ariete
- Nivel normal de operación
- Nivel mínimo de operación
- Totalmente vacío
- Vaciado rápido

En el diseño de la estructura se considerarán las cargas siguientes:

- a) Peso propio del pozo.- las paredes como la losa serán diseñadas para resistir el peso del pozo, además del peso de los pasillos, escaleras y barandales que sean necesarios.
- b) Presión interna del agua.- el diseño se realizará considerando el nivel máximo por sobrepresión debido al rechazo a plena carga y nivel normal de operación
- c) Presión externa del agua.- esta se presenta cuando el pozo esta vacío, y se origina por el nivel freático máximo o por la saturación del nivel normal de operación.
- d) Presión externa de la roca.- la existencia de roca fracturada da lugar a esta carga, por lo que su valor esta sujeto al grado de fracturación y tipo de roca.
- e) Presión externa de inyectado.- es necesaria la revisión de las paredes del pozo y losa de cimentación.
- f) Fuerza sísmica.- sus efectos se aplican sólo cuando el pozo es superficial, o en la parte que sobresalga del nivel del suelo.

El análisis estructural se realiza con base en los principios establecidos para pozos verticales a presión, para pozos enterrados se considera un anillo cerrado aislado sometido a presión interior y/o exterior tomando en cuenta las cargas anteriores y combinándolas según las recomendaciones (Reglamento ACI y CFE c.2.5), en el caso de un pozo superficial, este se analizará como una torre cilíndrica sometida a presión interior, viento y sismo.

Para calcular el espesor del revestimiento por lo general se divide la altura del pozo en tres partes, y se diseña cada parte suponiendo comportamiento elástico y tomando en cuenta los esfuerzos horizontales de tensión directa y flexiones verticales que resulten del análisis. El diseño se basará en los esfuerzos admisibles en condiciones de servicio controlando el agrietamiento. El esfuerzo horizontal constará de barras en forma de anillo ó zunchos, y el vertical serán barras que resistan los momentos flexionantes longitudinales a partir de la base así como los cambios de temperatura.

En el caso de pozos enterrados, se revisará que los esfuerzos transmitidos por la estructura, no excedan a los permisibles de la roca, a fin de no generar hundimiento y/o desplazamientos verticales por arriba de los aceptables por este tipo de estructuras.

CAPÍTULO V EJEMPLO DE DISEÑO

En este capítulo se desarrollará el diseño hidráulico de una de las obras de tomas expuestas anteriormente. Como cada proyecto tiene sus propias peculiaridades y características, se entiende que se abordara un problema tipo que solo pretende mostrar el procedimiento de calculo.

Como datos previos se requieren el gasto de diseño, los niveles en el embalse, el perfil preliminar de la obra de toma, ubicación de la casa de máquinas y el tipo de cortina; se emplearán los datos del proyecto La Angostura, realizado por la Comisión Federal de Electricidad y que es parte del desarrollo hidroeléctrico del río Grijalva.

La planta hidroeléctrica La Angostura se localiza en el Río Grijalva, en la parte superior, estado de Chiapas. La cortina es de enrocamiento con corazón impermeable de arcilla y su altura máxima es de 145 m.

El proyecto contempla un caudal de diseño de $218 \text{ m}^3/\text{s}$, una carga bruta máxima de 100.20 m y una mínima de 65.20 m. Las elevaciones del NAME, NAMO y NAMINO son 539.50, 523.60 y 491.85 m.s.n.m respectivamente, mientras que la elevación del umbral de entrada se encuentra a 469.50 m.s.n.m.

Como no se cuenta con las condiciones topográficas del sitio, como dato adicional tenemos que la elevación del eje del rodete de la turbina tipo Francis es de 417 m.s.n.m.

Bajo estas condiciones, se determinará en primer lugar el tipo y ubicación de la obra de toma. Considerando que las condiciones topográficas carecen de fuertes desniveles que nos permitan aprovechar mayor carga hidráulica que la obtenida por el embalse, propondremos bajo estas condiciones una obra de toma a pie de presa.

