

MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO OBRAS DE CAPTACIÓN SUPERFICIALES

7



MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

OBRAS DE CAPTACIÓN SUPERFICIALES

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

www.conagua.gob.mx

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento
Obras de Captación Superficiales

ISBN 978-607-626-000-5

D.R. © Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines en la Montaña
C.P. 14210, Tlalpan, México, D.F.

Comisión Nacional del Agua
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.
Tel. (55) 5174•4000

Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Impreso y hecho en México

Distribución Gratuita. Prohibida su venta.

Queda prohibido su uso para fines distintos al desarrollo social.

Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra,
sin fines de lucro y citando la fuente

CONTENIDO

Presentación	V
Objetivo general	VII
Introducción	IX
1. Descripciones generales	1
1.1. Descripciones básicas	1
1.2. Niveles de operación	1
1.3. Capacidades de embalses	2
1.4. Elementos adicionales en obras de toma	2
1.5. Hidrológicas	2
2. Métodos hidráulicos para análisis y diseño de obras de toma	5
2.1. Hidráulica de Orificios	5
2.2. Hidráulica de columnas de succión y sistemas de Bombeo	5
2.3. Hidráulica de canales abiertos y de cauces naturales	5
2.4. Hidráulica de conductos a presión	6
2.5. Métodos para aforo de corrientes	6
2.6. Manejo de información hidro-climatológica	6
2.7. Hidráulica de pozos	7
3. Captación de aguas atmosféricas	9
3.1. Generalidades	9
3.2. Análisis hidráulico	10
3.2.1. Método de distribución acumulativa	11
3.3. Toma directa	13
3.3.1. Diseño geométrico	13
3.3.2. Filtro de grava y arena	13
3.4. Dispositivo techo cuenca	15
3.4.1. Diseño geométrico	15
3.4.2. Análisis y diseño estructural	16
4. Captación de aguas superficiales	17
4.1. Generalidades	17
4.2. Captación en ríos	18
4.2.1. Obra de toma directa	18
4.2.2. Captación en barraje	33
4.2.3. Captación en dique	33
4.3. Captación en presa derivadora	36
4.3.1. Análisis hidráulicos	38
4.3.2. Diseño geométrico	41
4.3.3. Análisis y diseño estructural	41

4.4. Captación en presa de almacenamiento	44
4.4.1. Análisis hidráulico de las tomas	44
4.4.2. Obras de toma en cortinas de concreto o presas de gravedad	65
4.4.3. Obras de toma en cortinas de tierra o de tierra-enrocamiento	66
4.5. Captación en Almacенamientos	73
4.6. Captación en Manantiales	77
4.6.1. Generalidades	77
4.6.2. Análisis hidráulico	78
4.6.3. Diseño funcional	81
4.6.4. Obra de toma directa de manantial	84
4.6.5. Obra de toma indirecta de manantial	84
4.6.6. Proyecto estructural	85
5. Captación de aguas subsuperficiales	87
5.1. Generalidades	87
5.2. Captación de aguas subálveas	87
5.2.1. Pozos a cielo abierto o pozos someros	88
5.2.2. Captación por galerías filtrantes	92
5.2.3. Pozos radiales o Ranney	98
5.2.4. Sistema de puyones (well-point)	102
Conclusiones	105
Bibliografía	107
Tabla de conversiones de unidades de medida	109

PRESENTACIÓN

Uno de los grandes desafíos hídricos que enfrentamos a nivel global es dotar de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento a la población, debido, por un lado, al crecimiento demográfico acelerado y por otro, a las dificultades técnicas, cada vez mayores, que conlleva hacerlo.

Contar con estos servicios en el hogar es un factor determinante en la calidad de vida y desarrollo integral de las familias. En México, la población beneficiada ha venido creciendo los últimos años; sin embargo, mientras más nos acercamos a la cobertura universal, la tarea se vuelve más compleja.

Por ello, para responder a las nuevas necesidades hídricas, la administración del Presidente de la República, Enrique Peña Nieto, está impulsando una transformación integral del sector, y como parte fundamental de esta estrategia, el fortalecimiento de los organismos operadores y prestadores de los servicios de agua potable, drenaje y saneamiento.

En este sentido, publicamos este manual: una guía técnica especializada, que contiene los más recientes avances tecnológicos en obras hidráulicas y normas de calidad, con el fin de desarrollar infraestructura más eficiente, segura y sustentable, así como formar recursos humanos más capacitados y preparados.

Estamos seguros de que será de gran apoyo para orientar el quehacer cotidiano de los técnicos, especialistas y tomadores de decisiones, proporcionándoles criterios para generar ciclos virtuosos de gestión, disminuir los costos de operación, impulsar el intercambio de volúmenes de agua de primer uso por tratada en los procesos que así lo permitan, y realizar en general, un mejor aprovechamiento de las aguas superficiales y subterráneas del país, considerando las necesidades de nueva infraestructura y el cuidado y mantenimiento de la existente.

El Gobierno de la República tiene el firme compromiso de sentar las bases de una cultura de la gestión integral del agua. Nuestros retos son grandes, pero más grande debe ser nuestra capacidad transformadora para contribuir desde el sector hídrico a **Mover a México**.

Director General de la Comisión Nacional del Agua



OBJETIVO GENERAL

El *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS)* está dirigido a quienes diseñan, construyen, operan y administran los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento del país; busca ser una referencia sobre los criterios, procedimientos, normas, índices, parámetros y casos de éxito que la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), en su carácter de entidad normativa federal en materia de agua, considera recomendable utilizar, a efecto de homologarlos, para que el desarrollo, operación y administración de los sistemas se encaminen a elevar y mantener la eficiencia y la calidad de los servicios a la población.

Este trabajo favorece y orienta la toma de decisiones por parte de autoridades, profesionales, administradores y técnicos de los organismos operadores de agua de la República Mexicana y la labor de los centros de enseñanza.



INTRODUCCIÓN

Los sistemas para abastecimiento de agua potable constan de diversos componentes: captación, conducción, potabilización, desinfección, regulación y distribución; en cada uno se construyen las obras necesarias para que sus objetivos particulares sean alcanzados de forma satisfactoria. La captación se refiere a la explotación del agua en las posibles fuentes; la conducción, al transporte del recurso hasta el punto de entrega para su disposición posterior; la regulación tiene por objeto transformar el régimen de alimentación del agua proveniente de la fuente que generalmente es constante, en régimen de demanda variable que requiere la población. Por último, el objetivo de la distribución es proporcionar el abastecimiento de agua en el domicilio de los usuarios con las presiones adecuadas para los usos residenciales, comerciales e industriales normales, al igual que suministrar el abastecimiento necesario para la protección contra incendios en la zona de demanda urbana o rural.

Este libro tiene como objetivo establecer los criterios para el diseño hidráulico, mecánico y estructural de la infraestructura que se requiere en la primera fase del abastecimiento, es decir, en la zona de captación.

Dentro del conjunto de la captación, la obra de toma para abastecimiento de agua puede ser cruda, como en presas y comprende las estructuras necesarias para controlar, regular y derivar el gasto hacia la conducción. La importancia de la captación radica en que es el inicio del abastecimiento, por lo que debe ser diseñada cuidadosamente. Un mal dimensionamiento de la captación puede implicar déficit en el suministro cuando está subdimensionada, o en caso contrario, cuando está sobredimensionada, puede encarecer los costos del sistema al operar en forma deficiente.

En el abastecimiento de agua potable la subvaluación en la capacidad de la toma genera un servicio de agua deficiente al usuario, ya que durante las horas del día en las cuales se tiene la máxima demanda, la imposibilidad de la toma de entregar el caudal requerido puede generar zonas sin suministro en la red de distribución. En este mismo caso, la sobrevaluación impone mayores erogaciones para la inversión deseada, afectando el sistema financiero de las empresas prestadoras del servicio de agua potable, además la operación hidráulica es deficiente, pudiendo afectar la calidad del servicio (bajas presiones) generando también molestias al usuario.

En el caso del aprovechamiento de fuentes superficiales, el abastecimiento de agua suele requerir de la fase adicional de tratamiento cuando se detecta, mediante el análisis físicoquímico de una muestra, la necesidad de mejorar la calidad del agua para consumo humano. En cuanto a las fuentes subterráneas, el medio filtrante natural permite generalmente una buena calidad del recurso, siendo necesario, en la mayoría de los casos, tan solo una desinfección previa para su aprovechamiento.

En la actualidad el cuidado del medio ambiente se torna un punto muy importante, ya que al plantear una toma de agua, cualquiera que sea la fuente, es necesario considerar el impacto que dicha explotación traería al entorno natural. En fuentes superficiales interesa el caudal mínimo necesario para sanear las cuencas que aguas arriba descargan en su lecho. En fuentes subterráneas es importante el conocimiento de la recarga natural de los cuerpos de agua, ya que su explotación no debe rebasar este límite o al menos, si se establecen planes de extracción agudos por temporadas, en ciclo posterior hacer la reducción necesaria de tal manera que no se afecten las condiciones iniciales y la fuente de agua recupere el nivel natural de almacenamiento.

En cualquier caso, el diseño adecuado de la obra de toma implica la operación eficiente del resto de la infraestructura de cualquier sistema de abastecimiento de agua.

1

DESCRIPCIONES GENERALES

A continuación se definen algunos conceptos de importancia para el tema de este libro:

1.1. DESCRIPCIONES BÁSICAS

- **Obra de toma:** conjunto de estructuras en la zona de captación que permite explotar de forma adecuada y eficiente el agua disponible en las fuentes para beneficio del hombre
- **Fuente o cuerpo de agua:** depósitos de agua. Pueden ser de tipo superficial, subsuperficial o subterráneo
- **Cuerpo de agua superficial:** se refiere a las fuentes de agua que no percolan hacia el subsuelo sino que escurren sobre la superficie, como ríos y arroyos. También se refiere a depósitos de agua como lagos, lagunas y embalses artificiales creados por el hombre con el fin de aprovechar adecuadamente dichas corrientes superficiales
- **Cuerpo de agua subsuperficial:** se refiere al agua que percola a escasa

profundidad, como el subálveo de los ríos que por ser la interfaz río-acuífero, el nivel freático se encuentra a escasa profundidad

- **Cuerpo de agua subterránea:** son las unidades hidrogeológicas de cuerpos o depósitos de agua subterránea formados por la percolación profunda de las aguas

1.2. NIVELES DE OPERACIÓN

- **NAME:** Corresponde al nivel de aguas máximo extraordinario en el cuerpo de agua, en el sitio donde se aloja la captación; es el nivel máximo que alcanzan las aguas de una corriente bajo condiciones de flujo máximo ocurrido en época de lluvias de alto período de retorno. Para un embalse, corresponde al nivel máximo de almacenamiento con las compuertas del vertedor de excedencia completamente cerradas
- **NAMO:** es el nivel de agua máximo de operación ordinaria en el cuerpo de

agua en el lugar donde se encuentra la captación

- NAMIN: es el nivel de agua mínimo de operación en el cuerpo de agua en el lugar donde se encuentra la captación

1.3. CAPACIDADES DE EMBALSES

- Capacidad para control de avenidas: es el volumen disponible para regular avenidas durante la temporada de lluvias donde, a causa de estas, se provoquen avenidas extraordinarias
- Capacidad útil: es el volumen de agua que se aprovecha para satisfacer las demandas de agua (riego, agua potable, etcétera)
- Capacidad muerta: corresponde al volumen destinado para azolve por debajo de la plantilla de la tubería o túnel de entrada de la obra de toma

1.4. ELEMENTOS ADICIONALES EN OBRAS DE TOMA

- Canal de llamada: obra de conducción que tiene el objeto de entregar el agua de ríos y embalses para su disposición adecuada en el punto de la obra de toma
- Rejilla: elemento utilizado para impedir el paso del material sólido (flotante y de arrastre) que llevan las corrientes superficiales a las obras de toma
- Agujas: elemento utilizado (generalmente en ríos) para cortar el ingreso

de agua a la obra de toma en casos en los que se tiene acceso directo desde el cuerpo de agua

- Dique: estructura utilizada para desviar agua de un río eliminando el acarreo del material de fondo en el cauce
- Conducción: es el conjunto integrado por tuberías, estaciones de bombeo y dispositivos de control que permiten el transporte del agua desde la fuente de abastecimiento hasta el sitio de entrega, donde será distribuida en condiciones adecuadas de calidad, cantidad y presión

1.5. HIDROLÓGICAS

- Altura de precipitación: lámina de lluvia que corresponde a una precipitación pluvial registrada en medidores puntuales (pluviómetro) o de registro continuo (pluviógrafo)
- Intensidad de la precipitación: lámina de lluvia asociada a un lapso de tiempo. Indica la altura precipitada en la unidad de tiempo seleccionada
- Coeficiente de escurrimiento: es la relación entre el volumen de agua llovido y el volumen de agua escurrido, en un período determinado de tiempo
- Gasto de escurrimiento: volumen de agua que atraviesa la sección de un río o corriente por unidad de tiempo, también llamado caudal
- El dimensionamiento de las obras de toma incluye como base el conocimiento de la demanda de agua en sus diferentes

usos (doméstico, comercial e industrial), así como los niveles de operación, mínimos y máximos del cuerpo de agua de la fuente (río, arroyo, corriente subsuperficial, manantial, acuífero, etc.). Los factores hidrológicos más importantes pueden incluir el conocimiento de la intensidad o altura de lluvia para diseño, coeficientes de escurrimiento en función del tipo de suelo o cubierta superficial existente

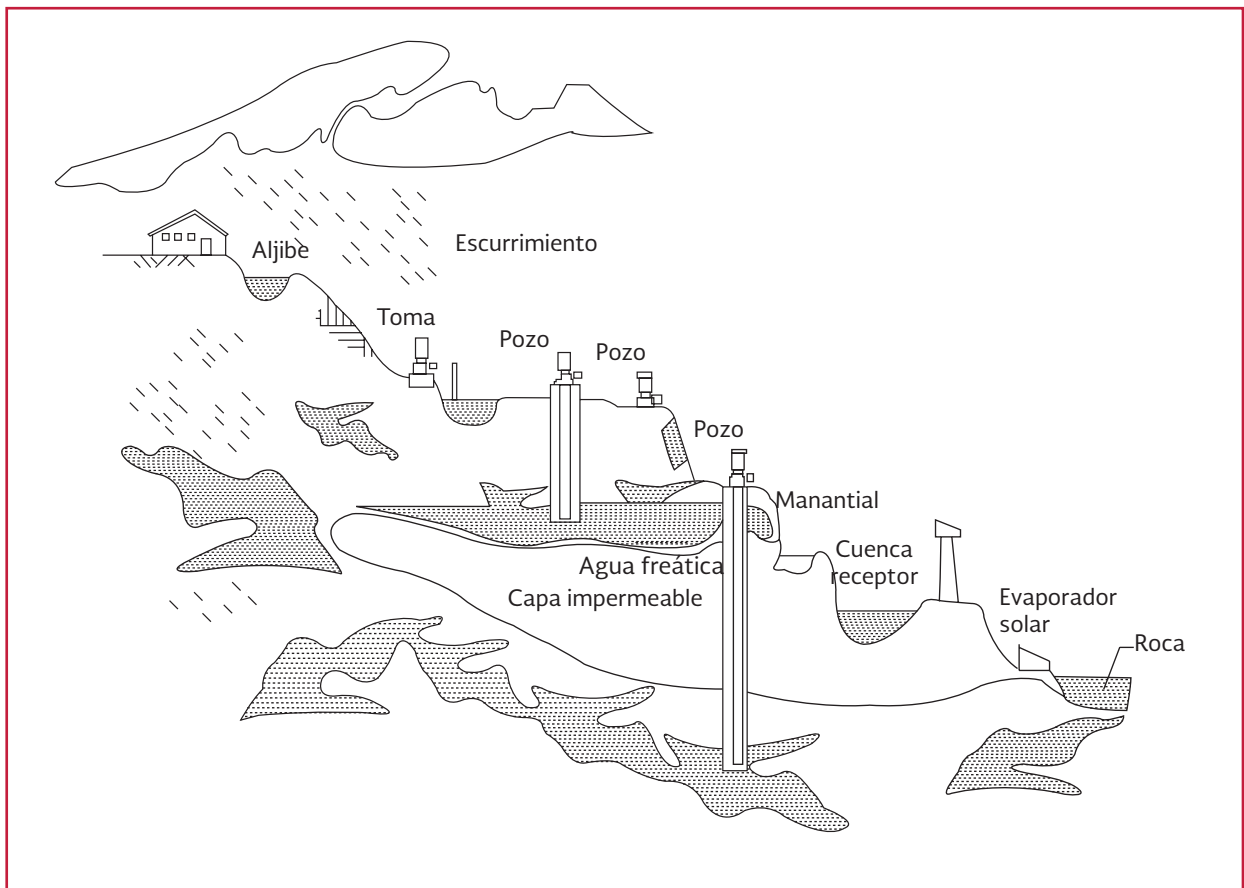
- El caudal de diseño de las obras de toma se calcula sobre la base de la población beneficiada, extrapolada al horizonte seleccionado para el proyecto considerando una dotación por habitante. El caudal de extracción total de la toma o conjunto

de tomas en las fuentes debe coincidir como mínimo con el gasto máximo diario de la localidad por beneficiar

- Ya que en la mayoría de los casos se requiere elevar el agua por encima de los puntos de captación donde se encuentra la obra de toma, los elementos utilizados en estos casos son los sistemas de bombeo y sus accesorios (rejillas, compuertas, tuberías, canales, válvulas, depósitos y motores, entre otros)

Las obras de toma se clasifican en función del origen del agua captada, (atmosférica, superficial, subsuperficial y subterránea); en la Ilustración 1.1 se esquematizan los diferentes tipos.

Ilustración 1.1 Obras de captación





2

MÉTODOS HIDRÁULICOS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DE OBRAS DE TOMA

2.1. HIDRÁULICA DE ORIFICIOS

Teoría orientada al diseño de los puntos de control de la toma de agua y su descarga a los sistemas que la conducirán hacia la zona de demanda. Dadas las dimensiones de una carga hidráulica, es posible conocer los caudales que circulan por los orificios abiertos o controlados por válvulas y compuertas.

Se puede afirmar que todas las obras de toma incluyen para su control alguno de estos componentes. Los análisis para orificios se han desarrollado y verificado a nivel laboratorio, contándose con las herramientas de cálculo adecuadas y de buena aproximación.

2.2. HIDRÁULICA DE COLUMNAS DE SUCCIÓN Y SISTEMAS DE BOMBEO

Es importante, en la generalidad de los casos, desde un depósito de recolección de agua precipitada captada en trampas, hasta los pozos profundos emplazados en acuíferos, en los cuales se requiere la selección cuidadosa de la combinación necesaria de la bomba y el motor.

Mediante el análisis de las cargas que deberá vencer el equipo de bombeo (profundidad del estrato, pérdidas por fricción en las tuberías y pérdidas menores), se conoce la potencia que requiere un motor para transmitir a la bomba la energía que a su vez cederá al agua. La operación teórica óptima del conjunto bomba-motor ocurriría en caso de que estas cantidades fuesen iguales, sin embargo, los motores presentan pérdidas de energía que se traducen en calentamiento y la bomba presenta también pérdidas en el rodete, siendo necesario incrementar la potencia necesaria del motor por un factor que nivele este hecho para que se transmita al flujo de agua la potencia que este necesita.

2.3. HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS Y DE CAUCES NATURALES

En combinación con la hidráulica de obras de control (orificios y compuertas), integran una herramienta para el diseño hidráulico de las obras de toma grandes y pequeñas. El objetivo de la hidráulica de canales es el conocimiento de las características del escurrimiento superficial (caudal o flujo, tirante, perfil, etc.) en canales y secciones naturales, en la definición de niveles para el desplante de las obras e igualmente para

su dimensionamiento. En este caso se tiene una amplitud de características y condiciones del escurrimiento por analizar y clasificar, entre las más importantes:

- En función del nivel de energía: flujo subcrítico o supercrítico, valorado mediante el número de Froude. El flujo supercrítico tiene asociadas altas velocidades.
- En función del cambio de tirante y de velocidad en la sección de escurrimiento: flujo permanente o no permanente
- En términos generales, los ríos de caudal perenne están dentro de la clasificación de flujo subcrítico permanente durante temporada de secas y de subcrítico no permanente durante avenidas
- El régimen supercrítico transitorio lo presentan arroyos (rurales o urbanos) de alta pendiente. El caudal de escurrimiento a flujo constante en canales de fuerte pendiente genera un régimen supercrítico permanente

2.4. HIDRÁULICA DE CONDUCTOS A PRESIÓN

En este caso es importante la definición de la carga de trabajo, diámetros, longitudes, parámetros de construcción, ubicación de válvulas o compuertas de control, pérdidas locales y pérdidas por fricción en la tubería.

La descarga y nivel asociado son muy importantes en el diseño de la toma, ya que su conocimiento permite prever obras tales como disipadores de energía o depósitos de bombeo o rebombeo. La hidráulica de tuberías integrada al diseño de sistemas de bombeo permite

desarrollar grandes obras hidráulicas, como es el caso del sistema Cutzamala que abastece a la ciudad de México.

2.5. MÉTODOS PARA AFORO DE CORRIENTES

El conocimiento del flujo que escurre por la sección de un río es necesario en el diseño de cualquier dimensionamiento de una toma, ya que es necesario valorar el potencial de la corriente contra el nivel de la demanda requerida. El método de aforo más usado en los ríos de México es el de la relación sección-velocidad, el cual se lleva a cabo subdividiendo la sección del río o canal y mediante un molinete se definen sus velocidades parciales. Conocidas las subáreas transversales de la sección, se integran los gastos parciales para obtener el caudal total que escurre.

2.6. MANEJO DE INFORMACIÓN HIDRO-CLIMATOLÓGICA

Los registros en el tiempo de variables climatológicas (lluvia, temperatura y evaporación) son importantes en la conceptualización y dimensionamiento de las obras de captación. El tipo de manejo que se hace de la información es de tipo estadístico y probabilístico, ya que interesa conocer parámetros medios, máximos, mínimos y el nivel de riesgo, entre otros.

La magnitud o el nivel de aprovechamiento de un cuerpo de agua se estima en términos del conocimiento de sus componentes de entrada y salida; así, en el caso de aguas de lluvia o atmosféricas, los volúmenes de diseño de los depósitos de reco-

lección dependen de la lámina de lluvia y de su duración, por lo que las dimensiones de la obra de captación dependen del manejo de dicha información. Para conocer el potencial de extracción de un acuífero se requiere estudiar los mecanismos de infiltración subsuperficial y profunda, siendo la lluvia que cae a la superficie uno de sus componentes. La extracción a una presa o almacenamiento que capta aguas superficiales que escurren en el lecho de un río está regida igualmente por un balance de los componentes de entrada y salida. Entradas tales como escurrimientos y lluvias; salidas tales como infiltración y evaporación.

2.7. HIDRÁULICA DE POZOS

El flujo de agua subterránea constituye un aspecto importante dentro de la geohidrología, ya que es un caso especial de flujo a través de un medio poroso. El estudio del agua subterránea presenta diferentes grados de dificultad en la medida que se deseen considerar todos los aspectos: fronteras o limitantes geológicos, carácter tridimensional del flujo, etc. En este sentido, resulta prácticamente imposible resolver analíticamente un flujo de agua tridimensional, al menos que las condiciones de simetría del caso estudiado posibiliten reducir las ecuaciones a un sistema bidimensional, lo cual puede lograrse en la mayoría de los casos.

El tratamiento de análisis de acuíferos en medios porosos está regido por la ecuación de Darcy, ley que relaciona la velocidad del flujo con las pérdidas de energía que tienen lugar a lo largo de su recorrido. El análisis es aplicable a las condiciones de acuífero libre y confinado.

El potencial de un pozo se conoce a través de las pruebas de bombeo en las cuales, mediante el registro de caudal de bombeo-abatimiento del nivel en el pozo, se obtienen los parámetros de formación del medio filtrante, esto es, el coeficiente de permeabilidad y el de almacenamiento; dichos parámetros enmarcan el posible rendimiento del acuífero que se desea explotar. El flujo de agua subterránea queda definido por los parámetros de presión, densidad, velocidad, temperatura y viscosidad del agua infiltrada en una formación geológica, siendo estas en la mayoría de los casos las variables a definir. Un medio poroso recibe el nombre de isotrópico si sus propiedades hidráulicas y mecánicas son iguales en cualquier dirección desde un punto seleccionado; si estas varían se denomina anisotrópico. Con el manejo cuidadoso de la hidráulica de pozos es posible reducir el alto nivel de incertidumbre que en la mayoría de los casos acompaña los estudios de un acuífero.



3

CAPTACIÓN DE AGUAS ATMOSFÉRICAS

3.1. GENERALIDADES

Las aguas atmosféricas comprenden, en función del estado físico del agua al precipitar (líquido o sólido) lo siguiente: precipitación pluvial, nieve, granizo y escarcha. En México, y en general en Latinoamérica, la precipitación pluvial tiene mayor importancia ya que es la más susceptible de ser aprovechada (Ilustración 3.1).

Estas aguas son importantes en diversos procesos naturales de alimentación a las fuentes, ya que al precipitarse alimentan corrientes superficiales o se infiltran de manera subsuperficial o profunda, recargando los cuerpos de agua subterránea. Al alimentar corrientes superficiales alimentan los almacenamientos ubicados en sus lechos. Las nubes que producen agua son predominantemente las del tipo cúmulo nimbus (otros tipos de nubes que también producen agua son las denominadas: cirrostratos, alto-cumulus y stratus), cuya base puede estar a un promedio de 1 000 m de altura y su cúspide llega a alcanzar hasta 8 000 m. El proceso de la lluvia es complejo: la condensación (formación de nubes) ocurre en una masa atmosférica ascendente, cuando esta alcanza la temperatura del punto de rocío, es decir, cuando llega al 100 por ciento de humedad relativa. Si la temperatura atmosférica

está en esos momentos arriba de cero (0° C) sucede la condensación, en caso contrario (debajo de 0° C) se produce una sublimación, es decir, formación de líquido o sólido, según el caso. Si la condensación o la sublimación se dan en gran escala, se puede tener una copiosa precipitación líquida o sólida.

La precipitación pluvial es de gran importancia en zonas áridas o secas, en donde se debe recolectar el agua que cae en los techos de las casas para que sea aprovechada por los habitantes de la vivienda. En estos casos, dado lo escaso del recurso, es posible construir estructuras llamadas techo-cuenca, mismas que permiten mejorar la captación de la precipitación atmosférica.

Estas captaciones son importantes en aquellos lugares que no cuentan con sistema de abastecimiento de agua, pero en los que sí ocurren precipitaciones considerables durante la temporada de lluvias. También se deben tomar en cuenta en aquellas regiones con escasa precipitación (climas áridos o semiáridos) donde es indispensable el máximo aprovechamiento del recurso; siendo esta agua de buena calidad, puede ser utilizada en labores domésticas y agropecuarias. No es una fuente permanente, por lo que debe almacenarse en

época de lluvias para disponer de ella durante la sequía. Durante la recolección o el almacenamiento el agua es sujeta a sufrir contaminación, por lo que deben tomarse medidas para que esto no suceda.

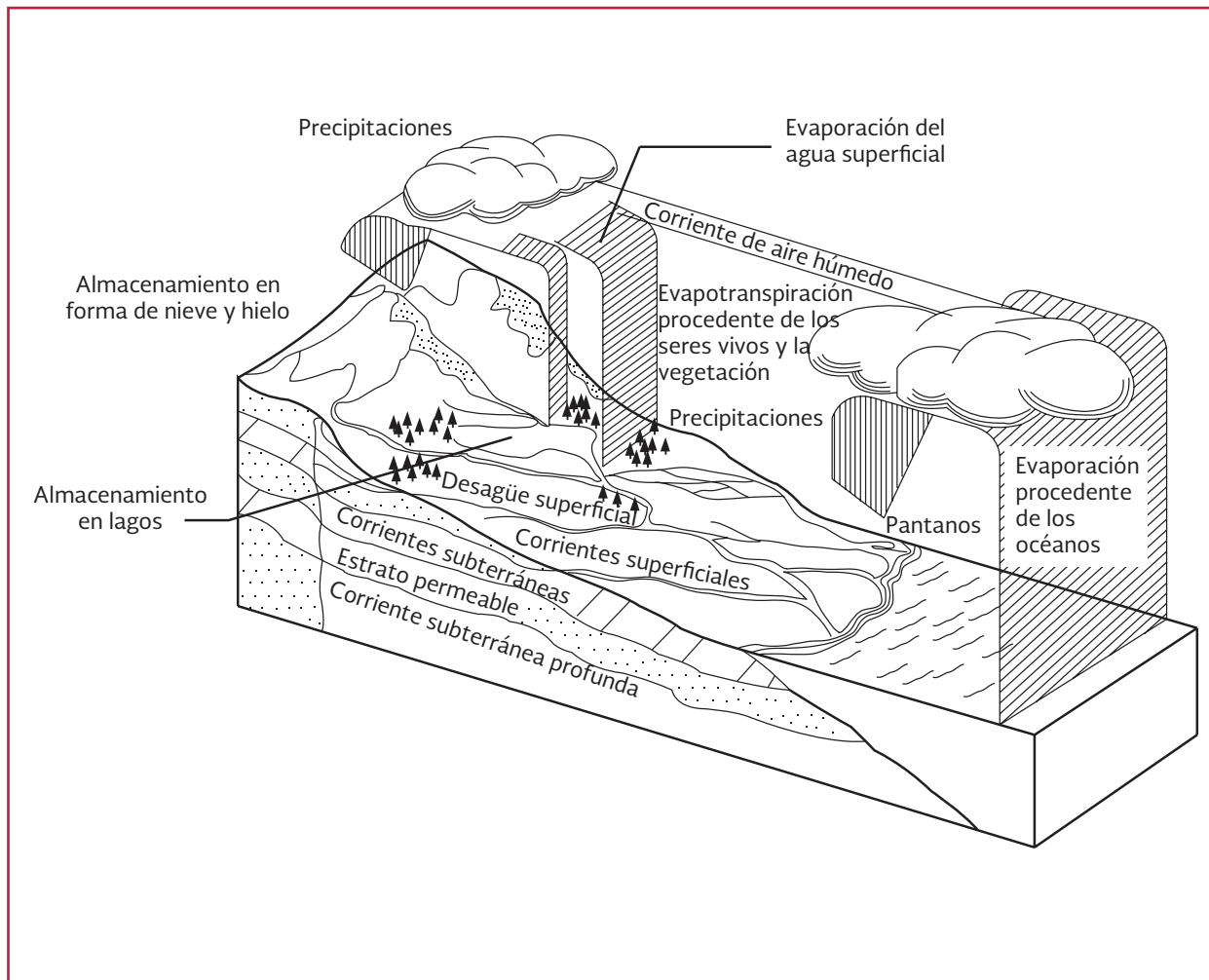
El almacenamiento se hace en cisternas o aljibes cuyas dimensiones varían según sea unifamiliar o para un conjunto de casas; se ubican aledaños al domicilio, ya que a estos descargarán los bajantes que vienen del techo. Por ser estructuras sencillas, el agua se extrae del aljibe mediante bombas de mano.

3.2. ANÁLISIS HIDRÁULICO

La lámina de la lluvia de diseño podrá ser calculada con la información climatológica de la estación o estaciones más cercanas, aplicando cualquiera de los procedimientos que se describen en los siguientes párrafos.

Con el propósito de desarrollar la tecnología tendiente al conocimiento de la altura de lluvia para diseño, es necesario un entendimiento de la variación en tiempo y espacio de los elementos climáticos y su influencia en el dimensiona-

Ilustración 3.1 Ciclo hidrológico



miento de la infraestructura de captación. Si la dependencia de esta forma de abastecimiento es importante para los habitantes de una región, cobra importancia la cuantificación de la precipitación pluvial en términos de la probabilidad de ocurrencia, ya que la lluvia es el factor decisivo que permite determinar el potencial del suministro.

Para el cálculo de la probabilidad de lluvia se pueden utilizar diversos métodos. En este manual se describe y recomienda el método de distribución acumulativa debido a lo sencillo de su cálculo y a la confiabilidad que le asignan muchos autores. Sin embargo, lo anterior no limita el resto de metodologías más laboriosas descritas en los manuales de hidrología, en caso de disponer de un mayor volumen de información.

3.2.1. MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN ACUMULATIVA

Al aplicar este método deberán seguirse los siguientes pasos:

- Ordenar las precipitaciones pluviales (semanal, quincenal, mensual o anual) en forma decreciente
- Asignar un número de orden, iniciando con el 1 para el valor más grande y de esta manera en orden ascendente hasta llegar al valor más pequeño
- Determinar la probabilidad de ocurrencia para cada observación, para lo cual se puede emplear la siguiente fórmula

$$Pb = \left(\frac{M}{(N+1)} \right) 100 \quad \text{Ecuación 3.1}$$

donde:

Pb = la probabilidad de ocurrencia de un cierto número de observaciones

M = el número de orden del evento

N = el número total de observaciones

Además de la probabilidad de ocurrencia de cierto evento lluvioso, es importante conocer su recurrencia o período de retorno que indica el tiempo en el que se presentaría una altura de precipitación mayor o igual que la analizada. La expresión utilizada para el cálculo del período de retorno es:

$$Tr = \frac{N}{M} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

donde:

Tr = la frecuencia o período de retorno, en años

De esta manera, la definición de la lluvia de diseño se torna un proceso con selección del riesgo. Para establecer aquí un criterio, se define la precipitación confiable (PC) como aquella que cuenta con un nivel de probabilidad de ocurrencia del 75 por ciento.

Los datos base de un análisis probabilístico de lluvias pueden ser mensuales o anuales. Los datos mensuales son más recomendables, ya que consideran las tormentas de corta duración para el diseño del depósito de recolección.

3.2.1.1. Precipitación media (Pm)

La lluvia media asociada a una duración conocida puede calcularse aplicando a una lista de datos cualquiera uno de los siguientes procedimientos.

a) Método aritmético. Se utiliza cuando se tienen datos de una sola estación. Se calcula mediante la expresión:

$$P_m = \frac{(P_1 + P_2 + \dots + P_n)}{n} = \sum \frac{P_i}{n}$$

Ecuación 3.3

donde:

P_i = la precipitación registrada en el período i del registro disponible en mm

n = el número total de registros

b) Método ponderado. Se utiliza cuando se tienen datos de más de dos estaciones climatológicas. La expresión es:

$$P_m = (F_1 P_1) + (F_2 P_2) + \dots + (F_n P_n) = \sum F_i P_i$$

Ecuación 3.4

donde:

F_1, F_2, \dots, F_n es el factor de ponderación, asociado a la estación climatológica 1, 2, ..., n

P_1, P_2, \dots, P_n es la precipitación registrada en las estaciones 1, 2, ..., n , mensual o anual, en mm

El factor de ponderación asociado a cada estación climatológica ubicada en una cuenca hidrológica se calcula utilizando el método de polígonos de Thiessen, descrito a continuación.

Los pasos que deben seguirse son:

1. Primero se marcan en un plano de la zona todas las estaciones climatológicas ubicadas en el área de estudio y sus alrededores
2. El plano utilizado debe tener claramente expresada su escala, así como referencias de latitud y longitud

3. Se unen entre sí todas las estaciones climatológicas con líneas punteadas y en forma de triángulos

4. Cada estación debe unirse con todas las estaciones que la circunden, pero no deberá haber cruzamientos de estas líneas punteadas

5. Del punto medio de cada línea punteada se traza una perpendicular. El área de influencia de cada estación climatológica queda determinada por la superficie circundada por las bisectrices perpendiculares

6. Finalmente la superficie circundada por las bisectrices se mide con planímetro y se calculan los factores de ponderación por estación utilizando:

$$F_1 = \frac{S_1}{ST}, F_2 = \frac{S_2}{ST}, \dots, F_n = \frac{S_n}{ST}$$

Ecuación 3.5

donde:

F_i = el factor de ponderación de la estación i

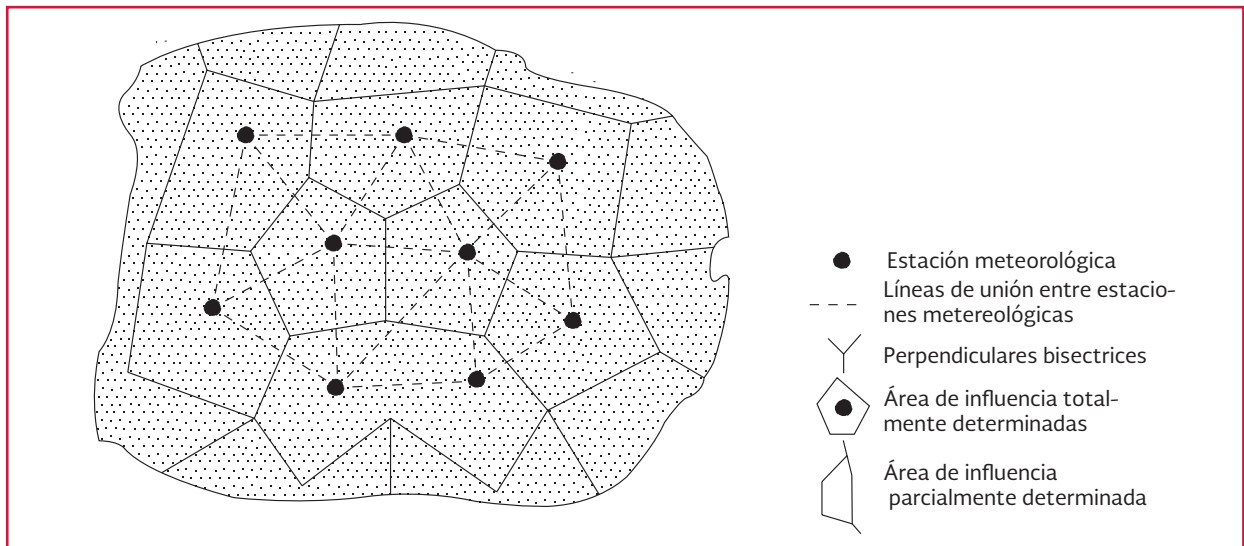
S_i = la superficie asignada a la estación i , en hectáreas (ha)

ST = la superficie total de estudio, en hectáreas (ha)

Para mayor referencia sobre estadísticas de precipitación se recomienda consultar los boletines hidrológicos de la República Mexicana y la base de datos ERIC (Extracción Rápida de Información Climatológica) del CLICOM de la Comisión Nacional del Agua.

En la Ilustración 3.2 se observa un ejemplo de aplicación del método de los polígonos de Thiessen.

Ilustración 3.2 Aplicación del método de los polígonos de Thiessen.



3.3. TOMA DIRECTA

3.3.1. DISEÑO GEOMÉTRICO

La recolección se hace en los techos de las viviendas o techumbres construidas con el objeto de captar la lluvia, por lo cual se requiere un sistema de tuberías o bajantes que lleven el agua hasta el nivel del terreno donde se ubique el aljibe. Es conveniente, e indispensable cuando el agua se utiliza para consumo humano, que el aljibe tenga un filtro de arena y grava. Deben desecharse los primeros minutos de la precipitación puesto que lava la superficie de captación arrastrando las materias que se encuentran en ella; para este fin, es necesario que el tubo de bajada tenga un juego de válvulas que permita desviar o encauzar esta agua al depósito, según se requiera. Es recomendable mantener cerrado el depósito, dada su facilidad de contaminación; la bomba manual ayuda a esto ya que el casquillo metálico donde se coloca lo aísla por completo del exterior.

Para el dimensionamiento del depósito es necesario conocer el área de captación del techo de la

vivienda además de la precipitación máxima representativa de la zona utilizando la expresión:

$$V = AT \frac{Pm}{1000} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

donde:

V = el volumen del cárcamo o depósito de agua, en m^3

AT = el área del techo o techos con los cuales se desea captar el agua de lluvia, en m^2

Pm = la lámina de la lluvia de diseño, en mm

3.3.2. FILTRO DE GRAVA Y ARENA

Para el filtro se requiere arena y grava de 1", 1/2" y 1/8" de diámetro, colocando en la parte más alta la arena (en espesor de 30 cm) y posteriormente la grava, reduciendo paulatinamente su tamaño (en espesores de 10 cm). En la Ilustración 3.3 se observa que la captación de agua pluvial tiene el filtro colocado en la cubierta del depósito.

Existen zonas del país en las cuales, debido a la escasez de la precipitación, es necesario captar

Ilustración 3.3 Estructura típica para recolección de agua de lluvia a nivel domiciliario

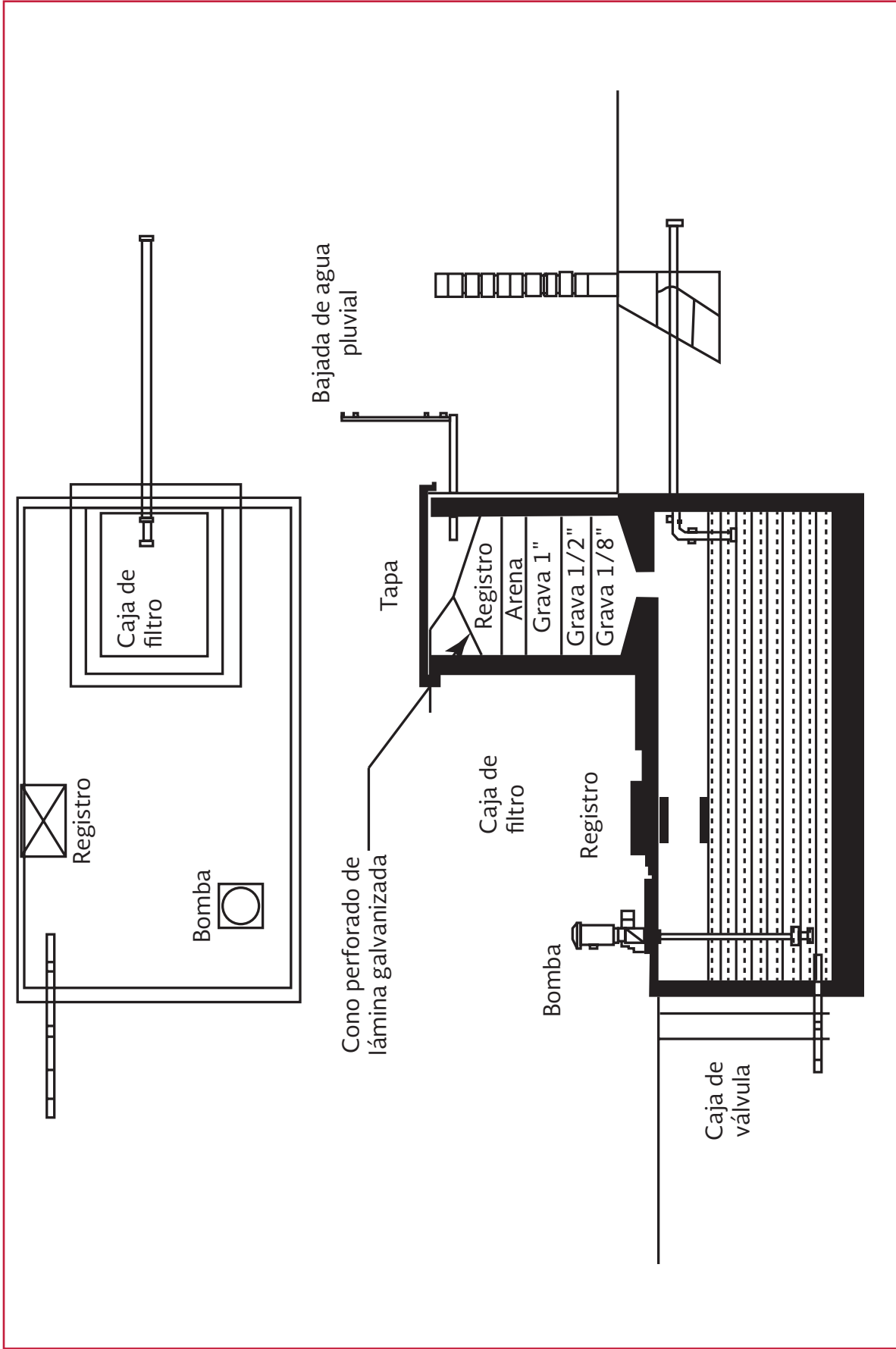
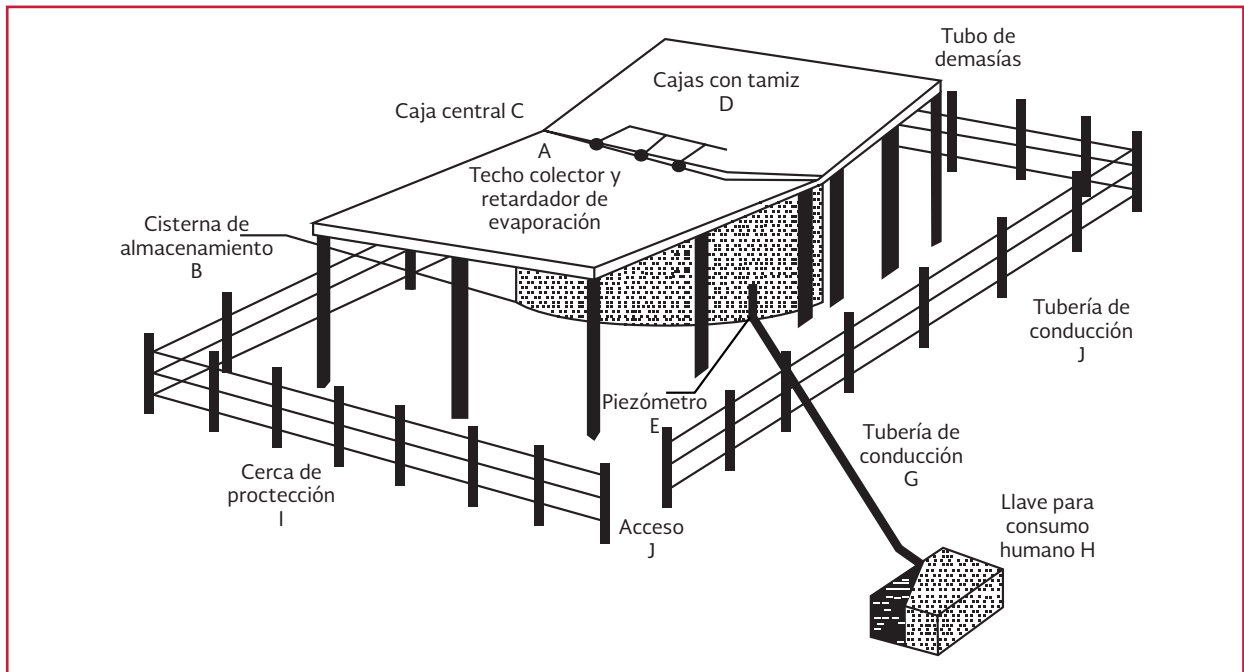


Ilustración 3.4 Techo cuenca



el agua de lluvia para consumo humano de forma más eficiente que con las estructuras presentadas. En estos casos la precipitación pluvial adquiere gran relevancia para el auto abastecimiento de la población.

3.4. DISPOSITIVO TECHO CUENCA

El dispositivo más apropiado para coleccionar agua de lluvia para consumo humano en regiones de escasa precipitación es el llamado **techo cuenca (TC)**. Consta básicamente de dos secciones (ilustración 3.4): el techo, que funciona como área de contribución y retardador de evaporación simultáneamente (A) y, en la parte inferior, el tanque o cisterna de almacenamiento (B).

El techo está formado por dos superficies que convergen en un canal central con pendiente inducida (C), el cual permite al agua colectada caer por gravedad a la cisterna, por medio de unas cajas con tamiz (D).

Colocado sobre la pared externa de la misma cisterna se encuentra un piezómetro (E), el cual permite observar el nivel del agua captada y por tanto, conocer el volumen almacenado.

El sistema de conducción de agua consiste en una válvula de paso (F), la tubería de conducción de 5 cm de diámetro (G), para terminar con una llave (H) empleada para el consumo humano. Finalmente se incluye una cerca de protección (I) que circunda la construcción y una pequeña puerta de acceso (J).

3.4.1. DISEÑO GEOMÉTRICO

Para el material del área de contribución del techo se recomienda lámina metálica. Las mediciones realizadas durante 5 años en el techo cuenca experimental del municipio de Doctor Arroyo (ejidos Lagunita y Ranchos Nuevos, Edo. de Nuevo León) indican que la eficiencia del dispositivo TC alcanza el 88 por ciento, sin

embargo, para propósitos prácticos, se debe utilizar el 80 por ciento. La eficiencia de la captación (h) es dada por la ecuación 3.7

$$h = \frac{V_{cap}}{V_t} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

donde:

V_{cap} = el volumen de agua captado por el dispositivo TC en m^3

V_t = el volumen total precipitado sobre el dispositivo TC en m^3

Es importante mencionar que la pendiente de cada una de las áreas de contribución del dispositivo es del 5 por ciento y que, desde un punto de vista práctico, tal porcentaje no influye en la variación del volumen de agua captada. Considerando lo anterior, el volumen total y las dimensiones de este dispositivo se calculan con la ecuación 3.8

$$V_t = 0.8P_mBL \quad \text{Ecuación 3.8}$$

donde:

V_t = el volumen total de agua captado, en m^3

P_m = la lámina de precipitación media asociada a una duración seleccionada, en m.

B = el ancho del área de captación, en m.

L = el largo del área de captación, en m.

0.8 es el coeficiente de escurrimiento, a dimensional.

Dado que las precipitaciones máximas superan la lámina media anual, es posible que durante la temporada de lluvias el depósito dimensionado de esta manera sea insuficiente, siendo aconsejable que el aljibe sea dimensionado con una P_m asociada al período de lluvias o a precipitaciones máximas anuales de tormentas en 24 horas, es decir, seleccionando la lámina de lluvia diaria máxima de cada uno de los años del registro y aplicando a la lista de datos cualquiera de los métodos descritos anteriormente para conocer la P_m de diseño.

3.4.2. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

El análisis y diseño estructural se efectuará conforme a los lineamientos y especificaciones contenidas en los libros *Estudios Técnicos Para Proyectos de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (Parte I y II)* del MAPAS.

4

CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES

4.1. GENERALIDADES

Las aguas superficiales son aquellas que escurren en los cauces y presentan una superficie libre sujeta a la presión atmosférica; pueden ser corrientes perennes o corrientes intermitentes. Las corrientes perennes son cauces que llevan flujo todo el año, producto del drenaje natural de los acuíferos que los alimentan durante la temporada de sequías y que además, en temporada de lluvias, reciben los escurrimientos generados en la cuenca de captación aguas arriba. Las corrientes intermitentes presentan un flujo igualmente sujeto a la presión atmosférica pero su duración se limita a la presencia de precipitaciones en la cuenca drenada.

Los arroyos son el producto de la precipitación pluvial de corta duración y fuerte intensidad, lo cual, en combinación con la morfología del terreno, puede favorecer la formación de corrientes con altas velocidades de escurrimiento.

También son cuerpos de aguas superficiales las fuentes naturales como ciénagas, lagos, lagunas, grutas, cenotes y las fuentes creadas artificialmente por el hombre como presas y embalses en general. Estas aguas son una

buena opción para abastecimiento a las poblaciones rurales o urbanas, previo tratamiento según los componentes indeseables y los parámetros de calidad exigidos por las normas actuales.

Las aguas superficiales representan una gran alternativa de suministro, requiriendo obras de captación que generalmente utilizan equipos de bombeo para su aprovechamiento directo desde la corriente. Estas aguas pueden ser mejor aprovechadas si se construyen embalses o se deriva el caudal necesario sobreelevando el nivel del río, para lo cual se construyen presas derivadoras (Ilustración 4.1) utilizadas por lo general para suministro a zonas agrícolas.

Para evitar que grandes sólidos que arrastran las corrientes ingresen y tapen la toma, se utilizan rejillas instaladas en la boca de las mismas.

En corrientes turbulentas no siempre es posible el aprovechamiento directo del agua pues las condiciones son indeseables para operar equipos de bombeo o cualquier otro sistema. En estos casos es necesario incluir un canal de llamada perpendicular a la corriente que tome el agua y la tranquilice a lo largo de su recorrido hasta entregar-

Ilustración 4.1 Presa derivadora



la a un depósito o cárcamo de bombeo, donde será aprovechada o enviada hacia otro punto.

En las presas de almacenamiento se tienen tomas para agua potable que van desde vertedores de gasto lateral (pared vertedora) hasta canales de llamada que conducen las aguas del embalse a la obra de toma que puede ser un depósito o un cárcamo de bombeo, para posteriormente conducir el agua mediante sistemas de tuberías a las localidades urbanas o rurales.

4.2. CAPTACIÓN EN RÍOS

4.2.1. OBRA DE TOMA DIRECTA

La forma de captar agua de una corriente superficial mediante una toma directa varía según el vo-

lumen de agua por captar y las características de la corriente, es decir, el régimen de escurrimiento (permanente o variable), su caudal en época de secas y durante avenidas, velocidad, pendiente del cauce, topografía de la zona de captación, constitución geológica del suelo, material de arrastre, niveles de agua máximo y mínimo en el cauce, naturaleza del lecho del río y de otros factores que saltan a la vista en el proceso de selección del tipo de obra de captación por toma directa.

De la Ilustración 4.2 a la Ilustración 4.4 se presentan obras de toma directa en una corriente. Cualquiera que sea el tipo de obra de toma directa que se elija, debe satisfacer las siguientes condiciones:

- La bocatoma se localizará en un tramo de la corriente que esté a salvo de la erosión,

del azolve y aguas arriba de cualquier descarga de tipo residual

- La clave del conducto de la toma se situará a un nivel inferior al de las aguas mínimas de la corriente
- En la boca de entrada llevará una rejilla formada por barras y alambroón con un espacio libre de 3 a 5 cm; la velocidad media a través de la rejilla será de 0.10 a 0.15 m/s para evitar en lo posible el arrastre de material flotante
- La velocidad mínima dentro del conducto será de 0.6 m/s con el objeto de evitar azolve
- El límite máximo de velocidad queda establecido por las características del agua y el material del conducto
- En el proyecto de la obra de captación se dispondrá de los elementos que permitan la operación, el acceso, inspección y lim-

pieza de los diversos componentes de la obra. Dichos elementos son escaleras en gradas, escaleras marinas, registros, compuertas, barandales, iluminación, señales, medidas de seguridad como alarmas y sistemas de comunicación, entre otros

En la generalidad de los casos las aguas de ríos y arroyos están contaminadas, tanto por desechos de la población como por impurezas que arrastra el viento o la lluvia, por lo cual estas aguas requieren cierto tratamiento para ser suministradas. En medios rurales se evitará en lo posible el aprovechamiento de estas fuentes por el problema económico que representa.