En cuanto a su ubicación, de acuerdo con el tipo de material de la cortina, la obra de toma puede alojarse en una de las márgenes o puede pasar a través del desplante

de la cortina por medio de conductos. Supondremos que las condiciones de la ladera son favorables, por lo tanto se recomienda el uso de túneles para la obra de toma principalmente si deben descargarse gastos de cierta consideración; además que se protege la estabilidad de la cortina.

A continuación se tiene que determinar el tipo de estructura colectora. En este caso se puede optar por una torre de toma o por una con lumbrera. La elección de alguna de ellas está en función de los costos que generen. Se optará por una estructura colectora con lumbrera.

Ya establecidas las características físicas de la obra de toma, a continuación se desarrollará el diseño hidráulico de cada uno de los elementos que la integran considerando el gasto de diseño y como nivel de diseño el NAMO. Cuando se hayar definido las dimensiones de las estructuras se obtendrá la línea de energía de la obra de toma completa, posteriormente revisará el funcionamiento hidráulico para las condiciones extraordinarias (NAME) y para las condiciones mínimas (NAMINO).

Además se incluirá el diseño estructural de las rejillas y de un tramo de la conducción de acero, de acuerdo con el croquis siguiente:

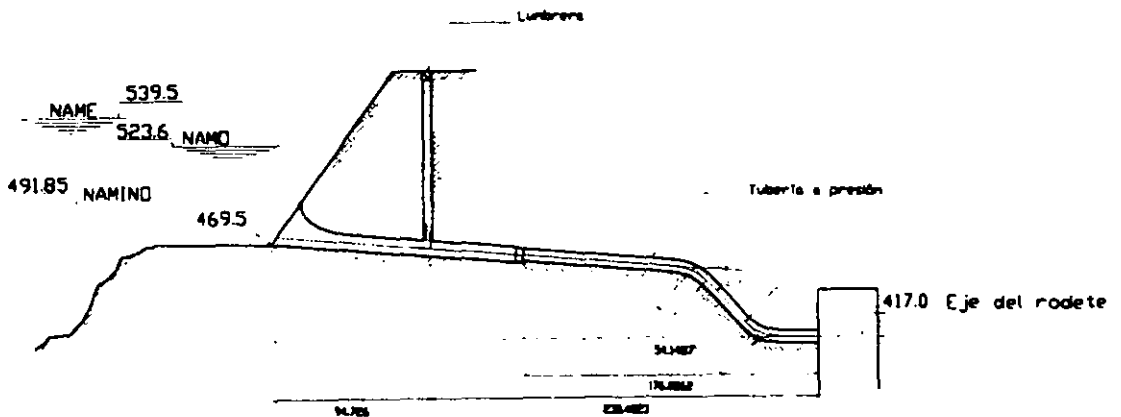


Fig. 5.1 Perfil de la obra de toma

V.1 Diseño hidráulico

El primer elemento es la estructura colectora, que en este caso estará alojado en la margen derecha, sobre la ladera cerca de la cortina; por razones de estabilidad del material, la inclinación de la entrada a la obra de toma es de 52° .

Con el fin de disminuir las pérdidas de energía y la generación de presiones menores a la atmosférica, la entrada se tiene que diseñar de forma abocinada; sus dimensiones dependen del área bruta necesaria para las rejillas.

El procedimiento de cálculo de las dimensiones de las rejillas, esta ligado directamente con el diseño de las transiciones laterales y la superior, así como las transiciones son función de las dimensiones de la conducción. Por lo tanto, el primer paso es obtener el área bruta de rejillas para diferentes velocidades y el diámetro del túnel de concreto. En segundo lugar se calcula el ancho de rejillas que se obtiene del diseño de la transición lateral, con este último valor y el del área bruta se obtiene una altura de rejillas. De manera simultanea se obtiene la altura de rejillas a través del diseño de la transición superior, y se compara con los resultados obtenidos en la transición lateral.

De esta forma se obtienen las dimensiones de las rejillas para una velocidad permisible entre 0.6 y 0.9 m/s.