Para llevar a cabo un proyecto de obra de toma de manera satisfactoria es necesario considerar los aspectos hidráulicos de manera cuidadosa. Para la ubicación seleccionada es necesario definir los siguientes aspectos:

Ilustración 4.2 Obra de toma directa con canal de llamada



Ilustración 4.3 Obra de toma directa en río



Ilustración 4.4 Obra de toma directa en río (alternativa 2)



- Los caudales promedio, máximo y mínimo del escurrimiento en el cauce
- Los niveles asociados a caudales máximo, medio y mínimo de operación
- Estimación del arrastre de sedimentos a lo largo del cauce
- Calidad del agua en la fuente

Se forma un tirante crítico elevando el fondo del cauce, estrechándolo o con una combinación de ambas técnicas. Cuando se sobreeleva el cauce (Ilustración 4.5) el caudal se calcula utilizando la fórmula de vertedores de pared gruesa:

$$Q = 1.7BH^{\frac{3}{2}} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

donde:

- B = el ancho del cauce en m
- H = la carga sobre el vertedor en m
- Q = el gasto en m³/s

Para que dicho dispositivo tenga un buen funcionamiento, se recomienda que:

$$3 \leq L/H \leq 4 \text{ y que: } S \leq 0.8 H$$

Otra manera de provocar la formación de un tirante crítico es cuando la topografía permite disponer de una caída libre (Ilustración 4.6); en este caso el gasto se calcula con el tirante medido justo a la caída usando la expresión:

$$Q = 1.65By(gy^{\frac{1}{2}}) \quad \text{Ecuación 4.2}$$

4.2.1.1. Diseño hidráulico

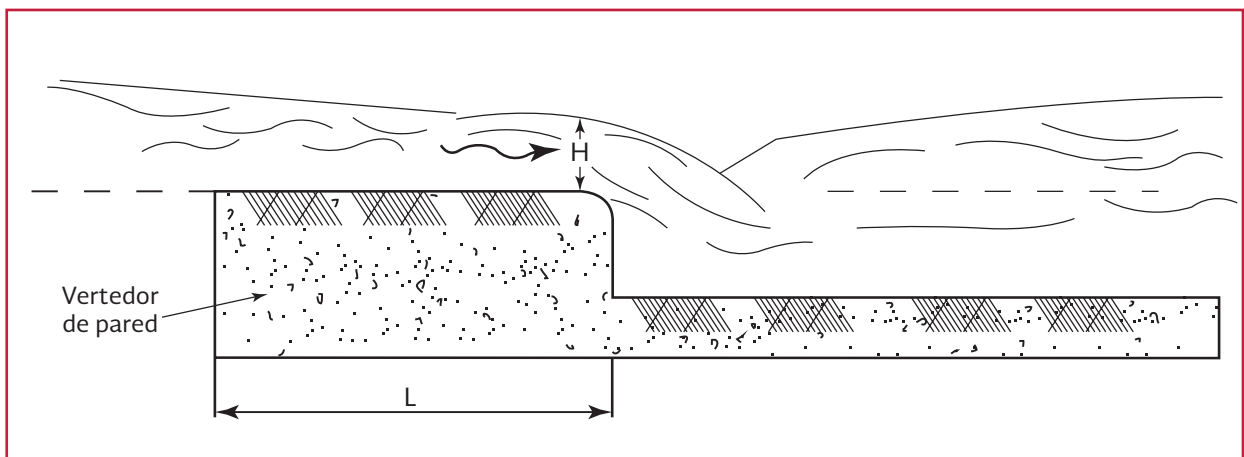
Cálculo de caudales

Es posible establecer el volumen o caudal de agua que lleva una corriente superficial mediante aforos. Aforar una corriente significa determinar a través de mediciones el gasto que pasa por una sección dada. En este manual se exponen los dos métodos básicos de aforo más utilizados en México:

Método sección de control

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

Ilustración 4.5 Tirante crítico en vertedor de pared gruesa



donde:

y = el tirante en m

g = la aceleración de la gravedad en m/s^2

B = el ancho de la sección en m

Q = el gasto en m^3/s

El método de las secciones de control es el más preciso de todos pero presenta algunos inconvenientes.

En primer lugar, es relativamente costoso y en general, sólo se pueden utilizar con caudales no muy elevados de tipo medio; en el caso de los vertedores, se tiene el inconveniente de que, con un pequeño descuido, este genera un remanso hacia aguas arriba de la sección, por ello el método es adecuado para ríos pequeños, cauces artificiales (canales de riego) o cuencas experimentales.

Método de la relación sección - velocidad

Este método es el más usado para aforar corrientes. Consiste básicamente en medir

la velocidad en varios puntos de la sección transversal de una corriente y después calcular el gasto por medio de la ecuación de continuidad:

$$Q = vA \quad \text{Ecuación 4.3}$$

donde:

Q = el caudal en m^3/s

v = la velocidad media en la sección en m/s

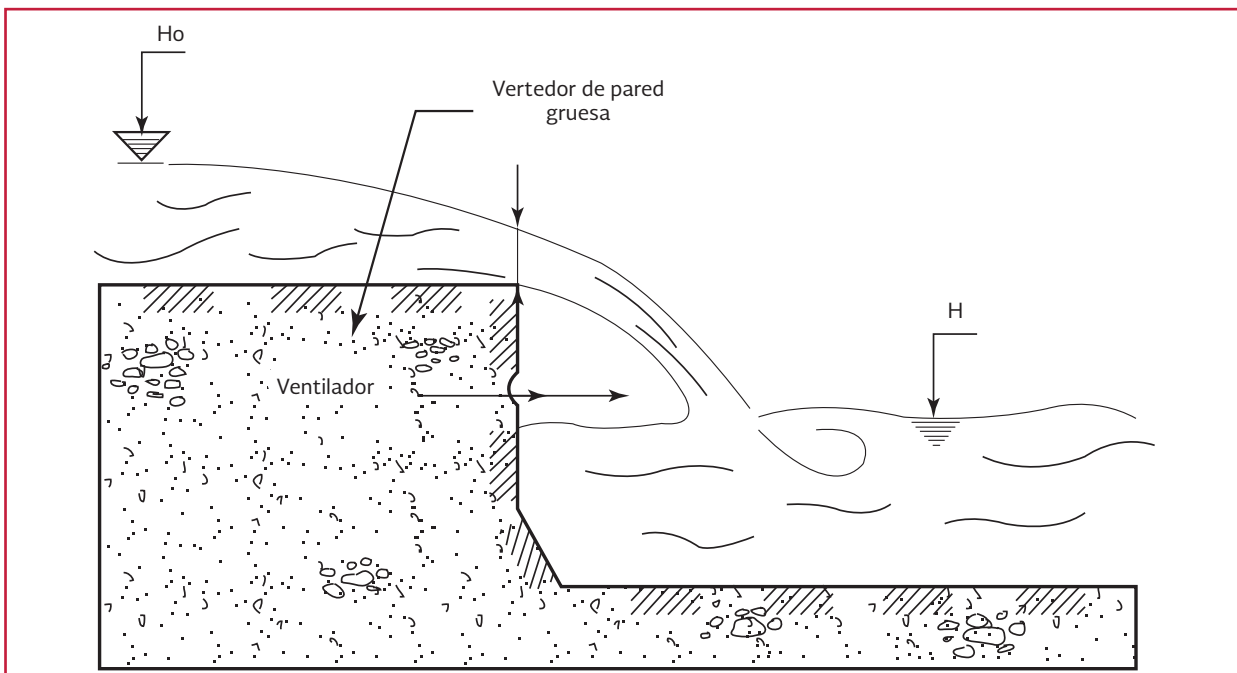
A = el área hidráulica de la sección en m^2

La velocidad del flujo en una sección transversal de una corriente tiene una distribución como la que se muestra en la Ilustración 4.7.

Para determinar el gasto no es suficiente entonces medir la velocidad en un solo punto, sino que es necesario dividir la sección transversal del cauce en varias secciones llamadas dovelas. El gasto que pasa por cada dovela es:

$$q_i = a_i v_{mi} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

Ilustración 4.6 Tirante crítico en caída libre



donde:

q_i = el caudal que pasa por la dovela i
en m^3/s

a_i = el área correspondiente a la dovela i
en m^2

v_{mi} = la velocidad media en la dovela i
en m/s

La velocidad media v_{mi} se puede tomar como la medida a una profundidad de $0.6 y_i$ (medida a partir del nivel de la superficie del agua) aproximadamente, donde y_i es el tirante medido al centro de la dovela (Ilustración 4.7), cuando este no es muy grande; en caso contrario conviene tomar al menos dos medidas, a profundidades de 0.2 y 0.8 de y_i , así la velocidad media sería:

$$v_{mi} = \frac{v_{20} + v_{80}}{2} \quad \text{Ecuación 4.5}$$

donde v_{20} y v_{80} son las velocidades medidas a 0.2 y $0.8 y_i$, respectivamente.

Cuando y_i es muy grande puede ser necesario tomar tres o más lecturas de velocidad en la dovela. Es recomendable medir la profundidad de la dovela cada vez que se haga un aforo. Entonces el gasto total que pasa por la sección del cauce analizada es:

$$Q = (q_1 + q_2 + \dots + q_n) = S q_i \quad \text{Ecuación 4.6}$$

donde:

n = el número total de dovelas

La velocidad del flujo se mide con los molinetes, instrumentos que cuentan con una hélice o rueda de aspas que giran impulsadas por la corriente y que mediante un mecanismo eléctrico transmiten por un cable el número de revoluciones por minuto o por segundo con que gira la hélice. Esta velocidad angular se traduce

después a velocidad del agua usando una fórmula de calibración que previamente se determina para cada aparato en particular.

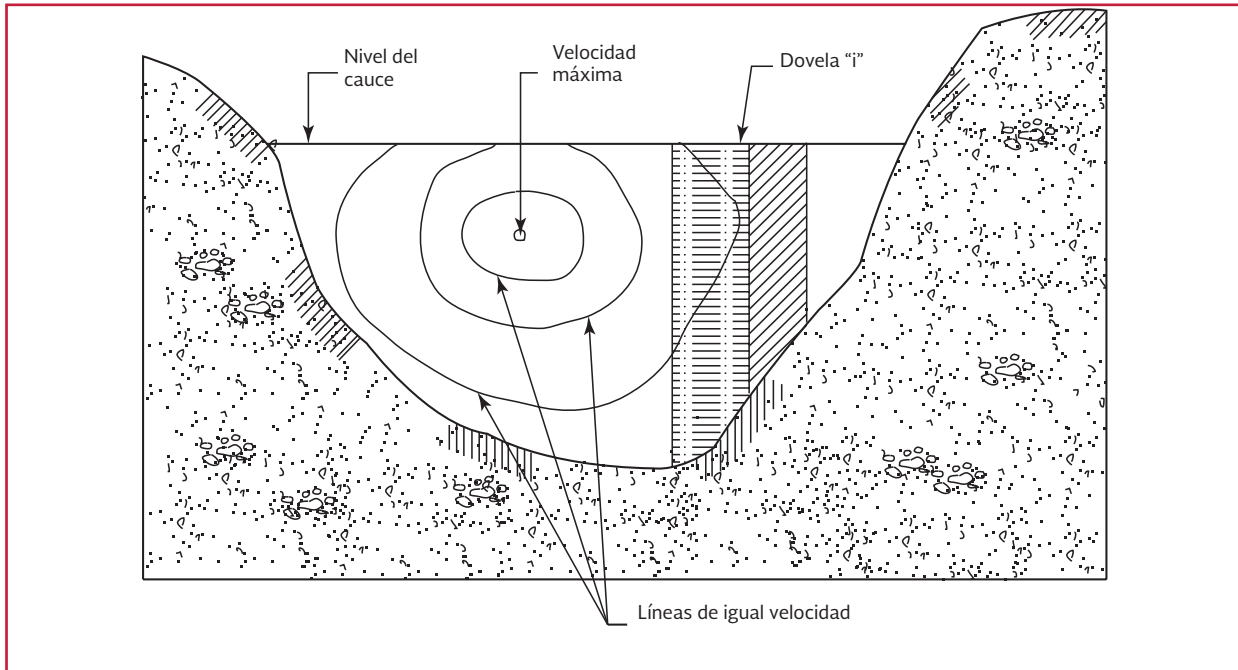
Cálculo de niveles

La importancia del cálculo de los niveles máximos y mínimos de operación radica en la ubicación vertical de la toma ya que es necesario colocarla por debajo del nivel mínimo de operación de la corriente para asegurar el suministro durante la temporada de secas. Por otro lado, el nivel máximo de operación es importante para conocer los niveles de sumergencia de las bombas de eje vertical ubicadas en el cárcamo de recolección cercano a la corriente (de la Ilustración 4.2 a la Ilustración 4.4). Es importante también para determinar el nivel requerido en las tomas de derivación (inciso 4.2.2) y para que las instalaciones e infraestructura de la toma queden fuera del alcance de las avenidas, como por ejemplo aquellos pozos perforados en el cauce de una corriente.

Para establecer los niveles de operación con miras al diseño de una obra de toma se pueden seguir dos caminos en función de la información e infraestructura disponibles. Si existe en el sitio o cercanías una estación hidrométrica que cuente con un limnómetro o un limnógrafo, se podrá realizar un análisis directo de los niveles de agua en la sección donde se alojará la toma.

Si no se cuenta con información hidrométrica de alguna estación en funcionamiento, la definición de los niveles de operación se deberá abordar de manera indirecta usando métodos hidráulicos.

Ilustración 4.7 Distribución de la velocidad del flujo en una sección transversal



En el primer caso se dispone de registros que proceden de los aparatos registradores de nivel, que pueden ser:

Limnómetro. Es una regla graduada que se coloca en una de las márgenes del cauce, en la que normalmente se lee la elevación de la superficie cada dos horas en épocas de avenida y cada 24 horas en estiaje. Dado que la hora en que ocurre el gasto máximo de una avenida puede no coincidir con alguna de las lecturas, conviene marcar el limnómetro con pintura soluble en agua, de manera que se pueda conocer el nivel máximo y su caudal pico asociado.

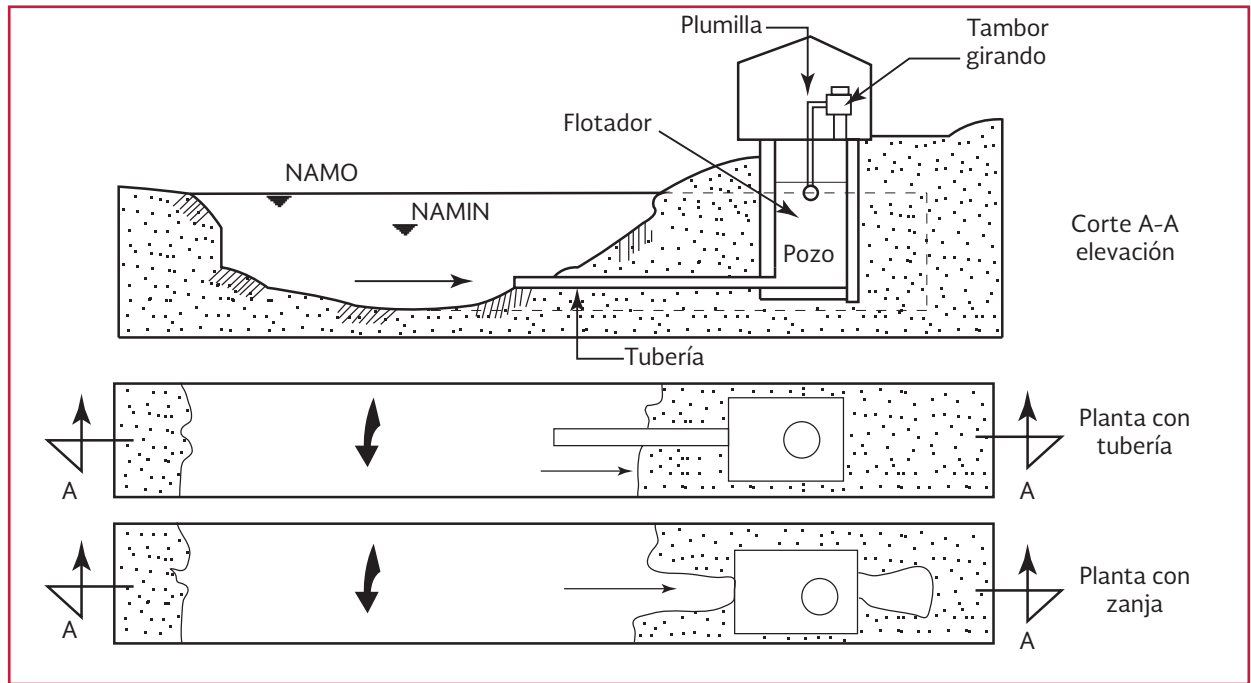
Limnógrafo. Es un aparato automático con el que se obtiene un registro continuo de niveles (Ilustración 4.8). Se coloca junto a la corriente, conectando con un tubo o un pequeño canal de llamada, excavado desde el río. El aparato consta básicamente de un flotador, unido a una

plumilla que marca los niveles de agua en un papel fijado a un tambor que gira mediante un mecanismo de relojería. El papel se cambia normalmente una vez al día, aunque esto se fija de acuerdo a la variabilidad del gasto con el tiempo. El registro de niveles contra el tiempo obtenido de un limnógrafo se llama limnograma.

Es así como de datos obtenidos por aparatos registradores de nivel asociados a un período de lecturas razonable, es posible conocer los niveles de operación mínimo (NAMIN) y máximo (NAMO) de la corriente en la sección de interés donde se localizará la obra de toma.

Para hacer más rápida la definición del caudal de escurrimiento, dado un nivel del agua en la sección de interés, se puede calibrar la curva elevaciones-gasto, que relaciona la elevación de la superficie libre del agua con el gasto que pasa por la sección.

Ilustración 4.8 Colocación de limnógrafo

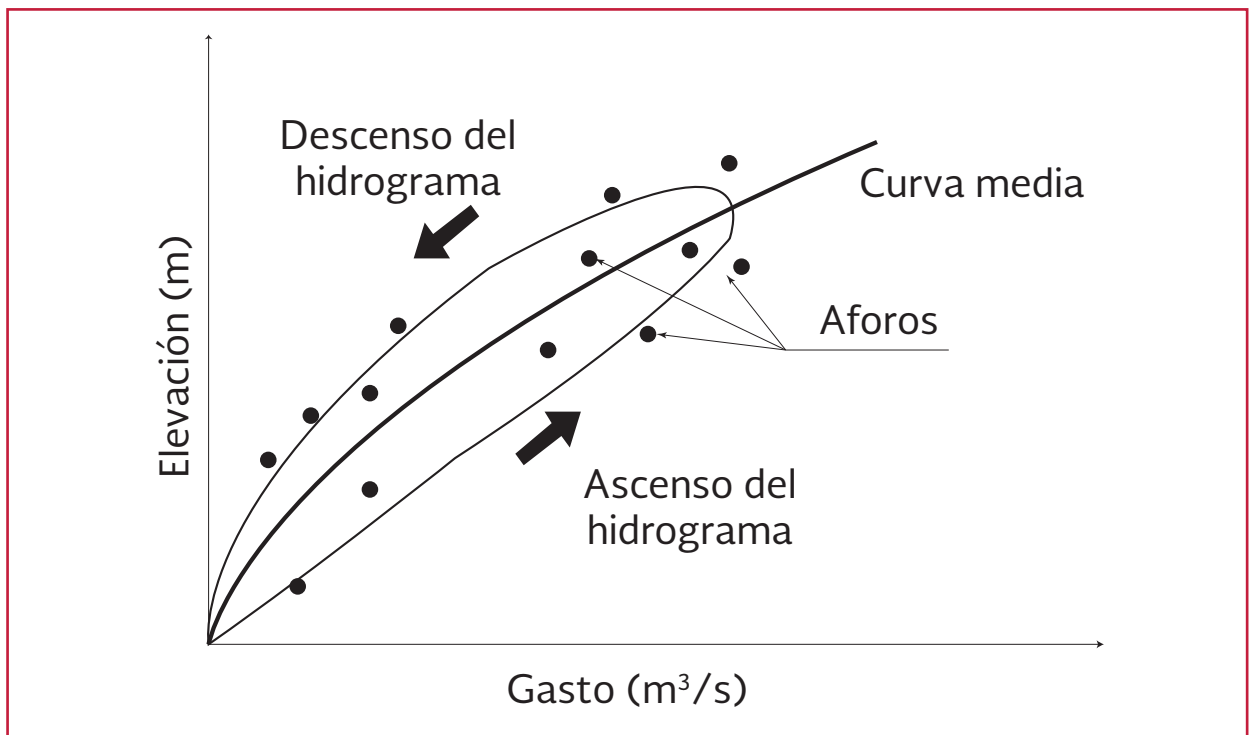


Curva de elevaciones - gastos

Para construir estas curvas se utilizan datos obtenidos de diversos aforos en la sección de interés.

En términos generales, la sección de aforos de un río no es sección de control, por lo que la relación tirantes-gastos no es única. En la Ilustración 4.9 se muestra una curva elevaciones-gastos tipo.

Ilustración 4.9 Curva elevaciones-gastos



El fenómeno de histéresis, es decir, el comportamiento diferente que se observa en la superficie del agua cuando el gasto aumenta y cuando disminuye, se debe a que el gradiente o pendiente hidráulica del flujo es mayor durante el ascenso de los hidrogramas que durante el descenso. Se acostumbra ajustar los puntos medidos a una curva media que tiene la siguiente ecuación:

$$Q = C(E - E_0)^n \quad \text{Ecuación 4.7}$$

donde:

Q = el caudal asociado al tirante E en m^3/s

E = el tirante medido en la sección de interés en m

E_0 = la elevación correspondiente al gasto cero en m

C, n = los coeficientes de ajuste que se determinan con una relación de valores $Q-E$, medidos en campo, obteniendo logaritmos a la expresión anterior y luego aplicando el método de mínimos cuadrados

En la mayoría de los ríos la forma de las secciones transversales cambia continuamente debido a los procesos de erosión y sedimentación, por lo que es conveniente realizar aforos con la frecuencia suficiente para contar en cualquier momento con una curva elevaciones-capacidades actualizada.

La variabilidad en el tiempo de una sección de aforos depende de varios factores: su forma, su situación con respecto a meandros o curvas del río y el material que forma el cauce, entre otros factores. Por esto se torna difícil la decisión relativa a la frecuencia que deben tener los aforos. En términos generales se ha establecido que es

necesario realizarlos 5 o 6 veces al mes, aunque algunas dependencias como la Comisión Nacional del Agua y la Comisión Federal de Electricidad especifican un aforo diario.

Ya conocida la curva elevaciones-gastos de una sección de aforos, es suficiente conocer el nivel o elevación de la superficie del agua para obtener el caudal que atraviesa la sección. En el caso de requerir un nivel asociado a un caudal de diseño en el río para emplazamiento de un equipo u obra de toma para captar agua, se puede establecer mediante dos formas que se describen a continuación.

Si se cuenta con la relación caudal-nivel mediante la curva elevaciones-capacidades, se puede resolver dicha ecuación para definir la elevación E , asociada al caudal de diseño Q considerado.

Si no se dispone de la curva mencionada se puede seguir el siguiente método:

Buscar hacia aguas abajo de la sección de interés una sección de control sobre el cauce de la corriente.

A partir de dicha sección y con el gasto de diseño (medio, máximo o mínimo), calcular hacia aguas arriba el perfil del agua, utilizando las ecuaciones y metodología del flujo permanente gradualmente variado, (Chow, 1994) obteniendo un perfil M2, asociado a ríos con pendiente subcrítica.

El nivel deseado será el calculado hasta la altura de la sección analizada y con este se tomará la decisión de ubicación vertical o elevación de la infraestructura de la toma.

4.2.1.2. Diseño geométrico

Los elementos que en general integran una obra de toma directa en río son: el canal de llamada o tubería de llegada, la transición de entrada, la estructura de entrada, los conductos, la cámara de decantación y el cárcamo de bombeo.

El canal de llamada o tubería de llegada conecta el escurrimiento con la estructura de entrada; puede o no contar con una transición de sección que se utiliza para variar la inclinación del talud que presenta el canal de llamada a un talud vertical en la proximidad de la estructura de entrada. Esta transición puede ser únicamente del talud, de la plantilla o de ambos.

La estructura de entrada en particular es la que se considera como la obra de toma, ya que cuenta con orificios a través de los cuales se realiza la toma del agua. Los orificios pueden estar alojados a diferentes niveles, se recomienda que la distancia vertical al umbral de los orificios sea de un máximo de cuatro metros, sus dimensiones quedan determinadas por el gasto que se pretende captar y por la velocidad del agua a través de ellos, que no deberá ser mayor de 0.6 m/s.

Los orificios de entrada pueden estar provistos de obturadores de madera, metal o concreto, o bien de compuertas operadas con mecanismos manuales o eléctricos, que son utilizados para controlar el gasto. Es conveniente evitar la entrada a la obra de toma de cuerpos flotantes tales como basura, peces, etcétera, instalando para ello rejillas. El diseño de las rejillas está determinado por la separación de barras, que a su vez está en función del tamaño de los objetos que se pretende evitar entren y puedan dañar las instalaciones hacia aguas abajo.

La cámara de decantación o antecámara es una zona de acceso al cárcamo de bombeo, localizada entre la estructura de entrada y el cárcamo de bombeo. Su ubicación es muy importante desde el punto de vista hidrodinámico, porque sirve de repartidor de flujo, como transición de plantillas entre la estructura de entrada y la del cárcamo; a través de ella se puede disminuir la velocidad de llegada al cárcamo, reduciendo los problemas de vórtices y acarreo de azolve. En algunos casos, ante la presencia de azolve, la plantilla de la cámara de decantación se localiza a un nivel inferior al de la plantilla del cárcamo de bombeo.

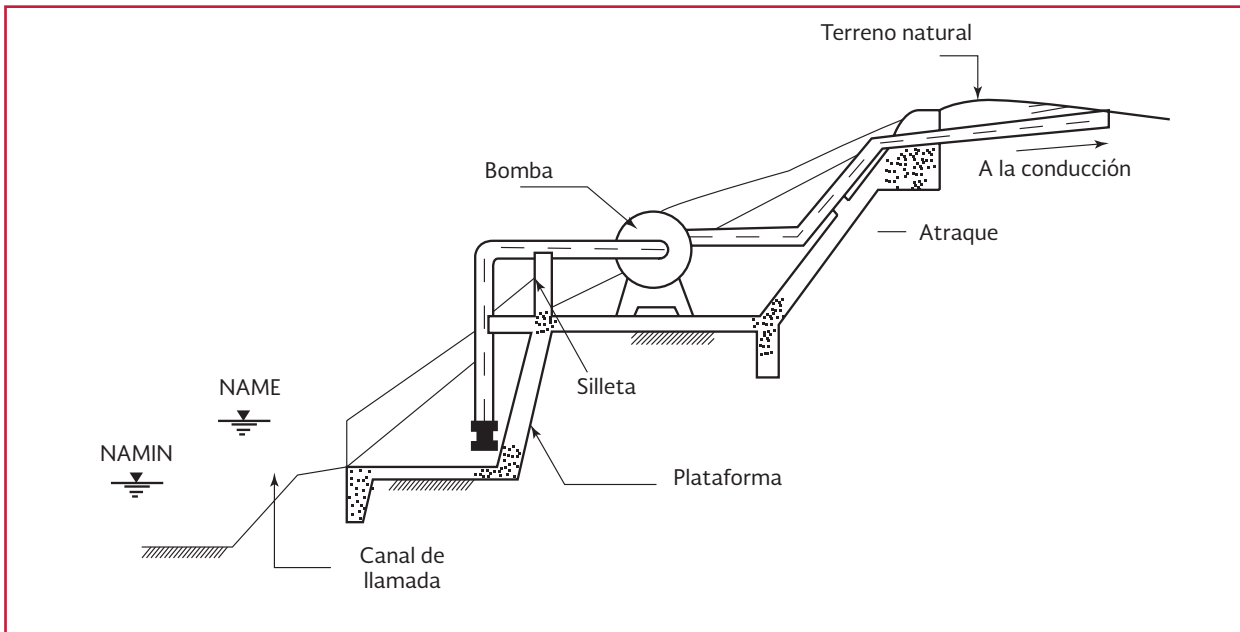
Algunos proyectos de obra de toma requieren de unos conductos ya sea de sección cuadrada o rectangular que comunican la estructura de entrada con la cámara de decantación o directamente al cárcamo, solucionando así la separación que existe entre la estructura de entrada y el cárcamo de bombeo.

A continuación se describen algunas obras de toma directa como ejemplos, mostrándose en corte longitudinal.

La obra de toma directa I es la mostrada en la Ilustración 4.10, consiste en excavar una plataforma en una de las márgenes del escurrimiento, que puede ser protegida con mampostería o concreto reforzado; en dicha plataforma se aloja el equipo de bombeo. El canal de llamada hacia la succión de la bomba se localiza en una escotadura a un nivel inferior que también se encuentra protegido.

La obra de toma directa II, mostrada en la Ilustración 4.11, requiere de un mínimo de obra civil. Consiste en una estructura que puede ser

Ilustración 4.10 Obra de toma directa I



de madera, acero o concreto reforzado, la cual soporta el equipo de bombeo, su nivel de piso se localiza por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias.

La obra de toma directa III, mostrada en la Ilustración 4.12, consta de un cárcamo

de bombeo vertical conectado a la estructura de entrada por medio de conductos de concreto reforzado o por tubería de acero. La estructura de entrada cuenta con rejillas; en este caso el control del gasto es mediante los equipos de bombeo. Se pueden utilizar muescas en las rejillas para

Ilustración 4.11 Obra de toma directa II

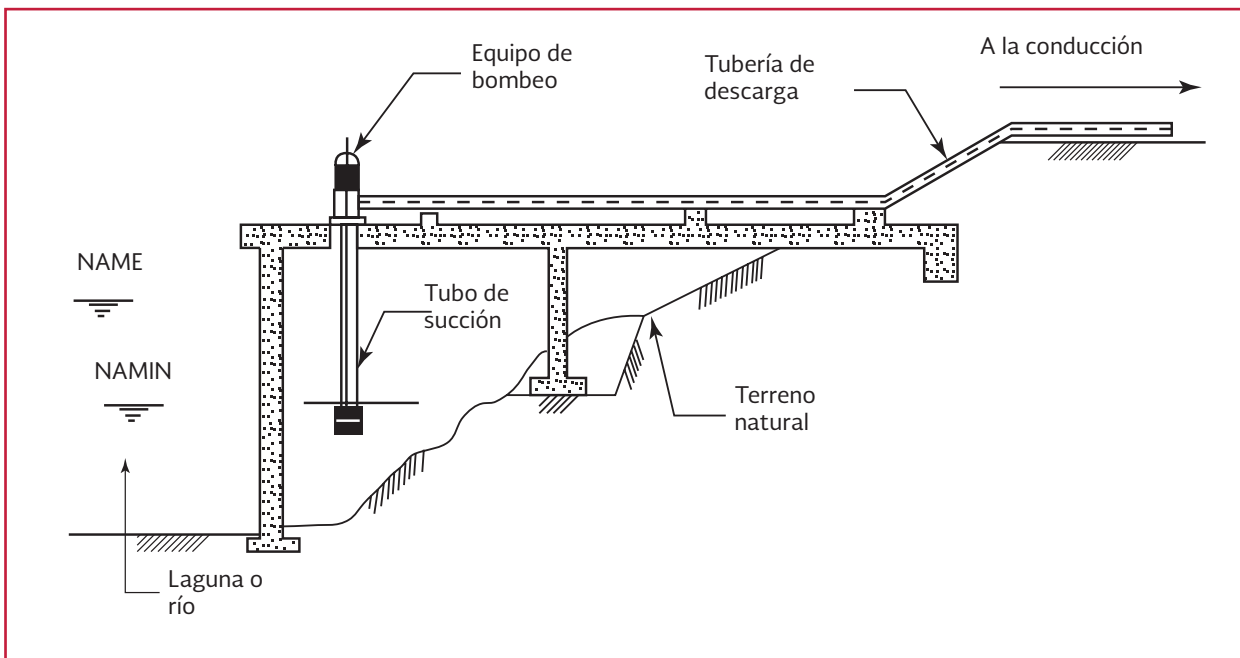
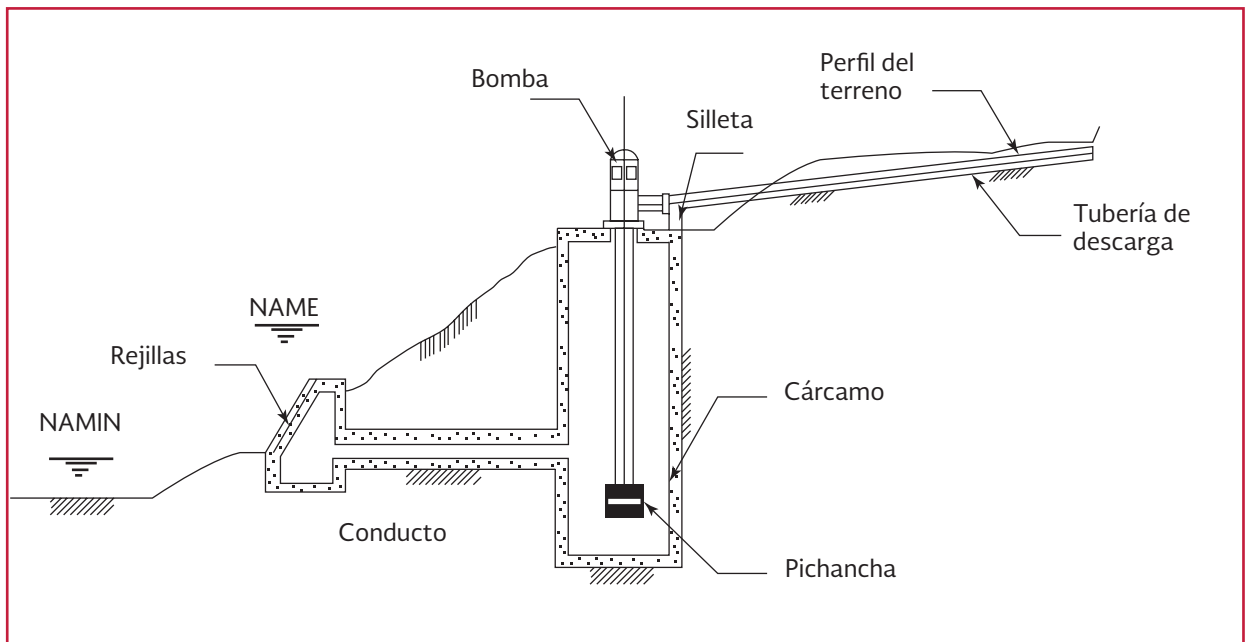


Ilustración 4.12 Obra de toma directa III



instalar agujas y poder aislar el conducto y cárcamo por alguna eventualidad.

puede ser por medio de una tubería de acero, tubería de concreto prefabricada, un conducto de concreto reforzado o un canal a cielo abierto.

La obra de toma directa IV, Ilustración 4.13, cuenta con compuertas deslizantes o tipo Miller para el control del gasto, ya que la conducción

La obra de toma directa V, Ilustración 4.14, muestra las compuertas deslizantes, conductos

Ilustración 4.13 Obra de toma directa IV

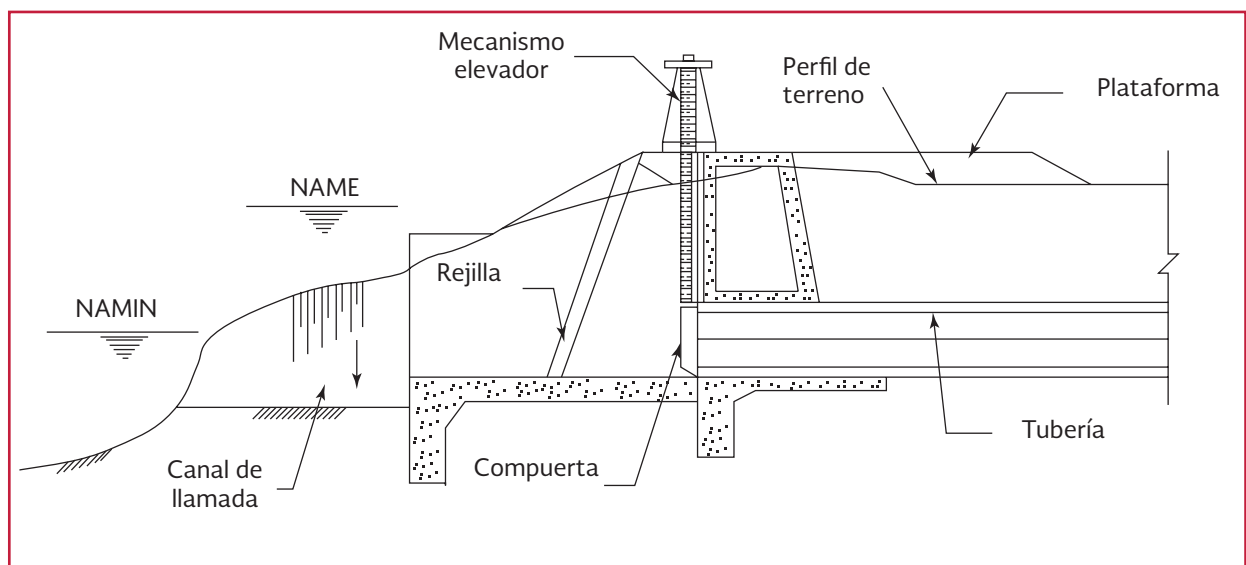
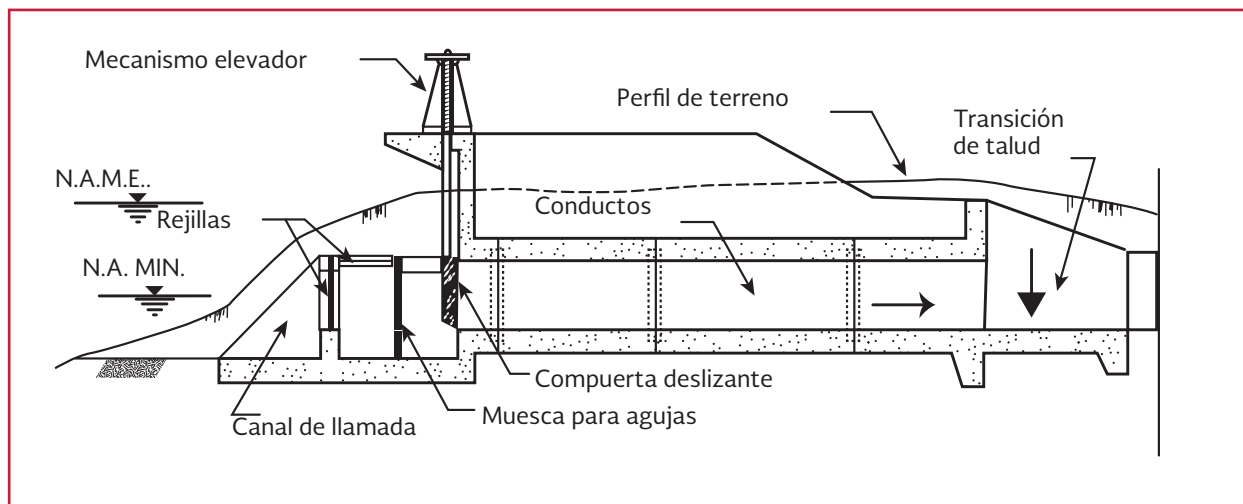


Ilustración 4.14 Obra de toma directa V

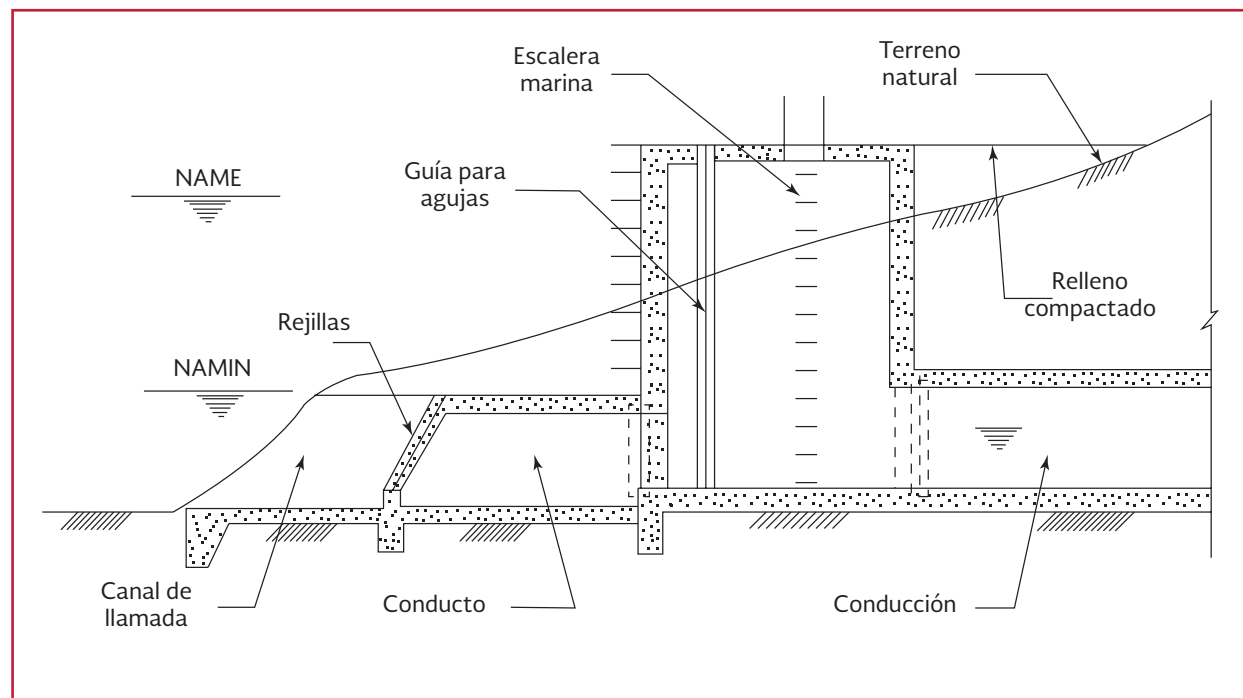


de concreto y conducción en un canal a cielo abierto.

La obra de toma directa VI, Ilustración 4.15, contempla una estructura de entrada provista de rejillas, conducto de concreto y una torre de control, que en este caso cuenta con una guía para agujas. La conducción es a gravedad y puede ser un conducto cubierto o un túnel.

Cuando se presenta una ladera con fuerte pendiente topográfica y no es posible utilizar algún tipo de las tomas directas descritas, se puede recurrir a las estaciones de bombeo flotante, las cuales consisten en una balsa o estructura flotante que soporta a los equipos de bombeo o únicamente los dispositivos de succión; en estas últimas, la altura máxima entre la succión instalada en la balsa y los

Ilustración 4.15 Obra de toma directa VI



equipos de bombeo no debe ser mayor de 4.0 a 6.0 m. La balsa o cuerpo flotante puede presentar problemas por el arrastre de la corriente, por lo que se debe recurrir a su anclaje en la orilla. En la Ilustración 4.16 y la Ilustración 4.17 se muestran esquemas de estos tipos de obra de toma.

Para el caso en que la altura de bombeo sea mayor a 6.0 m y no sea posible utilizar alguna de las estructuras descritas, la solución puede ser alojar los equipos de bombeo en una estructura móvil que contenga los equipos de bombeo, la cual se deslice en la ladera de acuerdo a los niveles que se presenten en el escurrimiento.

4.2.1.3. Análisis y diseño estructural

Para la obra de toma directa de la Ilustración 4.10, el talud de excavación deberá ser aquel que garantice la estabilidad del mismo, incluyendo las cargas a que va a estar sujeto, como el peso de la bomba-motor y de las tuberías. El talud de excavación se puede proteger mediante un zampado de piedra brasa o con concreto reforzado, dependiendo del tipo de terreno sobre el que se tiene la obra de toma, el cual será definido por el estudio de mecánica de suelos. Si el terreno lo requiere, se pueden colocar muros de contención para detener el talud, también se deben colocar las silletas y atraques necesarios.

La obra de toma mostrada en la Ilustración 4.11 es una plataforma de concreto reforzado apoyada en traveses y columnas de concreto reforzado o acero. Este tipo de estructura es semejante al de los pozos en zonas de inundación.

Para el tipo de obra de toma mostrada en la Ilustración 4.12 se requiere de un estudio de mecánica de suelos a fin de determinar

el procedimiento de construcción más adecuado. Normalmente las acciones a que se encuentran sujetas la estructura de entrada y el cárcamo son su propio peso, carga de la bomba-motor, peso de las tuberías con agua, empuje del relleno exterior, generalmente con el suelo saturado hasta un determinado nivel, empuje vertical del nivel freático (flotación).

El cárcamo de bombeo puede ser de sección circular o rectangular, dependiendo de las condiciones topográficas. Para el análisis de un cárcamo de sección rectangular, se utilizarán los lineamientos para recipientes superficiales indicados en los libros *Estudios Técnicos para Proyectos de Agua y Alcantarillado (Parte I y II)* del *Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento*.

En la obra de toma directa como la mostrada en la Ilustración 4.13, la estructuración se realiza por medio de una transición de entrada generalmente de sección trapecial a rectangular, o simplemente rectangular de concreto reforzado, la cual sirve para apoyo de la rejilla; esta transición se encuentra sujeta al empuje del terreno, desde un valor cero al inicio de la transición, si es de sección trapecial con talud igual al ángulo de reposo del terreno, hasta el valor máximo en el extremo de la misma, donde el talud de la transición es vertical.

Al final de la transición de entrada se localizan la losa de maniobras, el pasillo y las compuertas deslizantes para cerrar la conducción. Debido a que esta estructura es de dimensiones y rigidez diferente a la transición, se recomienda desligarlas mediante una junta de dilatación con banda de PVC para evitar el deslave del material del terreno (Ilustración 4.14).

Ilustración 4.16 Obra de toma flotante

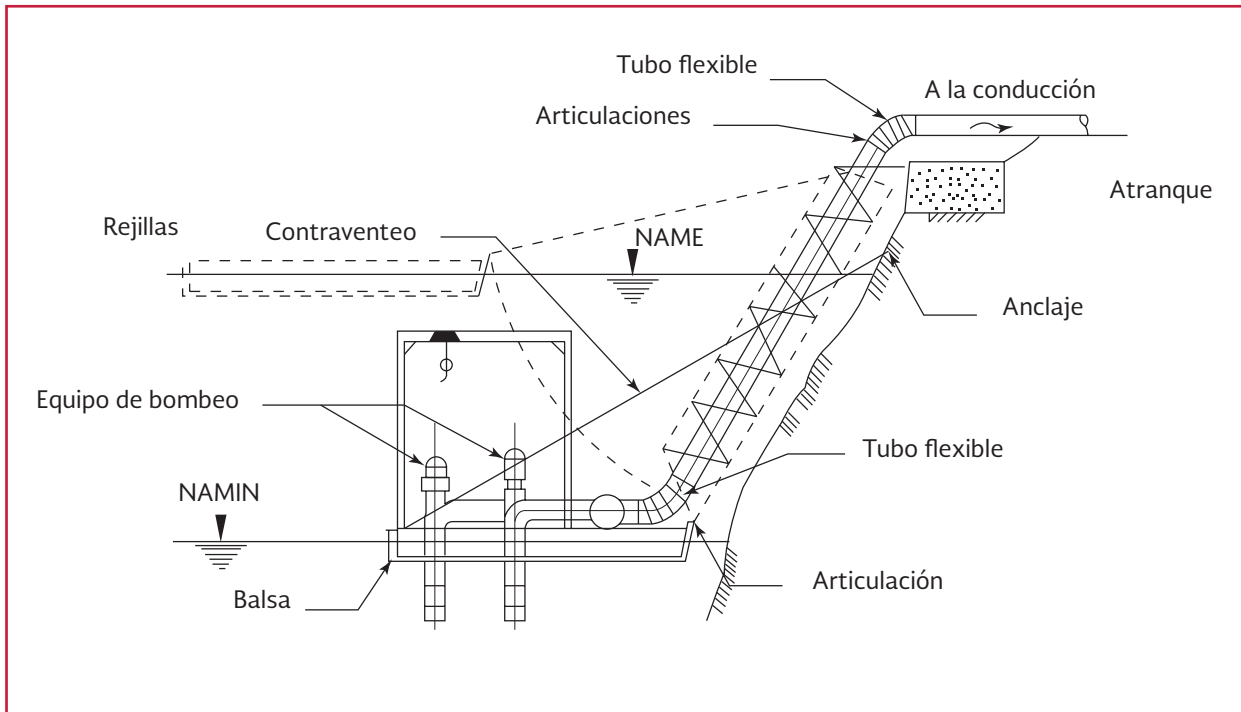
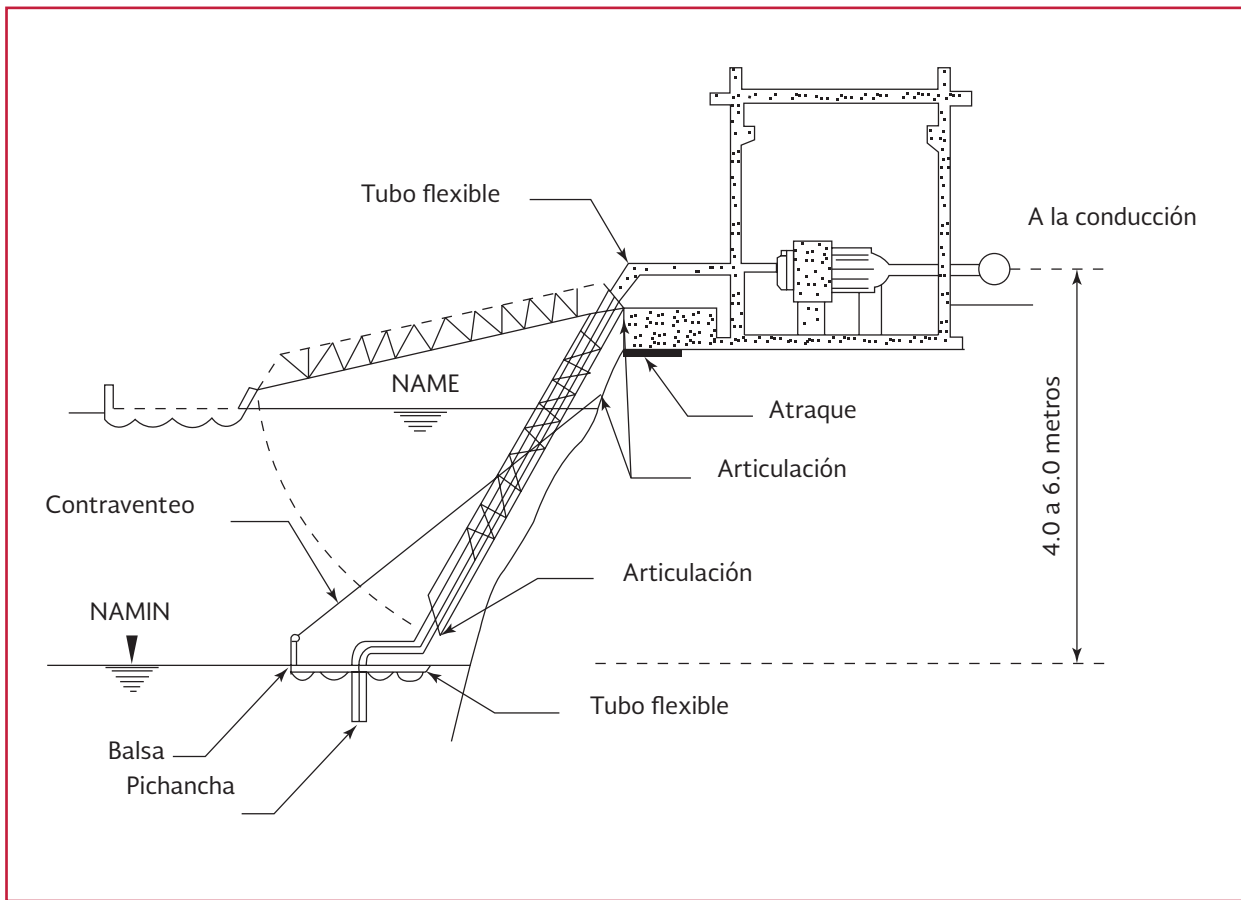


Ilustración 4.17 Obra de toma flotante



Las acciones que se presentan para el análisis de esta estructura son las siguientes:

- Cargas permanentes
- Carga viva
- Fuerza producida por el mecanismo elevador de la compuerta
- Las cargas permanentes son el peso propio y las cargas de barandales y escaleras
- La carga viva que se considera es la de pasillos y escaleras, se recomienda usar el valor de 4 903 Pa (500 kg/m²)

La fuerza producida por el mecanismo elevador se valúa considerando el peso de la compuerta, el peso del vástago y la fuerza de fricción entre la compuerta y el muro, esta última se calcula con la siguiente expresión:

$$F = \mu R \quad \text{Ecuación 4.8}$$

$$R = A \frac{E_1 + E_2}{2} \quad \text{Ecuación 4.9}$$

donde :

F = la fuerza vertical para levantar la compuerta en toneladas

μ = el coeficiente de fricción entre el concreto y el acero

A = el área de la compuerta en m²

E_1 = el empuje del agua en la parte superior de la compuerta, en Pa (1 t/m² = 9 806 Pa)

E_2 = el empuje del agua en la parte inferior de la compuerta, en Pa (t/m²)

R = la reacción total sobre la compuerta, en N (1 t = 9 806 N)

El mecanismo se apoya generalmente, en una losa en “cantiliver”, la que se deberá diseñar

para esta carga, además de las indicadas anteriormente. Cuando es necesario recurrir a las obras de toma flotantes (Ilustración 4.16 y Ilustración 4.17), se recomienda utilizar en el diseño de la balsa o estructura que ha de soportar los equipos de bombeo o los dispositivos de succión, varias cámaras independientes con el fin de evitar que se hunda. Se debe además tomar en cuenta lo siguiente: el peso propio de la estructura, el peso de los equipos, el peso de los dispositivos de succión y el empuje del agua. El diseño de los elementos se realizará de acuerdo a los libros *Estudios Técnicos para Proyectos de Agua y Alcantarillado (Parte I y II)* del *Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento*.

4.2.2. CAPTACIÓN EN BARRAJE

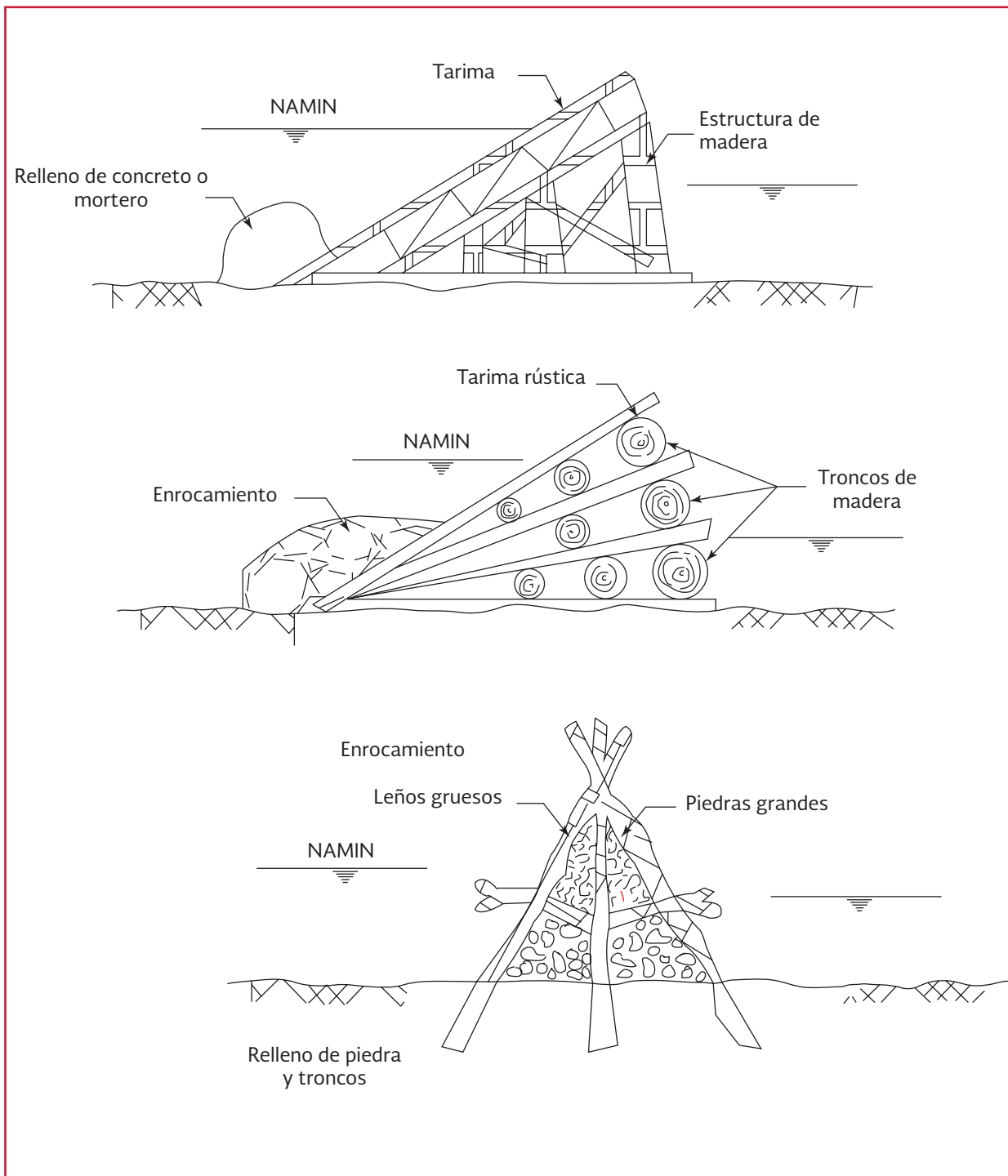
El barraje es una estructura provisional y rudimentaria que obtura el cauce en época de estiaje para mantener un nivel de agua y alimentar una obra de toma; en época de avenidas es posible que se destruya, pero al terminar esta época se reconstruye nuevamente para utilizarlo en el siguiente estiaje. Su uso se recomienda en cauces pequeños.