A continuación se determinan las dimensiones de las compuertas, situadas en una lumbrera, que dependen del ancho y la altura del conducto rectangular; se considerará un muro intermedio de 1 m de ancho en donde se apoyarán las mismas. Con las características de las compuertas se puede diseñar la tubería de aireación para cada una, y posteriormente la transición del cambio de sección de rectangular a circular, correspondiente a la conducción.

Como se propuso en la Fig. 5.1 un cambio en el material de la conducción, será necesario determinar las dimensiones de la reducción, el diámetro que tendrá la tubería de acero y los cambios de dirección que se presentan.

De acuerdo con el análisis del golpe de ariete y el costo de la tubería para resistirlo se determinará la necesidad de colocar el pozo de oscilación antes de las turbinas.

Una vez que se han determinado cada una de las dimensiones de las diferente estructuras, se hace una revisión hidráulica para confirmar que su funcionamiento sea el adecuado.

A continuación se presentan las dimensiones obtenidas para cada una de las estructuras:

REJILLAS			TRANSICIÓN DE ENTRADA LATERAL		
$A_{br} = \frac{Q_d}{v_{perm}}$			$\frac{x^2}{H^2} + \frac{y^2}{(0.33H)^2} = 1$		
Q_d (m ³ /s)	v_{perm} (m/s)	A_{br} (m ²)	y (m)	B (m)	L (m)
218	0.60	363.333	2.178	10.956	33.163
218	0.65	335.385	2.178	10.956	30.612
218	0.70	311.429	2.178	10.956	28.425
218	0.75	290.667	2.178	10.956	26.530
218	0.80	272.500	2.178	10.956	24.872
218	0.85	256.471	2.178	10.956	23.409
218	0.90	242.222	2.178	10.956	22.109
TRANSICIÓN DE ENTRADA SUPERIOR					
$\frac{x^2}{D^2} + \frac{y^2}{(0.67D)^2} = 1$					
H_1 (m)	y_1 (m)	L_1 (m)	H_2 (m)	y_2 (m)	L_2 (m)
8.40	5.628	14.028	14.028	9.399	23.427

SECCIÓN DE REJILLAS	B (m)	L (m)	v_{perm} (m/s)	A_{br} (m ²)
	10.96	23.43	0.849	256.664

COMPUERTAS RODANTES				
$Q = C_d ab \sqrt{2gH}$				
b (m)	C_c	C_v	C_d	a (m)
2.80	0.605	0.968	0.572	4.18

TUBERIA DE AIREACION						
$F_r = \frac{Q}{B \sqrt{g(\mu_c a)^3}}$				$D = \frac{S_a}{0.785}$		
μ_c	Fr	Fr-1	β	Qa (m ³ /s)	Sa (m ²)	D (m)
0.6	6.266	5.266	0.18	39.24	0.5140	0.809

TRANSICIÓN (CAMBIO DE SECCIÓN)			CODOS		
a ₁ (m ²)	a ₂ (m ²)	L (m)	D (m)	R (m)	R/D
55.4	55.4	20.58	6.80	27.21	4

SECCION DEL TUNEL DE CONCRETO			
$Q = Av$			
v (m/s)	A (m)	D (m)	D _{redondeado} (m)
4.0	54.50	8.33	8.40
4.3	51.29	8.08	8.10
4.5	48.44	7.85	7.90
5.0	43.60	7.45	7.50
5.3	41.52	7.27	7.30
5.5	39.64	7.10	7.20
6.0	36.33	6.80	6.90

TRANSICIÓN (REDUCCIÓN)			
$\tan\alpha = \frac{D_1 - D_2}{2L_T}$		$\alpha = 10$	
D_1 (m)	D_2 (m)	L_t (m)	
8.40	6.80	4.53	
TÚNEL DE ACERO			
$Q = vA$			
Q_d (m ³ /s)	A (m ²)	v_{per} (m/s)	D (m)
218	36.333	6	6.80