En la Ilustración 4.18 se muestran algunos tipos de barrajes construidos con madera y piedras, perpendiculares al cauce. Su estructura se construye de acuerdo a los materiales locales existentes, cuidando que el barraje sea impermeable.

4.2.3. CAPTACIÓN EN DIQUE

En escurrimientos perennes, cuando en época de estiaje el nivel del agua no alcanza a cubrir la

Ilustración 4.18 Tipos de barrajes



toma y el barraje es una estructura débil, lo más conveniente es la construcción de un dique.

Los diques son estructuras definitivas construidas para obstruir el cauce que se han sim-

plificado en cuanto a los elementos que la componen, incorporando la obra de toma, el vertedor de excedencia y el desagüe de fondo dentro del propio cuerpo del dique. Se ha estudiado una variedad muy amplia de diques

en la mayoría de los cuales se pretende captar el agua libre del acarreo propio del río.

se capta al pasar encima de la rejilla, por lo que el gasto derivado depende del área del conducto, del tirante dentro del conducto, del área de la rejilla y del gasto de la corriente.

4.2.3.1. Diseño geométrico

En la Ilustración 4.19 se muestra un tipo de dique que cuenta con una escotadura intermedia en la cortina vertedora, la cual aloja un conducto a lo largo del cuerpo de la cortina provisto de una rejilla con sus barras paralelas al sentido de la corriente. El agua

Este tipo de captación puede ser adaptado en ríos con fuerte pendiente, en aguas con poco contenido de finos y en ríos con variaciones de gasto estacionales.

En la Ilustración 4.20 se tiene una obra de toma que no requiere de mecanismo alguno para fun-

Ilustración 4.19 Dique con escotadura

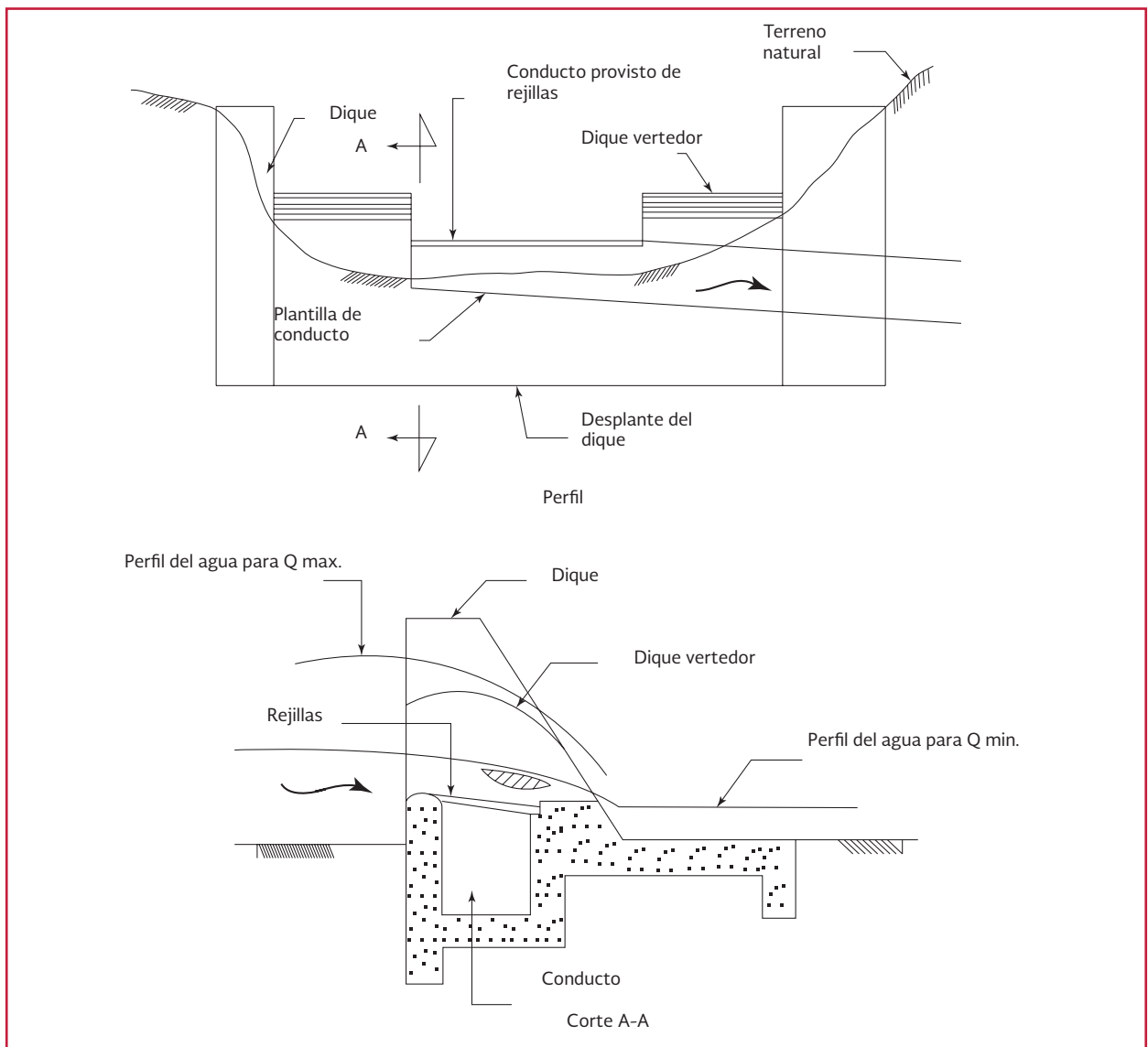
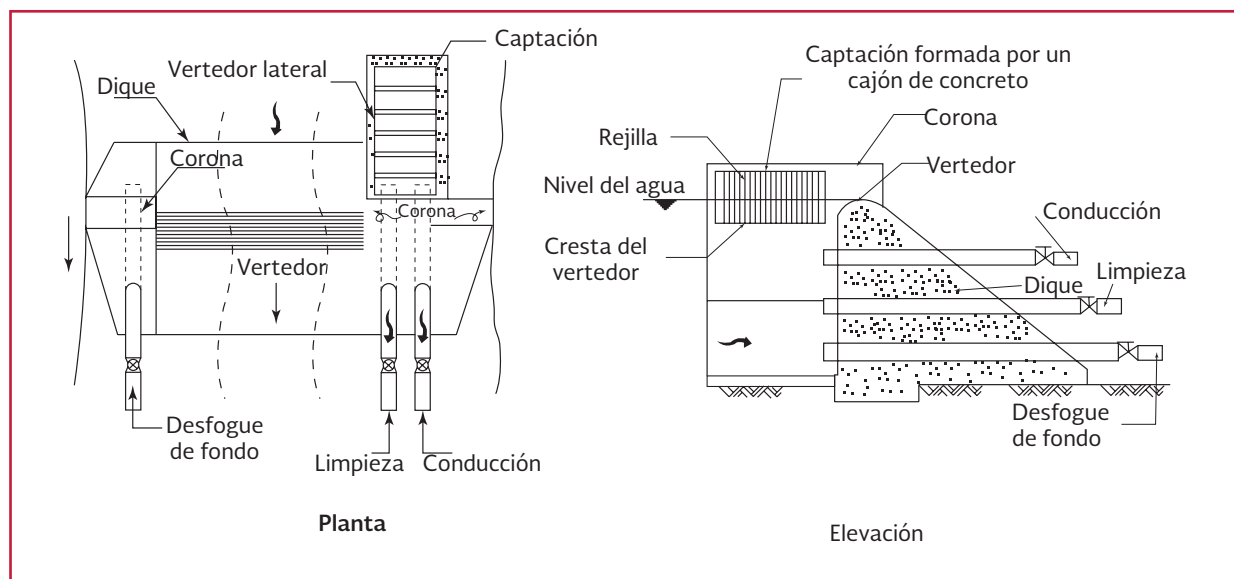


Ilustración 4.20 Obra de toma en dique



cionamiento y operación; básicamente consiste en una cortina vertedora con una caja provista de rejillas verticales instaladas en su perímetro, con lo cual se logra derivar un gasto aproximadamente constante y continuo. Esta obra de toma cuenta con tuberías provistas de válvulas que permiten la limpieza y desagüe de fondo.

En la Ilustración 4.21 se muestra un dique con la captación, limpieza y desagüe de fondo basado en tuberías y válvulas alojadas en el cuerpo de la cortina. Se indican dos posibles soluciones para proteger la obra de toma de la entrada de azolve.

4.2.3.2. Análisis y diseño estructural

Las acciones que se deben considerar en el diseño de un dique son, principalmente, el peso propio, el empuje hidrostático y la subpresión. Algunos de los aspectos más importantes en el diseño de este tipo de estructuras son: la revisión por volteo y por deslizamiento, así como el nivel de desplante y la capacidad de carga del terreno. Estos dos últimos conceptos deberán obtenerse de un estudio de mecánica de suelos.

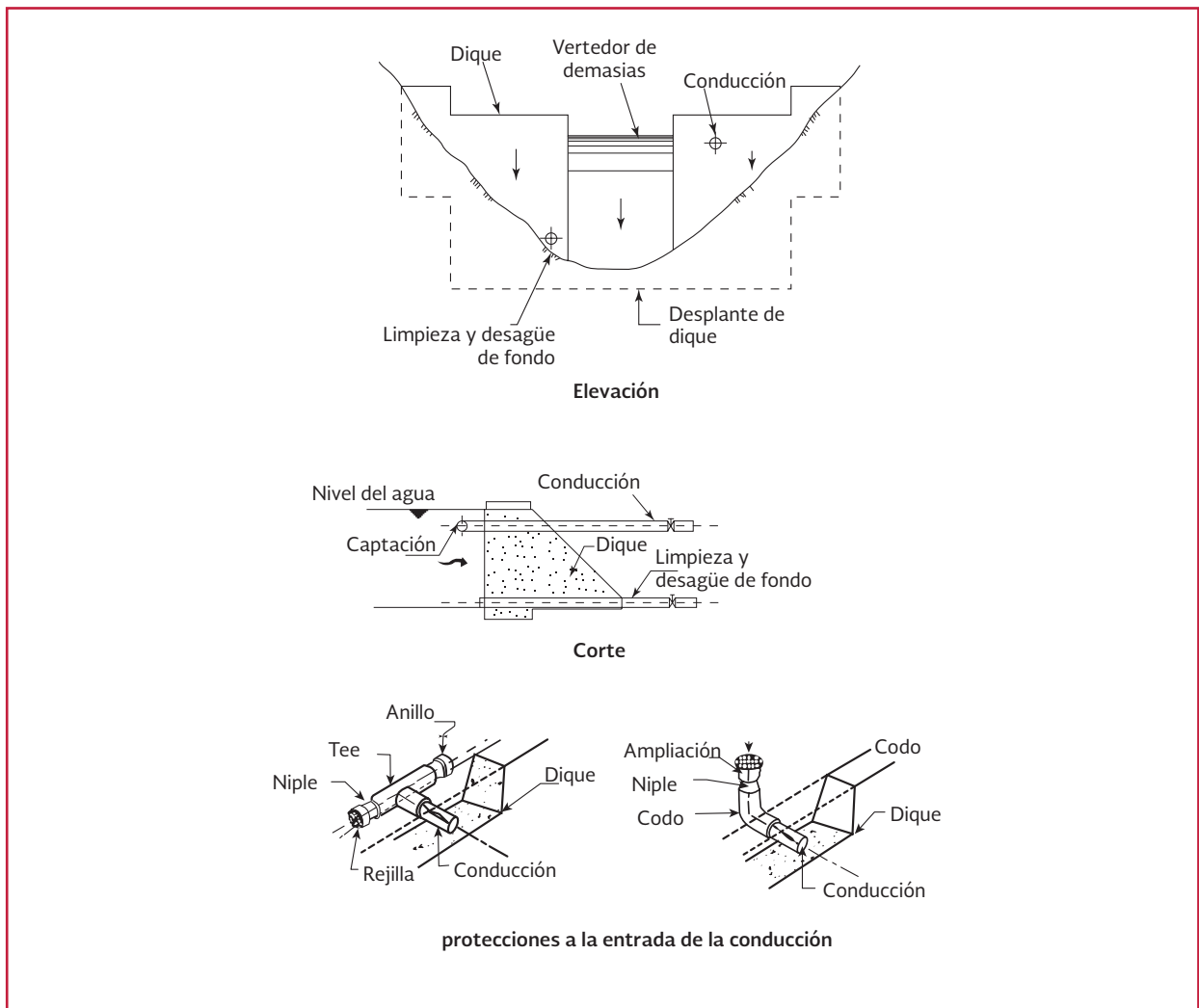
4.3. CAPTACIÓN EN PRESA DERIVADORA

Las presas son aprovechamientos hidráulicos superficiales que cumplen el propósito de facilitar la captación de agua en corrientes de bajo tirante para diversos usos. Cuando el agua de un río se requiere aprovechar pero este, por sus bajos niveles, no permite su captación de manera apropiada, es posible la construcción de una pequeña cortina que interrumpa el paso de la corriente en la sección elegida con objeto de que los niveles mencionados aumenten, permitiendo de esta manera su captación. A este aprovechamiento se le denomina presa derivadora.

Una presa derivadora cuenta con las siguientes estructuras auxiliares: cortina vertedora, obra de toma, obras de control y obra de desvío. En este capítulo se aborda exclusivamente la obra de toma en lo referente a su diseño hidráulico y de operación.

La obra de captación en ríos que quizá ofrezca el mejor funcionamiento es la presa derivadora.

Ilustración 4.21 Dique con obra de toma



Básicamente consiste en una cortina vertedora, la obra de toma y la estructura de limpia.

La cortina vertedora construida para obturar el cauce conserva un nivel de agua constante aguas arriba de la presa en cualquier época del año, lo que permite diseñar la obra de toma con esta característica, dimensionando los conductos y demás elementos en función del gasto a derivar.

La obra de toma está formada por orificios alojados en un muro vertical obturados con compuertas y operados con mecanismos manuales o eléctricos. Con el fin de evitar la entrada del

azolve a la obra de toma se construye una estructura de limpia o desarenador, la cual está localizada hacia aguas abajo y su plantilla por debajo del umbral de la obra de toma para dar cabida a un volumen para azolve. La limpieza de la estructura se logra mediante la apertura de compuertas radiales.

El gasto de extracción en la obra de toma se controla mediante compuertas, por lo general del tipo deslizante, operadas con mecanismos elevadores desde la corona del muro; cuando el gasto es grande se pueden emplear compuertas radiales.

4.3.1. ANÁLISIS HIDRÁULICOS

Este rubro tiene diversos componentes

- a) Definición de los niveles de operación mínimo y máximo en el sitio de la derivadora para establecer los niveles de operación y la carga hidráulica para obtener el caudal necesario
- b) Dimensiones del orificio
- c) Gasto máximo que pasa por las compuertas
- d) Capacidad del mecanismo elevador
- e) Diseño de la transición que une la salida de la toma con la descarga

4.3.1.1. Dimensionamiento del orificio

El conducto de la obra de toma generalmente atraviesa el muro que la separa del desarenador y las laderas del cauce, por lo cual, el análisis hidráulico consiste en considerar un orificio con tubo corto. La expresión que controla el funcionamiento de un orificio es:

$$Q = CA(2gh)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación 4.10}$$

donde:

Q = el gasto de derivación o gasto normal en la toma en m^3/s

C = el coeficiente de descarga para el orificio particular analizado

A = el área del orificio en m^2

g = la aceleración de la gravedad,
 9.81 m/s^2

h = la carga hidráulica sobre el orificio
en m

El gasto máximo que puede pasar por las compuertas se define en función de los requerimientos y la seguridad del canal aguas abajo,

se tienen casos en los cuales el canal de descarga de la toma es utilizado para desviar escurrimientos en exceso durante la temporada de lluvias, en cuyo caso el diseño de la derivadora debe incluir la operación con dicha descarga máxima, es decir, el caudal de descarga Q considerando la carga h correspondiente a la avenida que define el nivel del NAME en la presa. En cualquier caso, la toma debe estar por encima de la máxima capacidad del desarenador en el punto de la bocatoma.

4.3.1.2. Determinación de la capacidad del mecanismo elevador

La capacidad del mecanismo elevador (CME) puede definirse aplicando la siguiente ecuación:

$$CME = KE + Pesocompuerta + PesoVástago$$

Ecuación 4.11

donde:

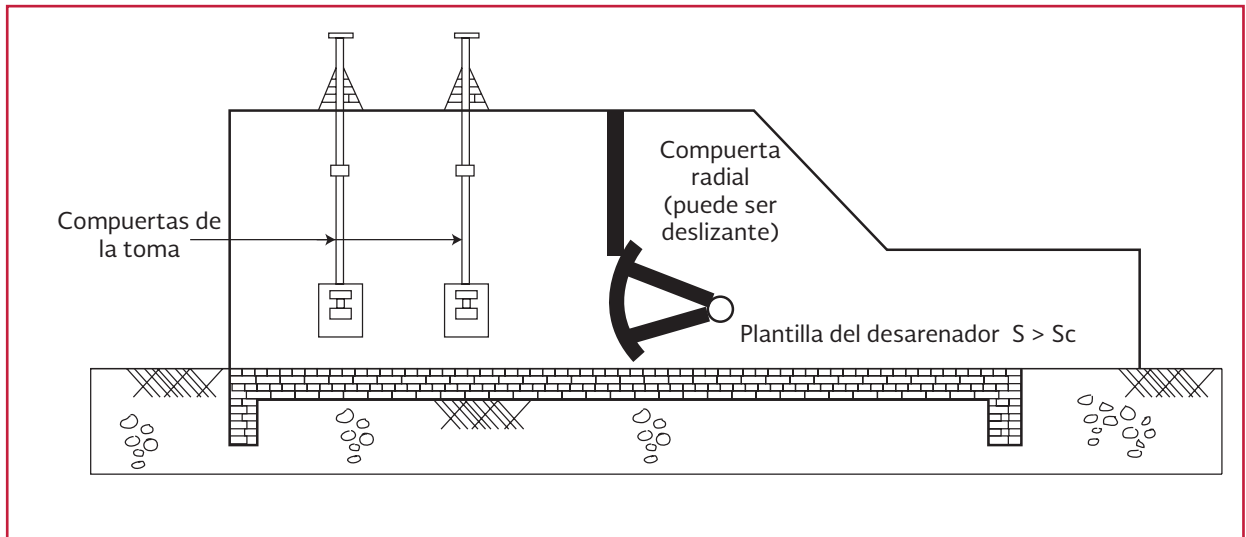
KE = las fuerzas de fricción producidas en la guía de las compuertas

K = el coeficiente para evaluar la fricción, puede considerarse para efectos de diseño de 0.35 para compuertas de fierro fundido con asientos de fierro pulidos a máquina

E = el empuje hidrostático que actúa en la hoja de la compuerta en N (kg)

Para mantener limpia la obra de toma se diseñan estructuras desarenadoras que atrapan los sedimentos arrastrados por los ríos y que de manera periódica son evacuados hacia el cauce, aguas abajo de la presa, mediante juego de compuertas diseñadas para tal fin (Ilustración 4.22). La estructura consiste en un canal llamado desarenador, que se forma por dos paredes verticales paralelas, una separa el cauce del río y el propio desarenador y la otra, el desarenador de la ladera del río. Es en la última en donde se aloja la obra de toma.

Ilustración 4.22 Obra de toma en presa derivadora



Hidráulica del desarenador

Para poder realizar de la mejor forma la limpieza del desarenador es recomendable que los ejes del desarenador y la corriente sean paralelos y el correspondiente a la obra de toma, perpendicular al mismo. Es por tanto necesario que la cota de la plantilla del desarenador esté por debajo de la cota del umbral de la obra de toma, evitando con ambas medidas el paso del material que arrastra y deposita el río hacia la descarga, no existe un criterio establecido para definir la diferencia entre cotas, pero usualmente esta se propone de 80 centímetros.

En general el diseño del canal del desarenador se reduce al cálculo de ancho, dadas las velocidades del agua y la elevación de la cresta de la cortina vertedora. De la ecuación de continuidad se tiene que:

$$A = \frac{Q}{V} \quad \text{Ecuación 4.12}$$

donde:

A = el área hidráulica del canal desarenador en m^2

Q = el gasto mínimo normal que circula en m^3/s

V = la velocidad de la corriente en m/s

y por otro lado, para el canal desarenador (sección rectangular):

$$A = bd \quad \text{Ecuación 4.13}$$

$$b = \frac{A}{d} \quad \text{Ecuación 4.14}$$

donde:

b = el ancho del canal en m

d = el tirante de agua en m , asociado al gasto considerado

El gasto mínimo normal corresponde al gasto de derivación en condiciones normales de operación. Cuando la toma opera con caudales menores al normal se presenta una condición favorable en el desarenador al reducirse la velocidad del agua.

Otra condición de operación interesante es aquella que permite conocer la capacidad de autolimpieza del desarenador. Se considera que el azolve se acumula frente a la obra de toma,

entonces se cierran sus compuertas y se abren las del desarenador provocando un régimen tan rápido que permita al flujo de agua incrementar su potencial de arrastre, cuidando de no llegar al extremo de erosionar o socavar el fondo del canal o el pie de la estructura.

La capacidad de erosión y socavación puede ser controlada mediante la selección de la pendiente adecuada que no cause los problemas mencionados; al respecto, dos alternativas que suelen ocurrir son:

- a) Gasto normal de derivación: esta es la condición más desfavorable
- b) Gastos mayores al normal de derivación: para estos gastos se incrementa la capacidad de arrastre de la corriente en el desarenador, siendo más favorable en lo relativo a la operación del desarenador

En cualquier caso, se debe calcular la pendiente adecuada en el desarenador y revisar la velocidad del flujo utilizando el siguiente procedimiento.

Conocidos Q (gasto normal de derivación), b (ancho de la plantilla del canal desarenador) y v (velocidad adoptada) para producir arrastre.

Para el caso (a), de continuidad:

$$Q = AV \quad \text{Ecuación 4.15}$$

Como se trata de una sección rectangular (Ecuación 4.13) el caudal es:

$$Q = Vbd \quad \text{Ecuación 4.16}$$

de donde:

$$d = \frac{Q}{Vb} \quad \text{Ecuación 4.17}$$

El perímetro mojado es:

$$P = b + 2d \quad \text{Ecuación 4.18}$$

Y el radio hidráulico r es:

$$r = \frac{A}{P} = \frac{bd}{b + 2d} \quad \text{Ecuación 4.19}$$

Aplicando la expresión de Manning, la pendiente S del canal se despeja como:

$$S = \left(\frac{Vn}{r^{2/3}} \right)^2 \quad \text{Ecuación 4.20}$$

donde n es el coeficiente de fricción de Manning.

Para el caso (b) se considera la Ecuación 4.13:

$$A = bd$$

siendo d la altura del orificio en el canal desarenador.

El perímetro mojado (ecuación 4.18):

$$P = b + 2d$$

El radio hidráulico (ecuación 4.19):

$$r = \frac{A}{P} = \frac{bd}{b + 2d}$$

La pendiente calculada será correcta cuando la velocidad se encuentre en el intervalo de velocidades máxima y mínima, definidas para el desarenador. En función de las experiencias ganadas se considera que las velocidades de arrastre que

no causan problemas de erosión en el desarenador varían de 2.5 m/s a 4 m/s. La velocidad se calcula con:

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) S^{\frac{1}{2}} r^{\frac{2}{3}} \quad \text{Ecuación 4.21}$$

4.3.2. DISEÑO GEOMÉTRICO

A continuación se describen diferentes arreglos de obras de toma y estructuras de limpia que están asociadas a presas derivadoras.

La obra de toma que utiliza las compuertas comerciales de menor tamaño circulares tipo Miller se muestra en la Ilustración 4.23. Estas compuertas, instaladas en un muro y operadas manualmente, obturan orificios circulares a partir de los cuales se inicia la conducción. La estructura de limpia está constituida por dos muros verticales que soportan la compuerta radial, la cual se opera desde la losa de maniobras.

A medida que se requiere un mayor gasto, las dimensiones de los orificios varían en forma (cuadrados o rectangulares) y tamaño. La estructura que aloja estos orificios consiste en un muro vertical a partir del cual inicia la conducción a un canal a cielo abierto.

La estructura de limpia localizada hacia aguas abajo está formada por dos muros verticales, uno de los cuales es la prolongación del muro que contiene los orificios de la obra de toma, ambos muros soportan la compuerta radial; únicamente se cuenta con acceso peatonal a la zona de operación de las compuertas.

Otro ejemplo de obra de toma y estructura de limpia que forman parte de la presa derivadora se muestra en la Ilustración 4.24. Esta consis-

te en orificios localizados en un muro vertical y obturados por compuertas deslizantes. Se construye una plataforma al nivel de los mecanismos de operación de las compuertas, la cual permite el acceso peatonal y vehicular. En cuanto a la estructura de limpia, esta cuenta con muescas para instalar agujas y así poder realizar el mantenimiento o reparaciones en la compuerta. De acuerdo a las características geológicas del sitio donde se localice, es necesario instalar lloraderos.

En la Ilustración 4.25 se muestra una obra de toma formada por orificios obturados por compuertas deslizantes. La estructura de limpia cuenta con compuertas radiales y una pantalla de concreto para la protección de las compuertas. En este esquema, la presa derivadora se utiliza también para comunicar ambos márgenes del río, requiriéndose de un puente carretero en el canal de salida de la estructura de limpia.

4.3.3. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Como se describe en el inciso anterior, la estructuración de la obra de toma de una presa derivadora es a base de un cajón con su losa de maniobras, a partir de la cual se inician los conductos; estos son de tubería de concreto o secciones cerradas de concreto reforzado.

Los muros del cajón de la obra de toma se deben diseñar para el empuje interior del agua y el empuje del relleno exterior, en caso de existir. Las losas de maniobras se diseñan para la carga viva sobre la misma, su peso propio y la carga producida por el mecanismo elevador de las compuertas.

Ilustración 4.23 Obra de toma con compuertas deslizantes

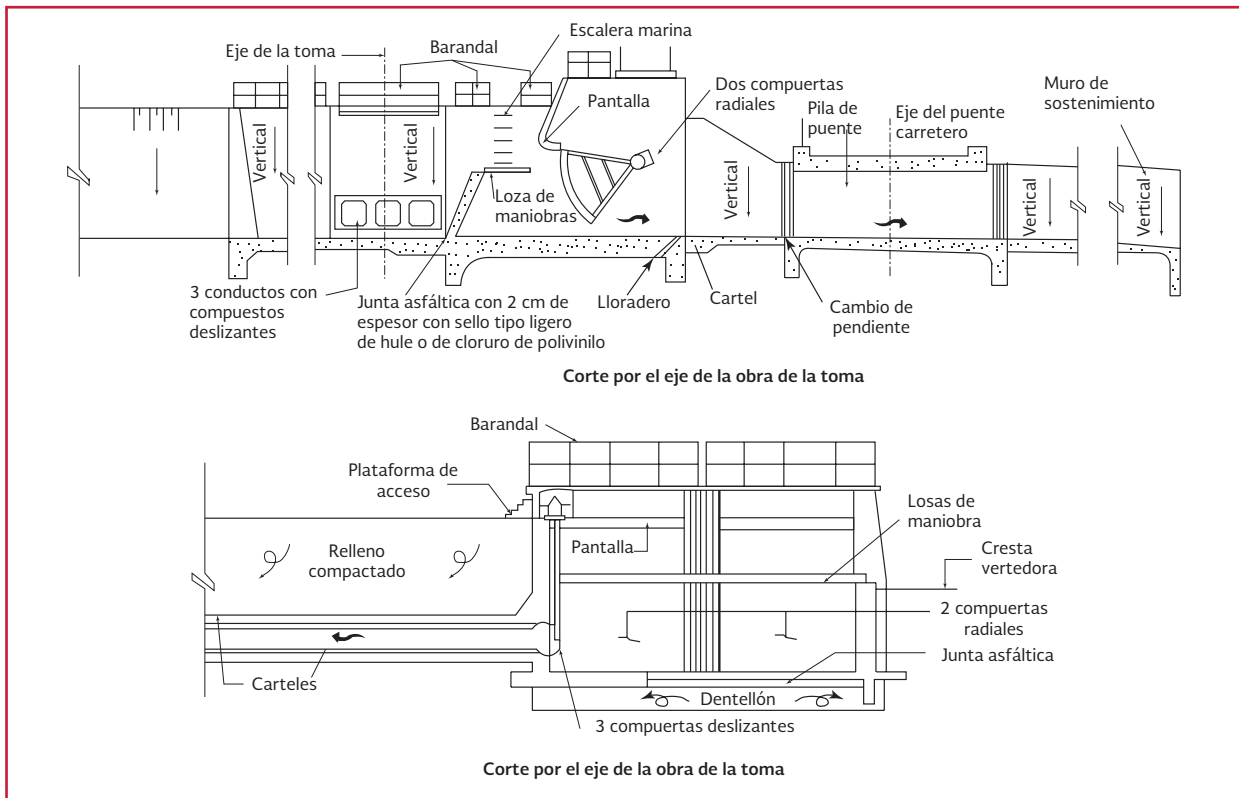


Ilustración 4.24 Obra de toma y estructura de limpia

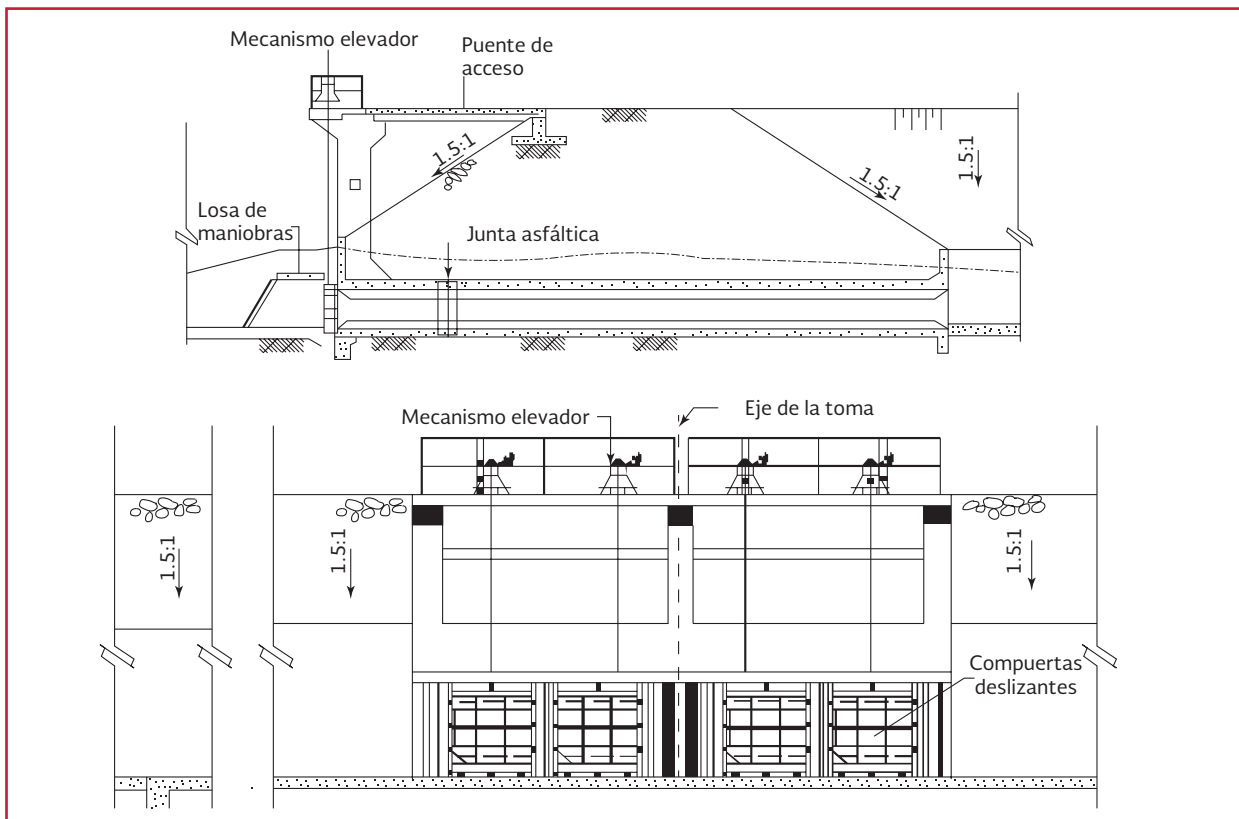
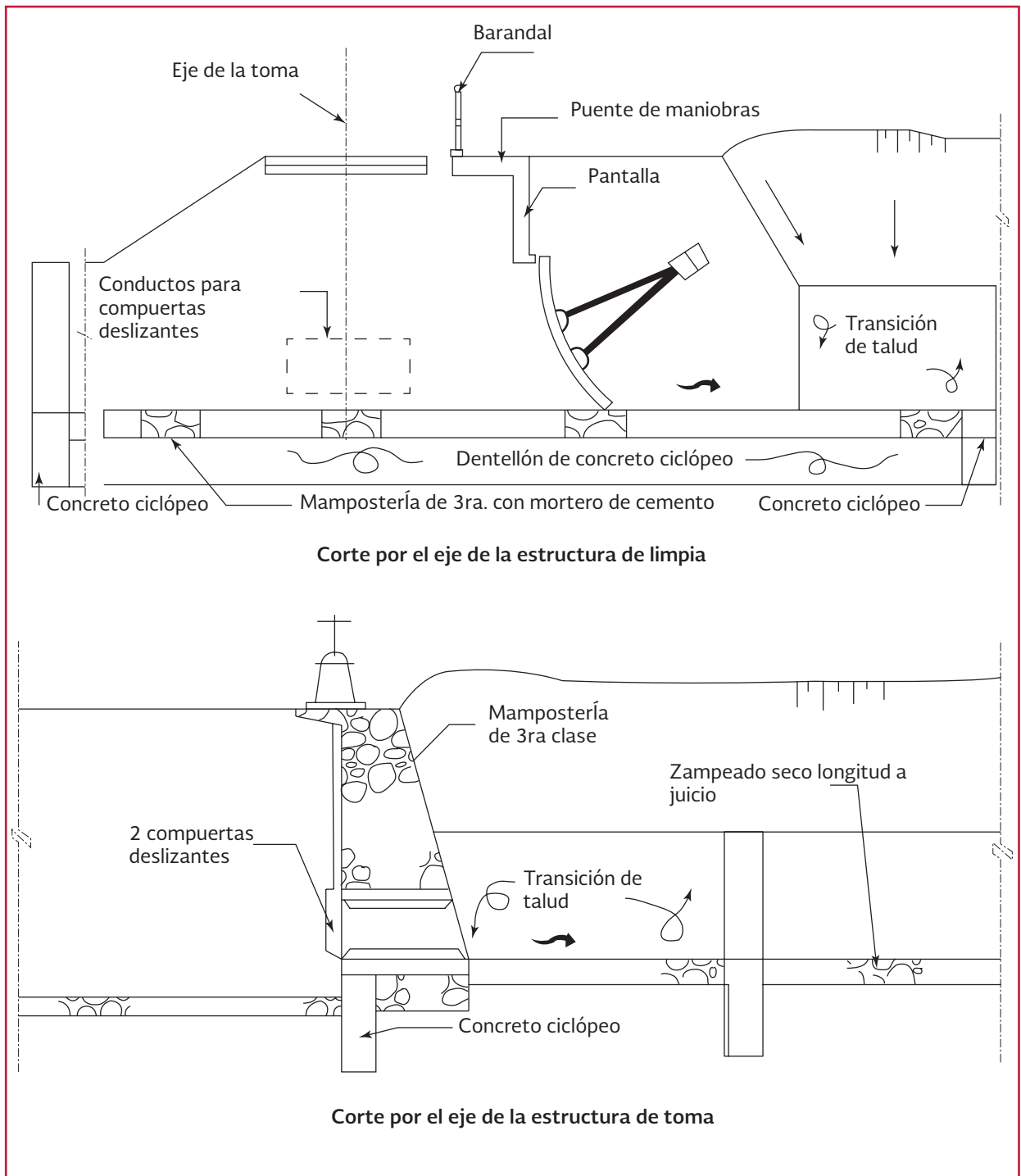


Ilustración 4.25 Obra de toma con compuerta deslizante y conducción a un canal



Los conductos son estructuras que se encuentran sujetas al empuje interior del agua, la subpresión, el empuje lateral del terreno, así como su peso propio.

Es conveniente colocar dentellones de concreto reforzado en los extremos del cajón y de los conductos, a fin de evitar la disgregación del material bajo las estructuras por el paso del agua debido a filtraciones.

El análisis y diseño estructural se debe realizar, al igual que el resto de las estructuras tratadas en este tema, es decir, con las recomendaciones indicadas en los libros *Estudios Técnicos para Proyectos de Agua y Alcantarillado (Parte I y II) del Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento*.

4.4. CAPTACIÓN EN PRESA DE ALMACENAMIENTO

La selección del mejor tipo de presa para un sitio en particular depende de diversos factores: topografía, geología y clima, entre otros. El costo relativo de los diversos tipos de presas depende principalmente de los bancos de material cercanos y de su factibilidad de transporte hasta el lugar de la construcción.

Las presas cuentan con diversas obras que garantizan su operación eficiente bajo diversas circunstancias: cortina, obra de toma y obra de excedencia. El agua que fluye por el cauce de un río es atrapada y almacenada por medio de la cortina. Su explotación se lleva a cabo mediante la obra de toma. La seguridad, tanto de la estructura propia como de la infraestructura urbana o rural ubicada aguas abajo sobre el cauce, es garantizada mediante las obras de excedencia. Este libro trata sobre el diseño de las estructuras necesarias para disponer del recurso según los requerimientos de demanda, es decir, las obras de toma.

En general, una obra de toma consiste en: estructura de entrada, conductos, mecanismos de regulación y emergencias con su equipo de operación y dispositivos para disipación de energía.

La estructura de entrada puede consistir en desarenador, rejillas y orificio u orificios. Con frecuencia en la estructura de entrada se ins-

talán compuertas de emergencia o de control, con objeto de desaguar los conductos en caso necesario. Asimismo, a lo largo de los conductos se construyen transiciones cuando se requieren cambios en el tamaño o forma de las secciones.

El agua en los embalses puede variar de calidad a distintos niveles, lo que hace aconsejable realizar la captación de agua alrededor de un metro por debajo de la superficie. Como es necesario prever fluctuaciones en los niveles de almacenamiento, es conveniente disponer de tomas a diferentes alturas (Ilustración 4.26). Cuando la presa es de tierra, las tomas se realizan ordinariamente disponiendo de una torre de concreto armado, situada en aguas profundas, junto al pie de la presa y aguas arriba de ella. El acceso a la torre con objeto de manipular las compuertas de las varias aberturas de la toma puede ser por medio de una pasarela desde la cortina. Las aberturas pueden cerrarse mediante compuertas o válvulas.

Todos los elementos de las obras de toma se deben planear para operar adecuadamente bajo las condiciones particulares del lugar de la captación seleccionado, es decir, que las elevaciones, las pendientes y alineamiento, serán determinados por factores morfológicos y de diseño. Entre otros se tienen: las cargas de operación, la capacidad de explotación requerida, la localización y la elevación del agua en la descarga, condiciones del subsuelo, topografía del lugar, etcétera.

4.4.1. ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LAS TOMAS

Antes de abordar el diseño hidráulico de la toma, es conveniente describir las capacida-

Ilustración 4.26 Obra de toma múltiple



des de aprovechamiento y operación que se involucran en el diseño de una presa, indicados en la curva elevaciones-capacidades (Ilustración 4.27).

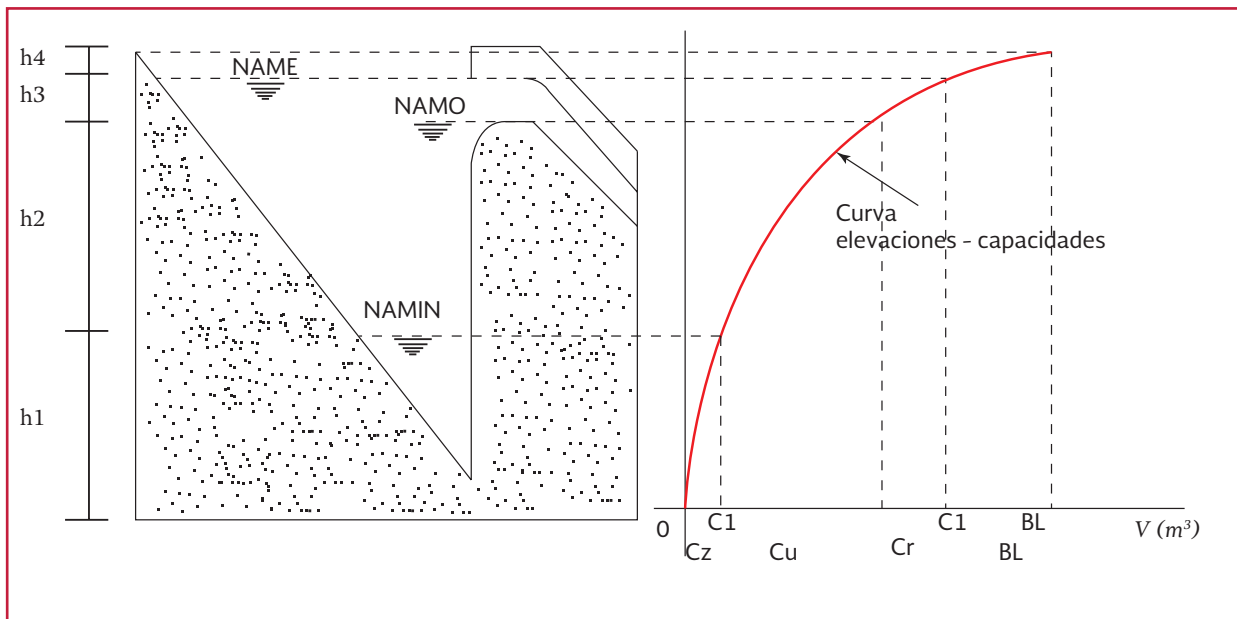
La capacidad para control de avenidas (C_r), se entiende como el volumen almacenado entre el NAME y el NAMO, con esta capacidad se operan las compuertas del vertedor para seguridad de la presa. Este máximo está dado por el nivel de sobrealmacenamiento al cerrar las compuertas.

El volumen almacenado (C_u) entre el NAMO y el NAMIN se constituye como el volumen

de la presa directamente aprovechable y sobre cuya profundidad de niveles h_2 se colocan los orificios de las tomas con cámara de control vertical, a esta capacidad se le denomina capacidad útil.

La capacidad de azolves (C_z) se describe como el volumen almacenado por debajo del NAMIN. El umbral del último orificio de la toma, si es con cámara de control vertical, o de la toma única, si esta es en las laderas por medio de túnel, se coloca por arriba del nivel de azolve que define la altura h_1 medida desde el fondo de la presa en el paramento de aguas arriba de la cortina.

Ilustración 4.27 Curva elevaciones-capacidades



Esta capacidad es llamada también capacidad muerta y se le atribuye la vida útil de los embalses, dado que se considera que la operación se concluye cuando el nivel de azolve es rebasado.

En el caso de contar con diferentes orificios de la toma, ubicados a diversas alturas sobre la cortina, se debe realizar el análisis hidráulico del rango de gastos que pueden ser extraídos adecuadamente y si los gastos de demanda de la toma podrán ser entregados satisfactoriamente bajo las condiciones de operación con nivel mínimo (NAMIN), tomando en cuenta, si es el caso, una estrategia de operación de compuertas y válvulas.

La altura $h4$ de la ilustración 4.27 corresponde al borde libre de la presa dependiente de la ola de diseño o *fetch* efectivo del almacenamiento.

4.4.1.1. Gastos de diseño

Es importante mencionar que el dimensionamiento de tomas en presas de almacenamiento

depende del régimen de demandas, tal es el caso del agua potable, en donde la toma debe tener capacidad para proporcionar el gasto máximo diario si la ciudad o localidad cuenta con tanques de regulación, en caso contrario deberá tener capacidad para proporcionar el gasto máximo horario.

$$Q_{medio} = \text{Dotación}(\text{Población de diseño})$$

Ecuación 4.22

$$Q_{max\ diario} = Q_{medio} C_{VD} \quad \text{Ecuación 4.23}$$

$$Q_{max\ horario} = Q_{max\ diario} C_{VH} \quad \text{Ecuación 4.24}$$

donde:

C_{VD} = el coeficiente de variación diaria

C_{VH} = el coeficiente de variación horaria

Los coeficientes de variación diaria y horaria representan la variación máxima que a nivel diario y horario se tiene en el suministro con respecto al Q_{medio} . Por lo general las tomas en presas son diseñadas para descargar cauda-

les mayores a los que escurren por los cauces durante la temporada de avenidas.

El análisis de gastos de diseño deberá incluir las alternativas asociadas al corto, mediano y largo plazos; si a largo plazo se requiere una obra de gran dimensión, esta podrá programarse fragmentada en etapas, acorde al crecimiento de la demanda.

En el siguiente apartado se describen los análisis que, en función de las estructuras utilizadas para diseñar una toma, deben ser considerados.

Elementos hidráulicos en estructuras de toma

Las tomas cuentan con diversos tipos de estructuras de entrada que constan principalmente de rejillas o de rejillas combinadas con compuertas de control o de emergencia.

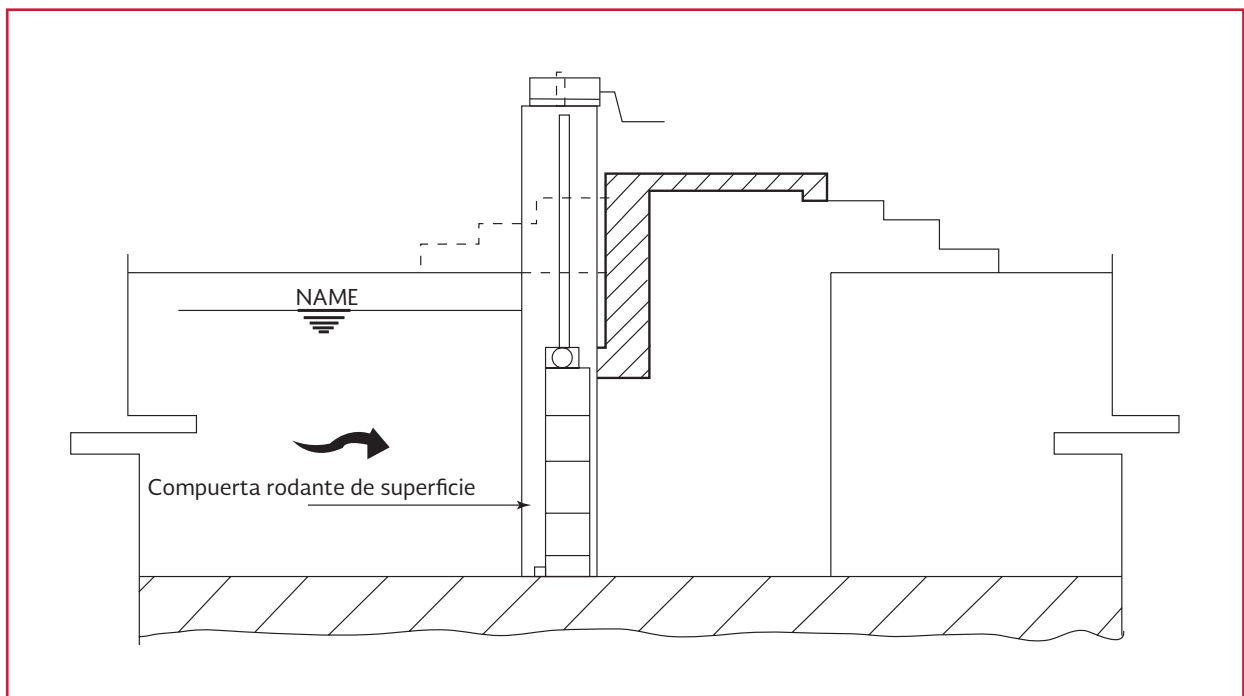
Dependiendo del diseño particular en cada presa, la obra de toma debe corresponder a la cimenta-

ción, descargas demandadas, cargas de operación, variación de niveles en el embalse y cantidad de sólidos flotantes o azolve que puedan ingresar al vaso durante su vida útil.

Por condiciones hidráulicas se requiere mayor área de rejillas que de compuertas y es por ello que las rejillas pueden tomar curiosas formas. En el caso de cortinas de concreto, la estructura de rejillas puede tener proyecciones diversas en planta rectangular, semicircular y semipoligonal y estar enclavada en torres de toma dentro del vaso. En cualquier caso, es aconsejable que las estructuras de entrada en que se instalen compuertas de control tengan fácil acceso en todo momento para poder realizar inspección o mantenimiento.

En tomas con baja carga se pueden instalar obturadores de aguja (metálicos o de madera) para lo cual se dejan ranuras con aristas protegidas por ángulos de acero o vigas *H* como apoyo de las agujas (Ilustración 4.28).

Ilustración 4.28 Tomas con baja carga de agua



En obras de toma profundas, en la generalidad de los casos se utilizan compuertas rodantes o deslizantes para dejar seca la zona de inspección o de reparación (Ilustración 4.29). Es importante mencionar que el análisis del flujo a superficie libre, ya sea en un conducto abierto o en un conducto parcialmente lleno, se realiza bajo las condiciones de flujo gradualmente variado. Para el caso de flujo a presión, es necesario al aplicar la ecuación de energía, realizar un estudio de pérdidas hidráulicas para determinar las cargas totales para entregar el caudal requerido.

Rejillas

Las rejillas impiden que cuerpos sólidos que arrastra la corriente ingresen a la toma de agua, evitando problemas tales como afectar los mecanismos de válvulas y compuertas ubicados aguas abajo, e incluso a las turbinas hidráulicas o bombas, entre los más importantes. Cuando se tienen tomas cuyas descargas se realizan a superficie libre, puede no ser necesario el uso de rejillas.

Las rejillas están formadas por soleras de hierro apoyadas en vigas de concreto o viguetas de acero estructural.

Las soleras generalmente son de 1 a 3 cm de ancho por 5 a 15 cm de altura, separadas de 5 a 15 cm centro a centro (dependiendo del tamaño de los mecanismos que se instalen aguas abajo) y con una longitud L total de hasta 5.00 m en función de las condiciones particulares de cada caso (Ilustración 4.30).

Es posible formar marcos de ángulos de acero estructural, soldando a este las soleras; esto tiene el inconveniente del peso y la falta de rigidez necesaria para las maniobras de montaje y desmontaje en casos de mantenimiento o reparación. l = longitud efectiva, para el cálculo de la rigidez lateral (Ilustración 4.30). Las soleras se pueden también colocar aisladamente en el sitio, formando un conjunto basado en pernos y con separadores de tubo en el centro de las mismas.

Ilustración 4.29 Obras de toma profundas

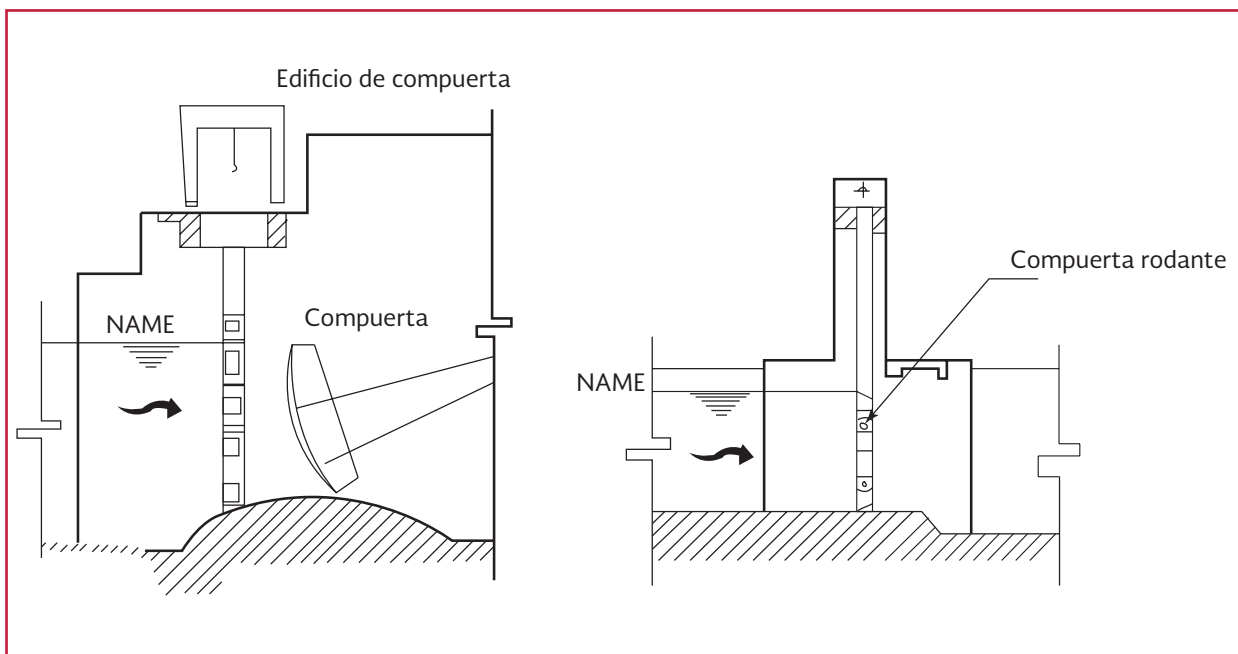
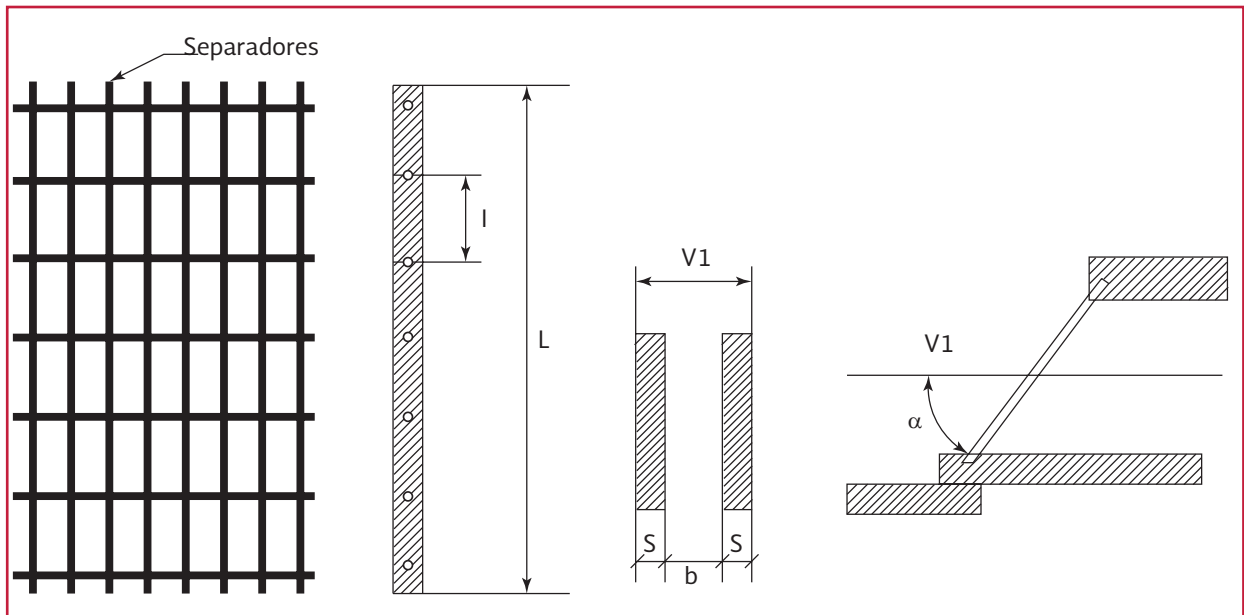


Ilustración 4.30 Rejillas



El mecanismo para la limpieza de las rejillas depende de la profundidad de la toma.