V.2 Diseño estructural de rejillas

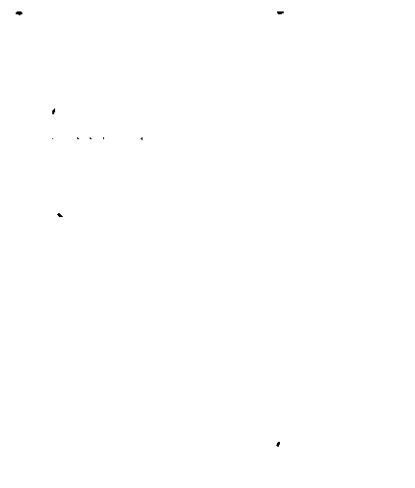
El diseño consiste en determinar las dimensiones de las diferentes estructuras que conforman los paneles para cubrir el área obtenida en el diseño hidráulico, así como la revisión de la velocidad permisible con el área neta en el área de rejillas. Dichos paneles se consideran de 2*2 m como máximo, con el fin de tener soleras con una longitud que disminuya el pandeo lateral.

La carga de diseño $H_d = 12$ m, obtenida de las recomendaciones expuestas en el capítulo tercero. Las secciones se diseñaran con acero A-36, cuyo esfuerzo de fluencia $f_y = 2530$ kg/cm².

Las estructuras que conforman el total de la rejilla son:

- Viga principal
- Viga secundaria (sirve para rigidizar la viga primaria y evitar pandeo), y
- Soleras

El módulo queda conformado de la siguiente manera, ver fig 5.2



Acot. en m

Fig. 5.2 Panel de las rejillas

Cálculo de la viga principal

La sección transversal de la viga principal, por lo general, se forma con placas soldadas a medios tubos, con el fin de tener una sección hidrodinámica, ver fig 5.3.

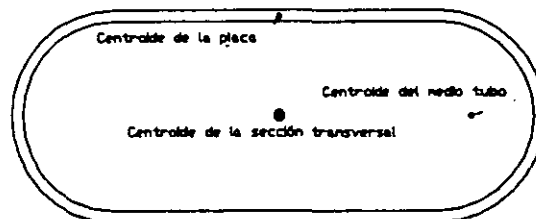


Fig. 5.3 Sección transversal de la viga principal

El diseño se realiza considerando que trabaja a flexión y que la viga se encuentra doblemente empotrada. Por lo tanto, la carga uniformemente repartida y el momento actuante son:

$$w = H_d \gamma A$$

Donde A es el área tributaria para cada caso.

$$w = (12)(1000)(2) = 24,000 \text{ kg/m}$$

$$M_a = \frac{wL^2}{12}$$

$$M_a = (24000 \cdot 10.96^2) / 12 = 240,243.2 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

De la ecuación (4.7) de esfuerzo último, se obtiene que el módulo de sección es:

$$S = 24'024,320/2530 = 9495.78 \text{ cm}^3$$

Como es una sección compuesta, del manual del Instituto Mexicano del Concreto y del Acero (IMCA), se propondrán un medio tubo con diámetro igual a 356 mm y espesor de 19.05 mm, y una placa de 34.4 cm de largo.

Para calcular el módulo de sección es necesario calcular las áreas y centroides de cada uno de los elementos.

El área del medio tubo se calcula utilizando el área de una sección llena de igual radio exterior del tubo, menos el área de una sección llena con radio igual al interior del mismo, con lo que se obtiene que el área del medio tubo (A_t) y de la placa (A_p) son:

$$A_t = \frac{\pi r_e^2}{2} - \frac{\pi r_i^2}{2} = \frac{\pi}{2} (17.8^2 - 15.895^2) = 100.828 \text{ cm}^2$$

$$A_p = bh = 34.4 * 1.905 = 65.532 \text{ cm}^2$$

Para el área del medio tubo es necesario calcular el centroide, el cual se obtiene considerando secciones llenas:

$$y = \frac{4r}{3\pi} = \frac{4}{3\pi} (17.8 - 15.895) = 0.8085 \text{ cm}$$

El módulo de sección de toda la pieza es igual a

$$\Sigma(S+Ay)$$

Para una placa el módulo de sección es igual a:

$$S_p = bh^2/6$$

Mientras que el módulo de sección para un tubo se obtiene de tablas, del manual del IMCA, y es igual a 1609 cm³.

Por lo tanto, el módulo de sección de la pieza es:

$$S = 2 \left(\frac{1.905 * 34.4^2}{6} \right) + 2 \left(\frac{1609}{2} + 100.828(17.2 + 0.8085) \right) = 5991.9536 \text{ cm}^3$$

Debido a que el módulo de sección necesario es de 9495.78 cm^3 , se optó por incrementar el peralte de la placa a 60 cm, con lo que el módulo de sección es de:

$$S = 2 \left(\frac{1.905 \cdot 60^2}{6} \right) + 2 \left(\frac{1609}{2} + 100.828(30 + 0.8085) \right) = 10107.389 \text{ cm}^3$$

Con estas dimensiones se cumple el valor del módulo de sección.

Revisando la sección considerando peso propio.

El peso propio del medio tubo es de 158.11 kg/m y el de la placa es de 180 kg/m, por lo tanto el peso propio de toda la sección es de 238.11 kg/m.

La carga uniformemente repartida real es de 24,238.11 kg/m, con lo que el momento actuante es de 242,626.713 kg/m; considerando el valor del módulo de sección calculado y el momento real calculamos el esfuerzo actuante, que vale:

$F_b = 24'262,671.30/10,107.389 = 2400 \text{ kg/cm}^2$, que es menor a los 2530 kg/cm^2 , por lo tanto, la sección ha quedado definida.

Cálculo de la viga secundaria

Este elemento se calcula como una viga doblemente apoyada y sirve como refuerzo para evitar el pandeo lateral en la viga principal, por lo tanto, el primer paso es calcular la distancia centro a centro de los tubos utilizando la ec. (4.9)

$$l = 0.57e/0.0153 = (0.57 \cdot 1.905)/0.0153 = 70.97 \text{ cm}$$

Conociendo el área tributaria del tubo se puede calcular el módulo de sección necesario.

$$w = 12 \cdot 1000 \cdot 0.7 = 8,400 \text{ kg/m}$$

$$M = (8400 \cdot 2^2)/8 = 4,200 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$S = 420000/2530 = 166.01 \text{ cm}^3$$

Del manual IMCA se obtiene un tubo con diámetro exterior de 160 mm y espesor de 10.97 mm, cuyo módulo de sección es de 200.33 cm^3 , con lo que se cumple con las reacciones solicitadas.

Cálculo de las soleras

Considerando que se tendrá una turbina tipo Francis, el claro libre entre rejillas se propone de 8 cm, por lo tanto la carga y el momento son:

$$w = 12 \cdot 1000 \cdot 0.08 = 960 \text{ kg/m}$$

$$M = 960(2 - 0.356)^2 / 8 = 324.328 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Por recomendaciones el espesor de la solera oscila entre 9.5 mm y 12.7 mm proponiendo un espesor de 12.7 mm para las soleras, el peralte de las mismas se calcula con la ec. (4.8) y resulta ser de:

$$h = \frac{6 \cdot 324.328}{1.27 \cdot 2530} = 7.78 \text{ cm} \approx 3''$$

Por lo tanto se obtiene que las dimensiones de la solera son de: $\frac{1}{2}'' \cdot 3''$

Revisando la velocidad permisible en el área neta de las rejillas tenemos que se requieren 12 vigas principales con dimensiones de $0.356 \cdot 10.96$ m, 15 vigas secundarias de $0.16 \cdot 23.43$ m, y 5 soleras por panel de $0.0127 \cdot 1.644$ m. Hay que tener en cuenta que se formaron 180 paneles.

Por lo tanto, el área obstruida por las rejillas es igual a:

$$A_o = (0.356 \cdot 10.96)12 + (0.16 \cdot 23.43)15 + (0.0127 \cdot 1.644)5 \cdot 180$$

$$A_o = 46.82 + 56.23 + 18.79 = 121.84 \text{ m}^2$$

Entonces, el área neta de las rejillas es:

$$A_n = (10.96 \cdot 23.43) - 121.84 = 134.95 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, la velocidad real es:

$$V = Q/A_n = 218/134.95 = 1.61 \text{ m/s}$$

Como la velocidad obtenida excede por muy poco a los 1.5 m/s que se tienen como límite para el área neta de las rejillas, se establece que el diseño es adecuado. En caso de que se requiera que la velocidad sea inferior a 1.5 m/s, será necesario que se modifique la sección del área bruta de las rejillas y se vuelvan a calcular los elementos.