- Poco profunda: a mano, con rastrillos de vara larga
- Profunda: mecanismos de rastrillos con desplazamiento sobre rieles, operados desde la superficie

La velocidad del agua a través del área neta entre rejillas varía desde 1 m/s (tomas someras) hasta 5 m/s (tomas profundas). Las pérdidas de carga en las rejillas h_i se pueden calcular con la ecuación 4.25:

$$h_i = k \left(\frac{s}{b} \right)^{4/3} \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) \operatorname{sen} \alpha \quad \text{Ecuación 4.25}$$

donde:

- k = el coeficiente para soleras rectangulares con arista viva = 2.42
- s = el espesor de las soleras (cm)
- b = la separación entre soleras (cm)
- V_1 = la velocidad de entrada del agua frente a la rejilla (m/s)
- g = la aceleración de la gravedad (m/s²)

α = el ángulo que forma la rejilla con la dirección del flujo

Compuertas

Una compuerta consiste en una placa móvil, plana o curva, que al levantarse permite graduar la altura del orificio que se va descubriendo, a la vez que controla la descarga producida.

Las compuertas se utilizan para regulación de gastos con peculiaridades en su operación y en sus partes. Por su diseño se clasifican en:

a) Compuertas deslizantes

En estas compuertas el elemento de cierre u obturación se mueve sobre superficies deslizantes que sirven a la vez como apoyo y sello. Generalmente se usan en estructuras de canales y en obras de toma. La hoja de la compuerta o elemento de obturación se acciona mediante un mecanismo elevador a través de un vástago o flecha con la cual se impulsa

la compuerta. Una variante de esta compuerta es la llamada aguja, que consiste en una mampara para cierre temporal o de emergencia en cualquier tipo de estructura

b) *Compuertas rodantes*

En este tipo de compuertas el mecanismo de cierre u obturación se mueve sobre un tren de ruedas hasta el momento preciso de condición estanca, ya sea que la hoja quede asentada sobre el marco de apoyo, o que, siguiendo apoyada sobre las ruedas, selle perimetralmente. Para evitar la succión y el acumulamiento de basura, es común que la placa quede localizada en el lado de aguas arriba. Sellos flexibles, agregados a la placa de la compuerta, se apoyan sobre placas embebidas al ras, en las caras de los muros laterales de la estructura. Al borde inferior de la placa de la compuerta sobre el cual se apoya cuando cierra completamente se le coloca una tira de hule atornillada para sello. Ruedan a su posición de sello debido a su peso propio y se izan con cadenas o cables por medio de grúas especiales. Generalmente son diseñadas de manera que se pueda izar fuera de la superficie del agua, hasta una caseta de operación, donde se les puede dar mantenimiento. Este tipo de compuerta se utiliza en obras de toma profundas, para casos de emergencia y de servicio. También son utilizadas para cierre y mantenimiento en conductos de agua a presión

c) *Compuertas radiales*

Su nombre es debido a que tienen la forma de una porción de cilindro y giran alrededor de un eje horizontal. Generalmente el agua actúa en el lado convexo, aun cuando en ocasiones la presión

hidrostática ha sido aplicada en el lado cóncavo. Este tipo de compuertas se usa principalmente en vertedores de presas para control, en canales de irrigación y en obras de toma

Consideraciones de flujo en compuertas

En los casos en los que aguas abajo del punto de control (compuerta de emergencia) el tirante de agua sea grande por el nivel de agua en el canal o por las condiciones que imperan en el lecho de la corriente, las aberturas de control pueden quedar parcial o completamente sumergidas. En estas condiciones, la descarga por el control será la correspondiente a la de un orificio sumergido o a la de un tubo corto, calculada con la ecuación:

$$Q = cA\sqrt{2gH} \quad \text{Ecuación 4.26}$$

donde:

Q = el caudal que descarga la compuerta en m^3/s

c = el coeficiente de descarga para orificio sumergido o tubo corto

A = el área de la abertura en m^2

g = la aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2

H = la diferencia de niveles del agua antes y después de la compuerta en m

Los coeficientes para las diferentes condiciones de la supresión de la contracción y de la forma del tubo se pueden observar en la Ilustración 4.31.

El flujo bajo una compuerta vertical se puede definir como el problema de un orificio cuadrado siempre que la altura de la abertura a bajo la compuerta sea pequeña comparada con el nivel de energía aguas arriba H y el nivel hacia aguas abajo y_3 no tenga influencia sobre el flujo.

Ilustración 4.31 Coeficiente de contracción

Características de la entrada	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4	Serie 5	Serie 6	Serie 7
 $K_b = 1.60$ $C = 0.62$	 $K_b = 1.44$ $C = 0.64$	 $K_b = 1.37$ $C = 0.65$	 $K_b = 0.93$ $C = 0.72$	 $K_b = 0.69$ $C = 0.77$	 $K_b = 0.56$ $C = 0.80$	 $K_b = 0.52$ $C = 0.81$	
 $K_b = 1.44$ $C = 0.64$	 $K_b = 1.04$ $C = 0.70$	 $K_b = 0.93$ $C = 0.72$	 $K_b = 0.88$ $C = 0.73$	 $K_b = 0.52$ $C = 0.81$	 $K_b = 0.38$ $C = 0.85$	 $K_b = 0.38$ $C = 0.85$	 $K_b = 0.36$ $C = 0.86$
 $K_b = 1.16$ $C = 0.68$	 $K_b = 0.64$ $C = 0.78$	 $K_b = 0.08$ $C = 0.96$	 $K_b = 0.45$ $C = 0.83$	 $K_b = 0.49$ $C = 0.82$	 $K_b = 0.29$ $C = 0.88$	 $K_b = 0.23$ $C = 0.90$	 $K_b = 0.16$ $C = 0.93$
 $K_b = 0.18$ $C = 0.92$	<p>Notas: Todos los tubos son de 4'-0" x 4'-0"; Cuando no se indica entrada elíptica las aristas son en ángulo recto, cortadas en madera. Los valores dados para C son promedios para la fórmula: $v = c\sqrt{2gh}$</p>		<p>Coeficiente de pérdida</p> $K_e = \left[\frac{1}{C^2} - 1 \right]$				
 $K_b = 1.44$ $C = 0.64$	<p>Entrada elíptica</p>						

De la ecuación anterior se puede escribir (ver Ilustración 4.32):

$$Q = baC\sqrt{2g(H - y_2)} \quad \text{Ecuación 4.27}$$

donde:

b = el ancho de la compuerta en m

a = la abertura de la compuerta en m

C = el coeficiente de descarga de la compuerta, adimensional

H = el nivel del agua en la cara de aguas arriba de la compuerta, en m

y_2 = el tirante de la vena contracta que descarga la compuerta, antes del salto hidráulico, en m

Debido a la incertidumbre en la determinación de y_2 y la profundidad del agua en la vena contracta, se han realizado pruebas de calibración en laboratorio; como y_2 depende de la altura a de la abertura, se puede escribir:

$$y_2 = c_1 a \quad \text{Ecuación 4.28}$$

donde:

c_1 = es un coeficiente de proporcionalidad entre la abertura de la compuerta y el tirante contracto, adimensional

Se encontró que los valores de c_1 dependían de y_1/a como se muestran en la gráfica de la Ilustración 4.34. La fórmula de descarga planteada con la Ilustración 4.32 se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q = bac\sqrt{2g(H - c_1 a)} \quad \text{Ecuación 4.29}$$

La abertura en compuertas para obras de toma generalmente es entre el piso de un canal y el borde inferior de estas, y su ancho coincide con el del canal; bajo estas condiciones el flujo puede considerarse bidimensional (Ilustración 4.32 e Ilustración 4.33).

Ilustración 4.32 Flujo bajo una compuerta vertical

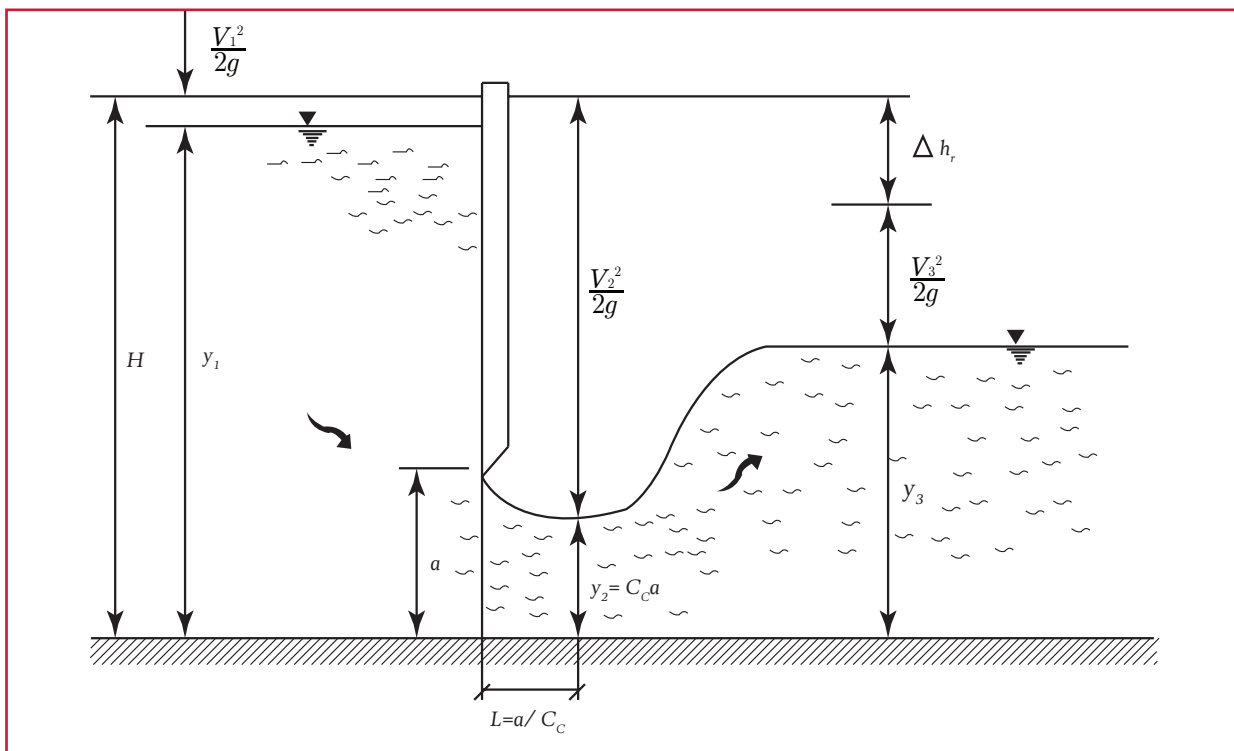


Ilustración 4.33 Flujo bajo una compuerta radial

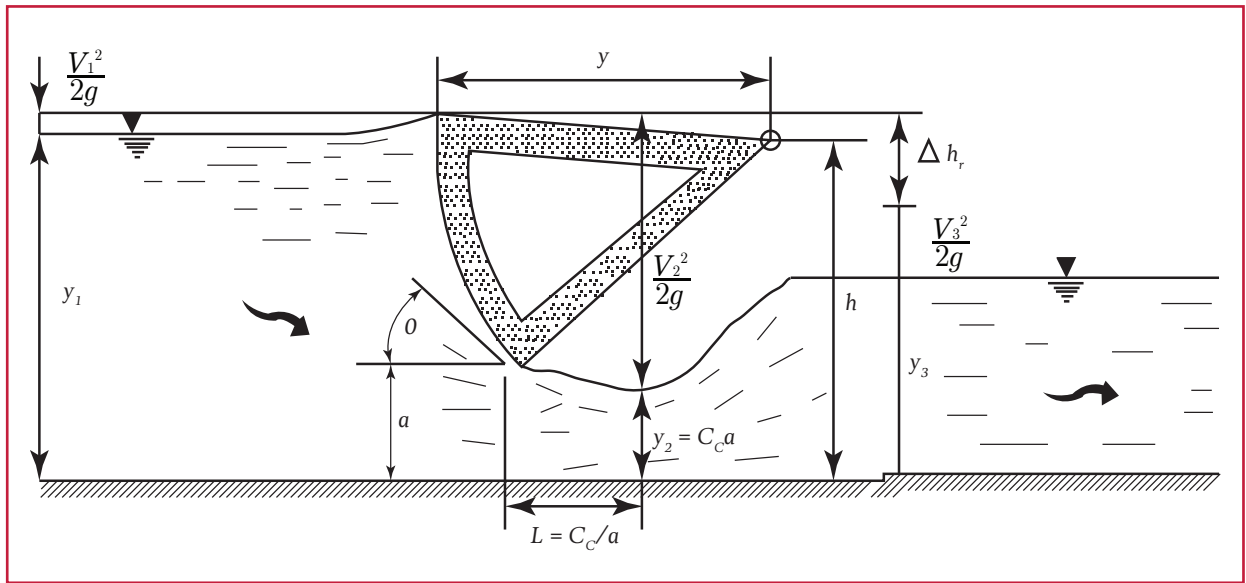
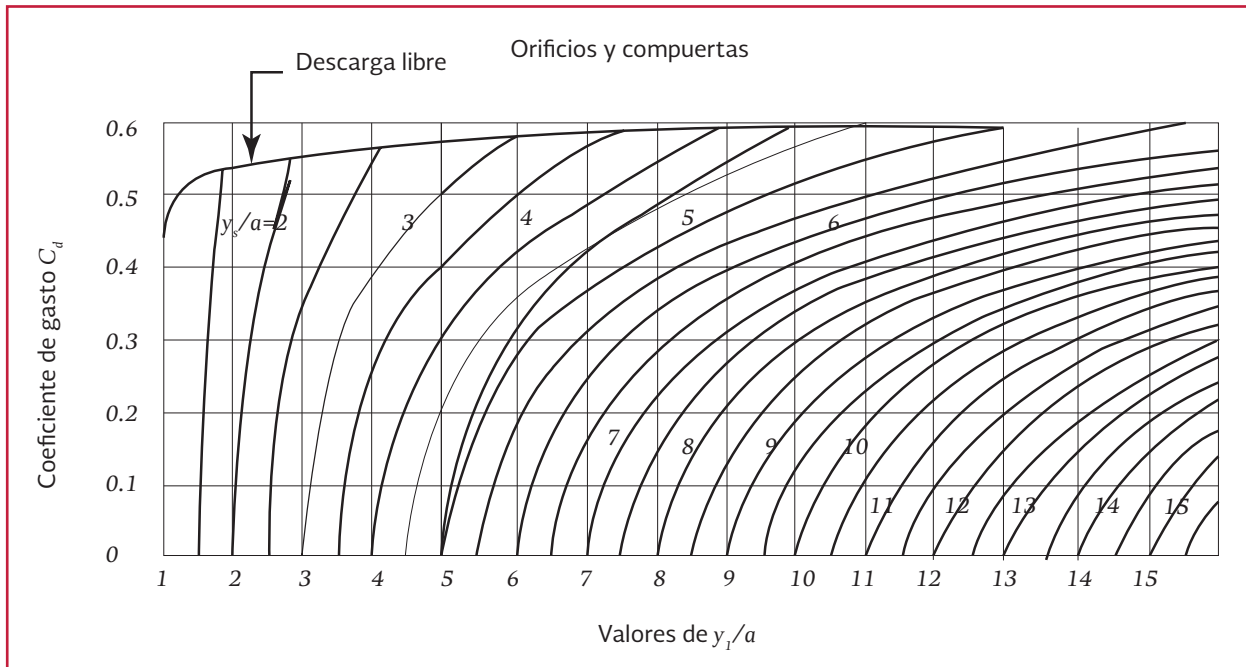


Ilustración 4.34 Coeficiente de gasto de una compuerta plana vertical



El gasto de una compuerta y sus características hidráulicas de descarga se pueden conocer a partir del estudio de una red de flujo, la cual permite conocer la contracción que experimenta el flujo descargado bajo la compuerta de altura a , hasta alcanzar un valor $c_c a$ en una distancia L en la que

las líneas de corriente se vuelven horizontales y tienen por ello una distribución hidrostática de presiones. Debido al fenómeno de contracción y a la fricción con el piso, se produce una pérdida de carga Δh_r que influye en el cálculo del gasto. Asimismo la carga de velocidad $V_1^2/2g$ con que llega

el agua en el canal, aguas arriba de la compuerta, tiene mayor importancia a medida que la relación y_1/a disminuye.

En el borde inferior de la compuerta las líneas de corriente tienden a unirse y es ahí donde la velocidad adquiere su máximo valor. Debido a la curvatura de las líneas de corriente una gran presión actúa sobre la línea de intersección del plano de la compuerta, razón por la cual se tiene una velocidad pequeña.

Para fines prácticos, se recomienda un valor $c_1 = 0.62$ para cualquier relación y_1/a , inclusive para descarga sumergida.

El régimen en un canal abierto aguas abajo de la toma puede ser subcrítico o supercrítico, según las condiciones de circulación a través de la estructura de control. En cualquier caso, los tirantes y las velocidades se pueden determinar a lo largo del canal (pendiente cero) con la ecuación de Bernoulli, que aplicada entre 2 secciones resulta:

$$E_1 = E_2 + P_{1-2} \quad \text{Ecuación 4.30}$$

donde:

E_1 = la energía en la sección 1 aguas arriba en el canal

E_2 = la energía en la sección 2 aguas abajo en el canal

P_{1-2} = las pérdidas de energía entre las secciones 1 y 2 del canal (fricción y locales)

con:

$$E_i = Y_i + \left(\frac{V_i^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 4.31}$$

donde:

E_i = la energía en la sección i

Y_i = el tirante de agua en el canal, sección i

V_i = la velocidad media del agua en el canal, sección i

Válvulas hidráulicas

En obras de toma es común la utilización de conducciones para realizar la descarga del caudal de demanda, en estos casos es usual la instalación de válvulas en las estructuras de emergencia y de descarga de las tomas.

Las válvulas regulan el flujo en tuberías; entre las más comúnmente utilizadas se encuentran las de tipo mariposa (ilustración 4.35), las de aguja (ilustración 4.36), las esféricas (ilustración 4.37) y las de chorro divergente (ilustración 4.38).

En el caso de las obras de toma, las válvulas se instalan a la entrada y salida de los conductos; en la práctica, las válvulas de aguja y chorro divergente se usan en la descarga de las tuberías para regulación y servicio, mientras que las de tipo mariposa y esféricas son más usadas como de emergencia y cierre para mantenimiento y como válvulas de servicio. Las válvulas esféricas son apropiadas en caso de cargas muy altas.

La energía potencial en el punto de ingreso a la conducción se transforma en energía cinética en la salida, con velocidad igual a la del chorro de descarga, correspondiente a la diferencia de la carga efectiva total a la entrada y la carga estática en la salida. La cantidad de energía contenida en el chorro es muy alta, por lo cual en el diseño de válvulas de regulación o de servicio es necesario proteger las mismas y las estructuras cercanas.

Ilustración 4.35 Válvula tipo mariposa



Ilustración 4.36 Válvula de aguja



Selección

El tipo de válvula a elegir depende de las condiciones que imperarán durante el servicio de la misma. Entre los factores más importantes se tienen:

- *Mantenimiento preventivo y correctivo.* Tomar en cuenta la facilidad de acceso a la válvula y un programa de limpieza y mantenimiento adecuado, estableciendo la frecuencia del mismo y su costo asociado. En válvulas que soportan altas

Ilustración 4.37 Válvula esférica



Ilustración 4.38 Válvula de chorro divergente



cargas es necesario establecer un control del problema de la cavitación

- *Cuerpos sólidos que arrastra el agua.* Es posible que el agua vaya cargada de arenas y otros materiales que obturen las válvulas y las dejen fuera de servicio; en este caso la válvula tipo mariposa sería una de las más convenientes
- *Instalaciones eléctricas cercanas.* Las válvulas de chorro divergente pueden ocasionar problemas en instalaciones eléctricas cercanas a la descarga, en este caso las válvulas de aguja pueden ser una alternativa más atractiva por su descarga concentrada. Las de tipo mariposa para aberturas parciales y de chorro divergente tienen considerable dispersión del chorro. Por lo ya mencionado, en ocasiones es necesario incorporar tanques disipadores de energía en el punto de la descarga

Es necesario colocar válvulas adicionales de emergencia, ubicadas de tal forma que el cierre por emergencia esté asegurado para cualquier circunstancia de operación de la toma.

Si dos o más válvulas resultan adecuadas para un proyecto determinado, la elección final dependerá del costo mismo de la válvula y del mantenimiento durante su vida útil.

Para la selección y diseño adecuado de un sistema de tuberías que incluya válvulas, se requiere de la siguiente información:

- Caudal de agua que será necesario descargar

- Cargas efectivas estática y de operación en el vaso, al menos cargas mínima y máxima
- Lapsos de tiempos de operación durante un año
- Necesidades de control
- Número de unidades (con su tipo) necesarias en el proyecto y su ubicación
- Evaluación de las emergencias que podrán presentarse
- Factores climáticos que influyen en la zona de proyecto
- Posibilidades de acceso a la válvula de control
- Posición de la válvula en la tubería

En términos generales, los factores mencionados determinan el tipo, tamaño y número de válvulas en tomas de agua y en general para instalaciones hidráulicas. Las válvulas tipo mariposa pueden ser del mismo diámetro de la tubería o un poco mayores; las válvulas esféricas se acostumbran del diámetro de la tubería.

Flujo en tuberías en obras de toma

El funcionamiento hidráulico de los conductos de las obras de toma que no tienen compuerta es semejante al de vertedores de demasías de alcantarillas, es decir, cuando la forma de la entrada y la pendiente del conducto son tales que el control permanece a la entrada, prevalecerá la circulación como tubo parcialmente lleno y los tirantes y velocidades cumplen el teorema de Bernoulli para circulación de agua en canales.

Cuando el gasto de un tubo a presión descarga en un conducto de circulación a superficie libre, la

mayoría de las veces el régimen de este último será supercrítico con tirantes y velocidades similares a los que prevalecerían en un canal abierto.

Los conductos de las obras de toma que funcionan parcialmente llenos deben analizarse usando los valores máximos y mínimos supuestos de los coeficientes de rugosidad (n de Manning, C de Chezy, etc.), cuando se está determinando el tamaño necesario del conducto y la energía contenida del agua en movimiento.

Para tener la seguridad de que al calcular el tamaño del conducto se ha tomado en cuenta el aumento del volumen de agua producido por el arrastre de aire y las ondas, se tomará un valor de n de aproximadamente 0.018, al calcular el tirante o el área hidráulica en conductos revestidos de concreto. Es necesario garantizar que la circulación para todos los gastos será libre, proyectando para el gasto máximo una relación de llenado del tubo (tirante/diámetro) de hasta 75 por ciento de su capacidad total.

Si se coloca una compuerta de control en algún punto aguas abajo de la entrada del conducto, el tramo que queda arriba de la compuerta de control circulará a presión. Los conductos sin compuertas pueden también funcionar llenos, lo que depende de la forma de la entrada.

Para la circulación del agua en un sistema de tubos cerrado como el que se muestra en la Ilustración 4.39, la ecuación de Bernoulli se puede escribir como sigue:

$$H_T = h_L + h_{v2} \quad \text{Ecuación 4.32}$$

donde:

H_T = la carga total necesaria para contrarrestar las diferentes pérdidas de energía, con el fin de obtener el caudal de descarga requerido

h_L = las pérdidas acumuladas del sistema

h_{v2} = la carga de velocidad disponible en la descarga

Se puede desarrollar la expresión anterior para que incluya una lista de cada una de las pérdidas, como sigue (Ilustración 4.39):

$$H_T = h_t + h_e + h_{b5} + h_{f5} + h_{ex(5-4)} + h_{f4} + h_{c(4-3)} + h_{g3} + h_{ex(3-1)} + h_{f1} + h_{b1} + h_{c(1-2)} + h_{g2} + h_{v2}$$

$$\text{Ecuación 4.33}$$

donde:

h_t = la pérdida por las rejillas

h_e = la pérdida por entrada

h_b = la pérdida por cambio de dirección

h_c = la pérdida por contracción

h_{ex} = la pérdida por ampliación

h_g = las pérdidas por compuertas o válvulas

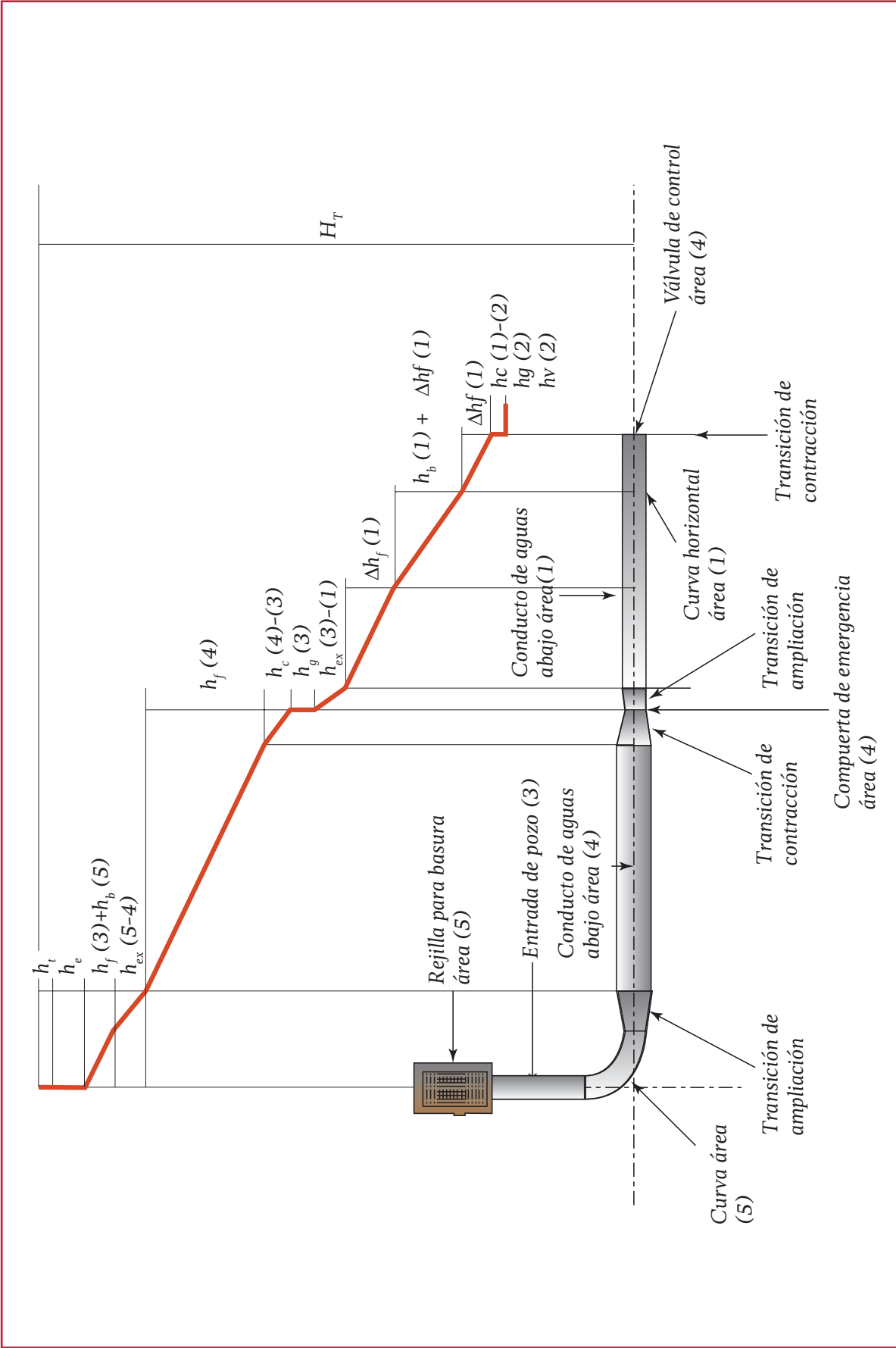
h_f = la pérdida por fricción

h_{v2} = la pérdida por carga de velocidad a la salida

En la ecuación anterior los números en los subíndices corresponden a los componentes y tramos de la toma a los que se refiere la pérdida de carga, mostrada en la Ilustración 4.39.

Cuando las salidas son de descarga libre, H_T se mide de la superficie del agua del vaso al centro de la compuerta de descarga o de la abertura.

Ilustración 4.39 Diferentes pérdidas



Si el chorro de salida se apoya en el piso de aguas abajo, la carga se mide de la parte más elevada del chorro divergente, en el punto de la mayor contracción; si el portal de salida está sumergido, la carga se mide al nivel del agua en la descarga.