CONCLUSIONES

Al proyectarse la construcción de una presa, es importante considerar una serie de factores que determinan el tipo de obra de toma que se va a utilizar, entre ellos destacan la topografía, las condiciones geológicas del sitio, el gasto de diseño y el costo que genere cada una de las alternativas propuestas. Por ello en este trabajo sólo se describieron los parámetros que se deben de tomar en cuenta para el diseño de cada una de las partes que conforman la toma, ya que cada proyecto tendrá sus peculiaridades, las que darán como resultado una estructura específica.

Se entiende que los parámetros y recomendaciones para cada caso, los irá ajustando el proyectista de acuerdo con la experiencia adquirida en el transcurso de su desarrollo profesional.

En el ejemplo del capítulo cinco, se trato de ilustrar los pasos a seguir para el cálculo hidráulico de las estructuras que conforman la toma, sin que estos se entiendan como únicos. Hay que tener en cuenta que el diseño de las estructuras no puede ser aislado, ya que la dimensión de una repercute en la otra, por lo que es necesario hacer una revisión hidráulica, principalmente para verificar que no se sobrepase la velocidad máxima en cada estructura.

Con los datos obtenidos en el diseño hidráulico se procede a la revisión y diseño estructural, el cual es muy amplio y toma en cuenta diferentes condiciones de trabajo según sea la estructura seleccionada. Se eligió presentar solamente el diseño de la estructura de rejillas, por considerarse que de esta estructura es de la que hay menos ejemplos en la bibliografía disponible.

Con la información del diseño hidráulico de las tres obras de toma presentadas en este trabajo, se pretende que este material sea de utilidad para que los alumnos de

licenciatura puedan proponer diseños de obras de toma preliminares y complementen la información obtenida en la materia de Obras Hidráulicas.

BIBLIOGRAFÍA

1. C.F.E. Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. Obras de toma para plantas hidroeléctricas. México 1983.
2. U.S.B.R. Diseño de Presas Pequeñas. Compañía Editorial Continental. México 1967.
3. S.H.R. Proyecto de zonas de riego. Dirección de Proyectos de Irrigación.
4. Torres H., Francisco. Obras hidráulicas. Ed. Limusa. México 1980.
5. García Gutierrez, Héctor. Apuntes de máquinas hidráulicas. Facultad de Ingeniería, UNAM.
6. Gardea Villegas, Humberto. Aprovechamientos hidroeléctricos y de bombeo. Ed. Trillas. México 1992.
7. U.S.B.R. Valves, Gates and Steel Conduits. Design Standards No. 7. Denver, Colorado 1956.
8. Mosonyi, e. Water Power Development. Tomo I, 2ª edición. Academia de Ciencias de Hungría. Budapest 1963.
9. Sotelo Avila, Gilberto. Apuntes de hidráulica II. Facultad de Ingeniería. UNAM 1993.
10. Ibid. Hidráulica General. Volumen I: Fundamentos. Ed. Limusa. México 1975.
11. Tirado Ledesma Sergio. Análisis crítico sobre el diseño de equipo auxiliar de plantas hidroeléctricas. Tesis maestría UNAM 1981.
12. C.F.E. Manual de Diseño de Obras Civiles. Estructuras. Tuberías. México 1983.
13. Jaeger, Charles. Present trends in the design of pressure tunnels and shafts. Water Power and Dam Construction, 1955.
14. Lombard, G. La influencia de las características de la roca en la estabilidad de galerías subterráneas. Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, 1973.
15. Jaeger, Charles. Rocks Mechanics and Hydro-Power Engineering. Water Power and Dam Construction, 1961.
16. U.S.B.R. Friction factors for design.

17. Castro A. J. "Diseño de transiciones óptimas con cambio de forma de sección en conductos a presión".
18. Ruiz V. M. Geología aplicada a la ingeniería civil. Ed. Limusa. México 1999.