Cuando las diferentes pérdidas se relacionan a los componentes individuales, la ecuación de pérdidas total H_T puede escribirse como:

$$\begin{aligned}
 H_T = & K_t \left(\frac{V_6^2}{2g} \right) + K_e \left(\frac{V_5^2}{2g} \right) \\
 & + K_{b5} \left(\frac{V_5^2}{2g} \right) + \left(\frac{fL_5}{D_5} \right) \left(\frac{V_5^2}{2g} \right) \\
 & + K_{ex} \left(\frac{V_5^2 - V_4^2}{2g} \right) + \left(\frac{fL_4}{D_4} \right) \left(\frac{V_4^2}{2g} \right) \\
 & + K_c \left(\frac{V_3^2 - V_4^2}{2g} \right) + K_g \left(\frac{V_3^2}{2g} \right) \\
 & + K_{ex} \left(\frac{V_3^2 - V_1^2}{2g} \right) \\
 & + \left(\frac{fL_1}{D_1} \right) \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) + K_{b1} \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) \\
 & + K_c \left(\frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right) + K_g \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) \\
 & + K_v \left(\frac{V_2^2}{2g} \right)
 \end{aligned}$$

Ecuación 4.34

donde:

K_t = el coeficiente de pérdida por la rejilla para basuras

K_e = el coeficiente de pérdida por entrada

K_b = el coeficiente de pérdida por cambio de dirección

f = el coeficiente de fricción en las tuberías

K_{ex} = el coeficiente de pérdida por ampliación

K_c = el coeficiente de pérdida por contracción

K_g = el coeficiente de pérdida en la compuerta

K_v = el coeficiente por carga de velocidad en la salida

L_i = la longitud del tramo de tubería i analizado

D_i = el diámetro del tramo de tubería i analizado

V_i = la velocidad media en el tramo de tubería i analizado

Esta última expresión se puede simplificar en función de una carga de velocidad elegida arbitrariamente como una carga igual a la que exista en un tramo principal del sistema. Si las diferentes cargas de velocidad mostradas en la Ilustración 4.39 se relacionan a la del área (1) en el conducto de aguas abajo, la conversión para x se encuentra como sigue:

$$Q = a_1 V_1 = a_x V_x \quad \text{Ecuación 4.35}$$

$$a_1^2 V_1^2 = a_x^2 V_x^2 \quad \text{Ecuación 4.36}$$

$$\frac{a_1^2 V_1^2}{2g} = \frac{a_x^2 V_x^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.37}$$

entonces:

$$\frac{V_x^2}{2g} = \left(\frac{a_1}{a_x} \right)^2 \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 4.38}$$

Por lo que la ecuación de pérdidas se puede escribir como:

$$\begin{aligned}
 H_T = & \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) \left[\left(\frac{a_1}{a_6} \right)^2 K_t + \left(\frac{a_1}{a_5} \right)^2 \left(K_e + K_{b5} + \frac{fL_5}{D_5} + K_{ex} \right) \right. \\
 & + \left(\frac{a_1}{a_4} \right)^2 \left(\frac{fL_4}{D_4} - K_{ex} - K_c \right) \\
 & + \left(\frac{a_1}{a_3} \right)^2 (K_c + K_g + K_{ex}) \\
 & + \left(\frac{fL_1}{D_1} - K_{ex} + K_{b1} - K_c \right) \\
 & \left. + \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^2 (K_c + K_g + K_v) \right]
 \end{aligned}$$

Ecuación 4.39

Si los términos entre los corchetes se representan por K_L , la ecuación se puede escribir como:

$$H_T = K_L \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.40}$$

luego una expresión integral del gasto de descarga sería:

$$Q = a_1 \left(\frac{2gH_T}{K_L} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación 4.41}$$

Pérdidas por circulación del agua en conductos a presión

Las pérdidas de carga en los conductos de las obras de toma se deben principalmente a la resistencia o fricción producida por el agua a lo largo de la superficie interna de los conductos. Las rejillas producen pérdidas adicionales por obstrucción, lo mismo que la contracción a la entrada, los cambios de dirección y las reducciones de la sección producidas por válvulas y compuertas. Como en el caso de los conductos de circulación a superficie libre, deben suponerse coeficientes de rugosidad mayores a los promedios para calcular el tamaño del conducto necesario y de los componentes, y coeficientes menores para calcular la energía de la corriente a la salida.

Pérdidas por fricción

Para determinar el caudal en tuberías grandes, la fórmula de Darcy-Weisbach es la más utilizada para establecer las pérdidas de energía, h_f , debido a la fricción en conductos. Las pérdidas de carga se pueden expresar por la ecuación:

$$h_f = f \frac{L}{D} \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 4.42}$$

en la que f es el coeficiente de pérdidas por fricción, mismo que varía con la rugosidad de la superficie del conducto y con el número de Reynolds. Este último es función del diámetro del tubo (D), de la velocidad (v), densidad y viscosidad del fluido que circula. Interviene además la longitud (L) del tramo por analizar. Otra expresión muy generalizada por parte de los ingenieros para el cálculo de pérdidas por fricción es el coeficiente de rugosidad n de Manning; si se supone constante el coeficiente de rugosidad con relación al tamaño del tubo, la relación de f en la ecuación de Darcy-Weisbach y n de la ecuación de Manning será:

$$f = 185 \frac{n^2}{D^3} \quad \text{Ecuación 4.43}$$

La fórmula de Darcy-Weisbach es aplicable exclusivamente para conductos circulares; para conocer las pérdidas por fricción en secciones diferentes, se debe aplicar la ecuación de Manning que aplicada a conductos cerrados es:

$$h_f = 29.1 \frac{n^2 L v^2}{2g r^{4/3}} \quad \text{Ecuación 4.44}$$

donde:

- r = el radio hidráulico = A/P
- A = el área de la sección del conducto
- P = el perímetro mojado

Los valores máximos y mínimos del coeficiente de rugosidad de Manning que pueden usarse para determinar el tamaño del conducto y la energía se tienen en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Coeficiente n de Manning para conductos a presión

Descripción	máx.	mín.
Tubo de concreto	0.012	0.008
Conducto de concreto colado en sitio	0.014	0.008
Tubo de acero con juntas soldadas	0.012	0.008
Túneles en roca sin revestir	0.035	0.020

Pérdidas por rejilla

En el caso de rejillas que constan de soleras con separaciones pequeñas, es importante considerar las pérdidas que dicha estructura genera.

Cabe mencionar que las pérdidas por rejillas fueron abordadas anteriormente; se retoman para integrar en un sólo bloque la ecuación completa de pérdidas en una obra de toma y dar algunas recomendaciones adicionales. De la expresión general de pérdidas descrita en este apartado, la pérdida por rejilla (h_t) es:

$$h_t = K_t \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 4.45}$$

con:

$$K_t = b \left(\frac{s}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \sin \alpha \quad \text{Ecuación 4.46}$$

Cuando se desea obtener valores máximos de las pérdidas, se supone que el 50 por ciento del área abierta de la rejilla está obstruido, con lo cual la velocidad a través de la rejilla tiende a duplicarse. Para estimar las pérdidas mínimas, se supone el funcionamiento del 100 por ciento del área abierta de la rejilla o despréciense completamente las pérdidas.

Pérdidas por entrada

Las pérdidas de carga en la entrada de un conducto son comparables a las pérdidas que se producen en un tubo corto o en un orificio. Si H es la carga que produce el gasto Q , C el coeficiente de descarga y a el área, la descarga será:

$$Q = Ca(2gH)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación 4.47}$$

La velocidad podrá ser calculada con:

$$v = C(2gH)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación 4.48}$$

$$H = \frac{1}{C^2} \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.49}$$

Como H es la suma de la carga de velocidad h_v y la pérdida de carga ocurrida en la entrada h_e , la última ecuación se puede escribir:

$$\frac{v^2}{2g} + h_e = \frac{1}{C^2} \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.50}$$

Despejando para h_e se tiene:

$$h_e = \frac{1}{C^2} \frac{v^2}{2g} - \frac{v^2}{2g} = \left(\frac{1}{C^2} - 1 \right) \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{Ecuación 4.51}$$

Entonces el coeficiente de pérdidas por entrada K_e será:

$$K_e = \left(\frac{1}{C^2} - 1 \right) \quad \text{Ecuación 4.52}$$

Los coeficientes de descarga (C) y los de pérdidas (K_e) para entradas típicas en tuberías, se tienen en la Tabla 4.2.

Las pérdidas en las curvas, además de las de fricción, son una función del radio, el diámetro del tubo y del ángulo central de la curva. Es poco lo que se conoce sobre pérdidas en estas, sin embargo, es posible relacionarlas con los resultados definidos en tubos menores.

En la gráfica de la Ilustración 4.40 se muestran los resultados obtenidos del coeficiente de pérdidas en curvas de 90° para diferentes relaciones del radio de la curva y diámetro del conducto (Rb/D).

Tabla 4.2 Coeficientes de descarga y de pérdida para orificios cuadrados

Tipo de entrada	C			K_c		
	máx.	mín.	med.	máx.	mín.	med.
(a) Compuerta en pared delgada, con la contracción	0.70	0.60	0.63	1.80	1.00	1.50
(b) Compuerta de pared delgada, sin la contracción en los lados y el fondo	0.81	0.68	0.70	1.20	0.50	1.00
(c) Compuerta de pared delgada, aristas redondeadas	0.95	0.71	0.82	1.00	0.10	0.50
(d) Entradas con aristas rectangulares	0.85	0.77	0.82	0.70	0.40	0.50
(e) Entradas con aristas ligeramente redondeadas	0.92	0.79	0.90	0.60	0.18	0.10
(f) Entradas con aristas completamente redondeadas: $r/D \geq 0.15$	0.96	0.88	0.95	0.27	0.08	0.10
(g) Entradas con forma de bocinas circulares	0.98	0.95	0.98	0.10	0.04	0.05
(h) Entradas con forma de bocinas rectangulares	0.97	0.91	0.93	0.20	0.07	0.16
(i) Entradas con bordos que sobresalen hacia adentro	0.80	0.72	0.75	0.93	0.56	0.80

La gráfica de la Ilustración 4.41 muestra el factor de corrección que es necesario aplicar a los resultados de la Ilustración 4.40 para obtener el coeficiente de pérdidas en curvas con ángulos diferentes

a los 90°. El valor del coeficiente de pérdidas en curvas se aplica en el caso de conductos circulares; para conductos de sección rectangular, D se toma como la altura de la sección en el plano de la curva.

Ilustración 4.40 Variación del coeficiente para curvas con relación a su radio para curvas de sección circular

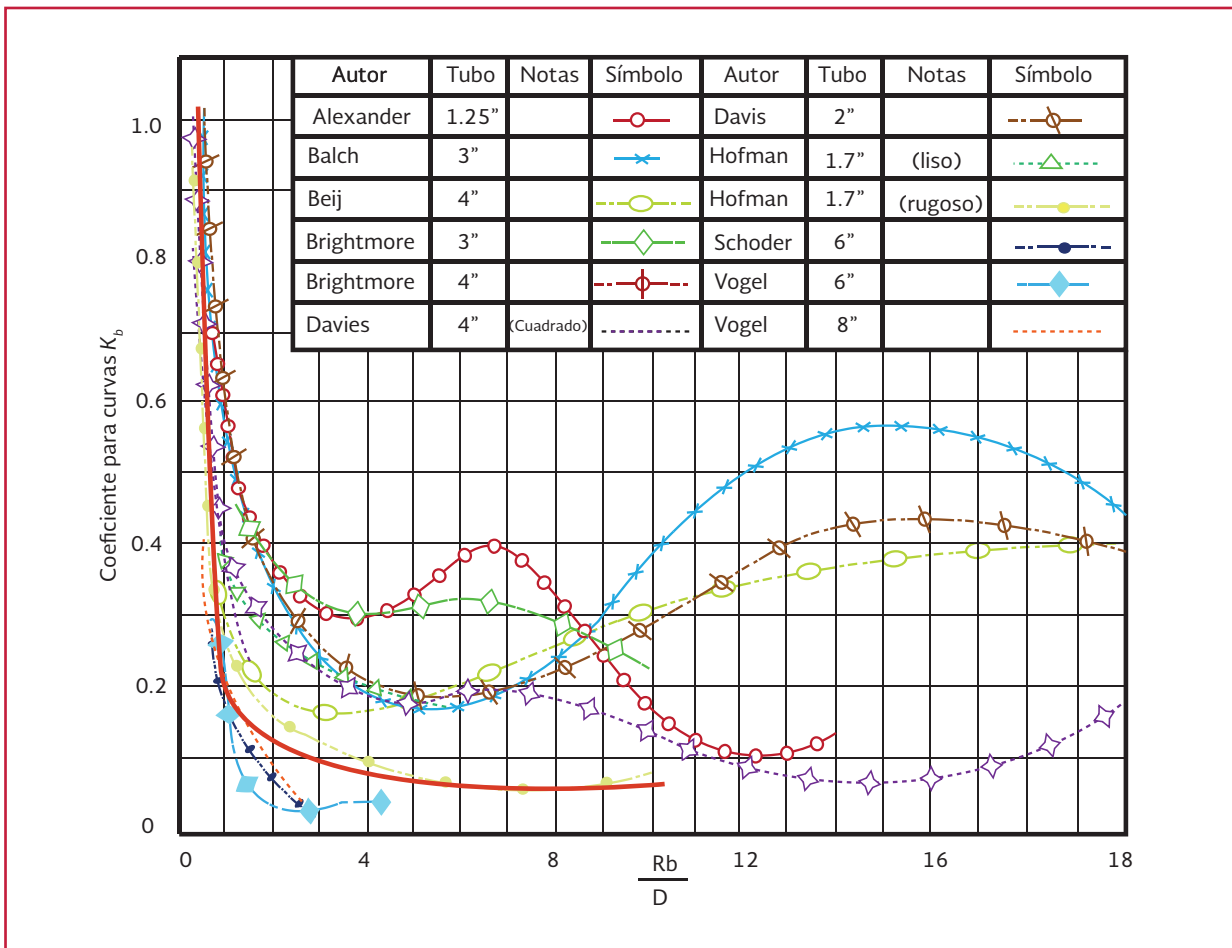
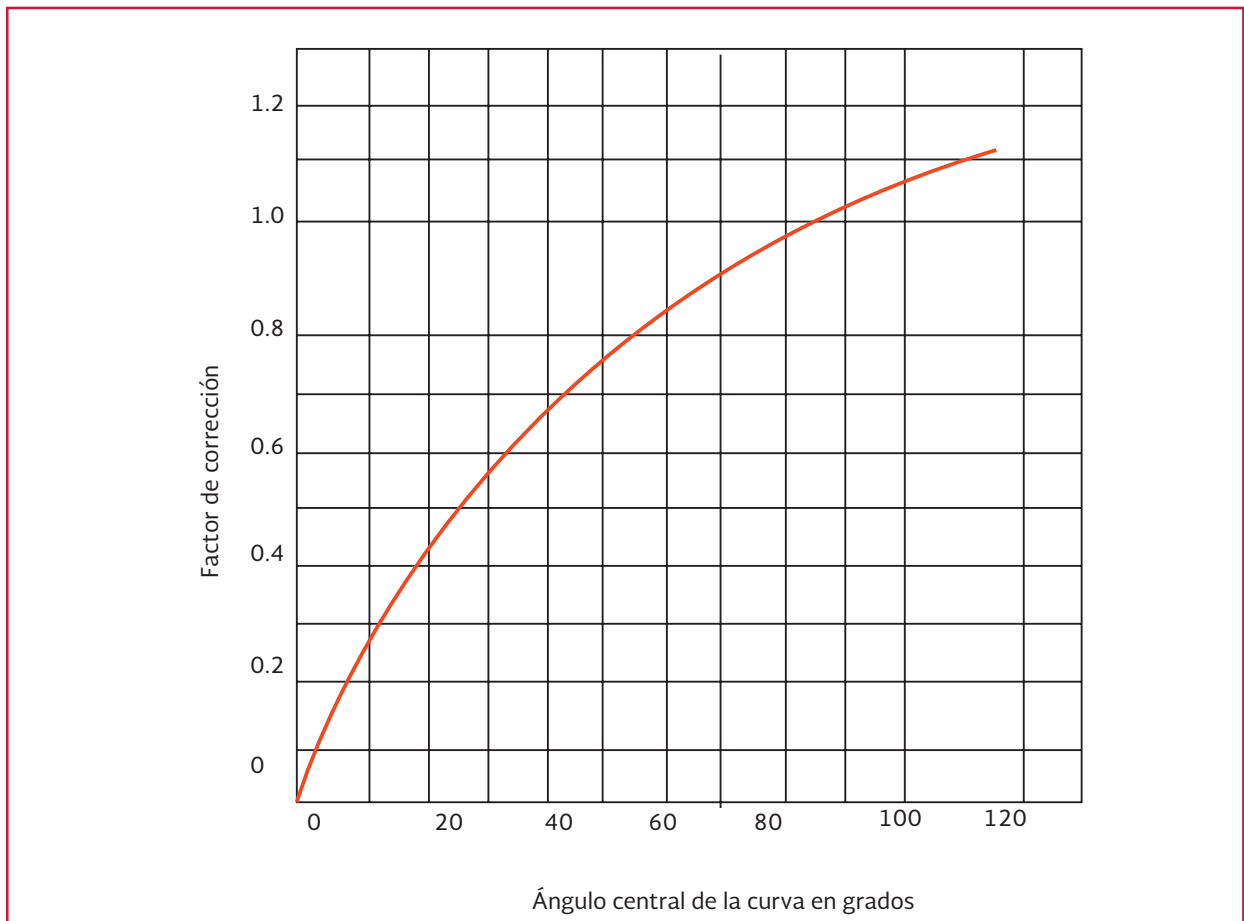


Ilustración 4.41 Coeficiente de corrección para las pérdidas en las curvas



Pérdidas en transiciones

Las pérdidas de carga en las contracciones o en expansiones en la sección de un conducto, se pueden considerar con respecto al aumento o disminución de la carga de velocidad y variarán de acuerdo con los cambios del área de la sección transversal y la longitud de la transición. En contracciones, la pérdida de carga h_c será aproximadamente:

$$h_c = K_c \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.53}$$

Expresión en la que K_c varía de 0.1 para contracciones graduales, a 0.5 para las bruscas. Cuando

el ángulo de la transición no excede el valor de α dado por la expresión:

$$\tan \alpha = \frac{(gD)^{\frac{1}{2}}}{v} \quad \text{Ecuación 4.54}$$

donde:

- α = el ángulo que forman las paredes de la transición con el eje de misma en grados
- v = la velocidad al inicio y al final de la transición en m/s
- D = el diámetro medio al inicio y al final de la transición en m
- g = la acción de la gravedad en m/s^2

se puede suponer el coeficiente de pérdida igual

a 0.1. Cuando los ángulos de las transiciones rebasan el valor de α , se puede suponer que el coeficiente de pérdidas varía de forma lineal hasta un máximo de 0.5 para las contracciones en ángulo recto.

En lo relativo a ampliaciones, la pérdida de carga h_{ex} se calcula de manera aproximada con la expresión:

$$h_{ex} = K_{ex} \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4.55}$$

en donde K_{ex} se toma de la Tabla 4.3 que lista los valores de dos autores (Aparicio, 1992).

Pérdidas en válvulas y compuertas

No es necesario suponer pérdidas cuando una compuerta está montada en la entrada de un conducto, de manera que cuando queda completamente abierta no interfiere en las condiciones de operación en dicho punto. Si una compuerta es montada en el lado de aguas arriba o de aguas abajo de un muro de cabeza delgado, de tal forma que los costados y la parte inferior del chorro no sufran contracción y solamente la parte superior se contrae, se podrán aplicar los coeficientes de descarga (C) y los de pérdidas (K_e), que figuran en el concepto b del cuadro del subinciso “pérdidas por entrada”.

Tabla 4.3 Coeficiente de pérdidas para ampliaciones

Angulo α	2°	5°	10°	12°	15°	20°	25°	30°	40°	50°	60°
K_{ex}'	0.03	0.04	0.08	0.10	0.16	0.31	0.40	0.49	0.60	0.67	0.72
K_{ex}''	0.02	0.12	0.16	-----	0.27	0.40	0.55	0.66	0.90	1.00	-----

Tabla 4.4 Coeficientes de pérdida para válvulas de compuerta

por ciento de abertura	Coefficiente de pérdidas K_g
25	24
50	5.6
75	1.15

Cuando una compuerta está montada de tal forma que el piso, costados y techo (tanto de aguas arriba como de aguas abajo) forman un conducto continuo con la abertura de la compuerta, es necesario considerar solo las pérdidas en las guías de la compuerta, para lo cual se puede suponer un valor de K_g menor o igual de 0.1. En compuertas parcialmente abiertas, el coeficiente de pérdidas dependerá de la contracción en la parte superior; para aberturas pequeñas tendrá valores con tendencia a 1.0 (concepto b del cuadro del subinciso “pérdidas por entrada”). En compuertas muy abiertas K_g tendrá un valor aproximado de 0.19.

En el rubro de válvulas, al igual que en el caso de compuertas parcialmente abiertas, los valores del coeficiente de pérdidas aumentarán para válvulas con escasa abertura. Los coeficientes que se dan a las válvulas de compuerta parcialmente abiertas se presentan en la Tabla 4.4.

El valor de K_g para las válvulas de mariposa, con 100 por ciento de abertura, es de aproximadamente 0.15; los valores del coeficiente varían entre 0.1 y 0.5, según el espesor de la hoja de la compuerta con relación al área bruta.

Pérdidas en el punto de descarga

La carga de velocidad no puede ser recuperada en cualquiera de los siguientes casos:

- Tubería a presión con descarga libre
- Descarga sumergida
- Descarga libre no turbulenta

4.4.2. OBRAS DE TOMA EN CORTINAS DE CONCRETO O PRESAS DE GRAVEDAD

En cualquiera de los casos señalados, el coeficiente de pérdida de la carga de velocidad K_v es igual a 1.0. Es posible recuperar un porcentaje de la carga de velocidad si se instala en la salida un tubo difusor con descarga sumergida (ampliación de la sección circular); en este caso el coeficiente de pérdida de la carga de velocidad es inferior a 1.0 en la cantidad de carga de velocidad recuperada. En este caso el coeficiente es:

$$K_v = \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^2 \quad \text{Ecuación 4.56}$$

donde:

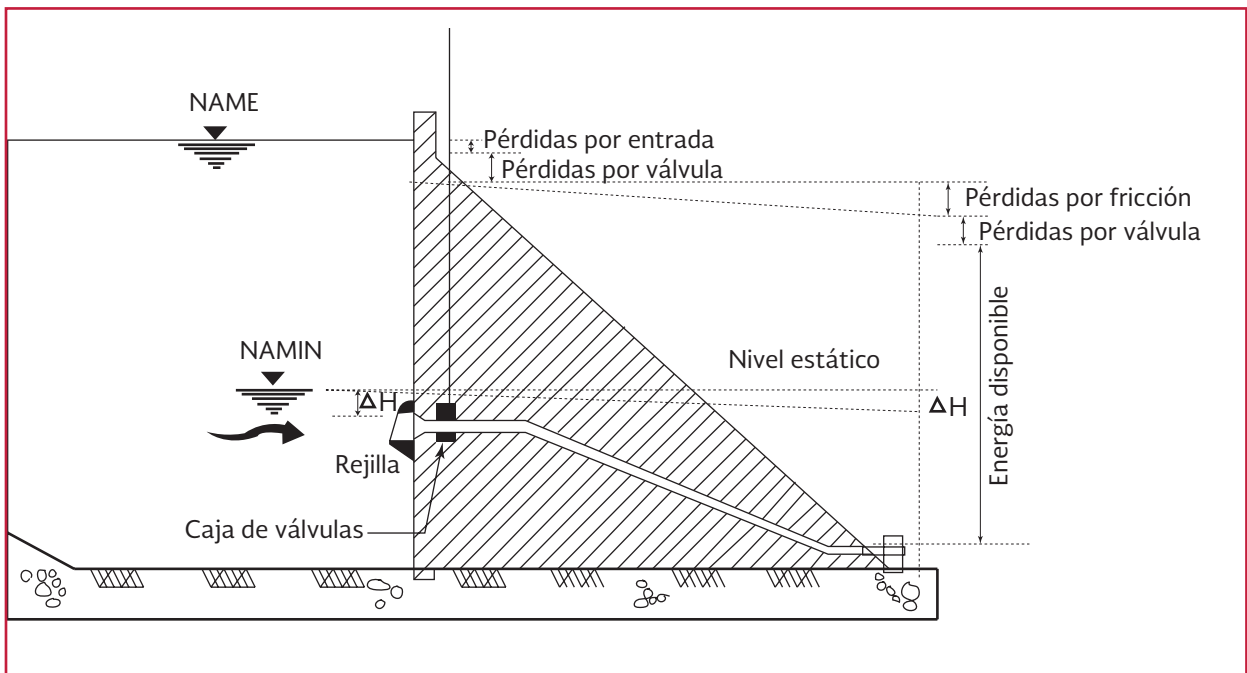
a_1 = el área en el inicio del tubo divergente en m^2

a_2 = el área al final del tubo divergente en m^2

Cuando se construye una obra de toma en una presa de gravedad, comúnmente se coloca atravesando la sección de concreto a lo largo de líneas horizontales o correspondiente hacia aguas abajo, con el objeto de que el gradiente de energía en ningún momento intercepte el eje del conducto (Ilustración 4.42). La posición de la línea de energía se debe investigar para condiciones de flujo máximo y para condiciones hidráulicas extremas como el caso del golpe de ariete negativo.

La capacidad de las obras de toma está en función de las demandas de agua (de la población así como para suministro de agua potable para riego y abrevadero) y de la aportación de la corriente

Ilustración 4.42 Obras de toma en cortinas de concreto o presas de gravedad



en intervalos de tiempo razonables, lo cual es posible predecir en aquellos ríos que cuentan con registros de aforos (ver cálculo de caudales en el subinciso 4.2.1).

Los conductos a través del cuerpo de una cortina de concreto normalmente son de sección circular; es posible sin embargo que se requiera en algunas ocasiones sección rectangular para la instalación de ciertos tipos de válvula o compuertas, en estos casos se deberá prever la construcción de transiciones. Los conductos para descargas con nivel bajo en la presa se pueden construir con sólo el hueco en el concreto, no así cuando el nivel tiende al NAME, es decir con cargas altas, en cuyo caso se requiere el revestimiento con placa de acero en toda su longitud. En todos los casos se deben investigar los efectos de concentración de esfuerzos para diseñar el refuerzo adecuado en el concreto.

Es frecuente que en las tomas para abastecimiento de agua para consumo humano las descargas se ubiquen en los sectores no vertedores de las cortinas, por lo que es necesario, cuando se lleva a cabo a presión atmosférica, prever algún dispositivo para disipar energía.

4.4.2.1. Diseño geométrico

En las presas de gravedad, las instalaciones típicas de las obras de toma se muestran en la Ilustración 4.43 e Ilustración 4.44. Aquí la obra de toma se encuentra alojada en el cuerpo de la cortina, la cual consiste en:

Un canal de llamada, que conecta el agua almacenada de la presa hacia la estructura de entrada; su construcción depende de la elevación del umbral de la obra de toma.

La estructura de soporte de las rejillas de protección, ubicada en el paramento aguas arriba de la cortina.

Las compuertas deslizantes, alojadas en el interior de la estructura de soporte de las rejillas. Son operadas desde la corona de la cortina.

Los conductos, que se inician en esta estructura cruzando el cuerpo de la cortina y generalmente trabajan a presión.

La estructura disipadora de energía o concentradora, ubicada al final de los conductos. Esta estructura incluso puede iniciar la conducción.

4.4.3. OBRAS DE TOMA EN CORTINAS DE TIERRA O DE TIERRA-ENROCAMIENTO

Las obras de toma con conducto de concreto en cortinas de tierra o tierra-enrocamiento (T-E) se deben proyectar y construir en la superficie de desplante, en roca firme o en trinchera excavadas en terreno firme. Toda la obra de toma deberá estar cimentada por debajo de la superficie de desplante de la presa y no en rellenos donde pueda ser dañada por asentamiento diferencial del terreno.

En cortinas altas es conveniente que los conductos de la toma queden cimentados en roca firme; en estas es frecuente que las compuertas o válvulas de emergencia queden localizadas en cámaras o tiros verticales que coincidan con el eje de la cortina, para eliminar la necesidad de construir torres de toma demasiado altas al pie del talud de aguas arriba así como puentes de acceso al cuarto de control.

Ilustración 4.43 Obra de toma típica para agua potable

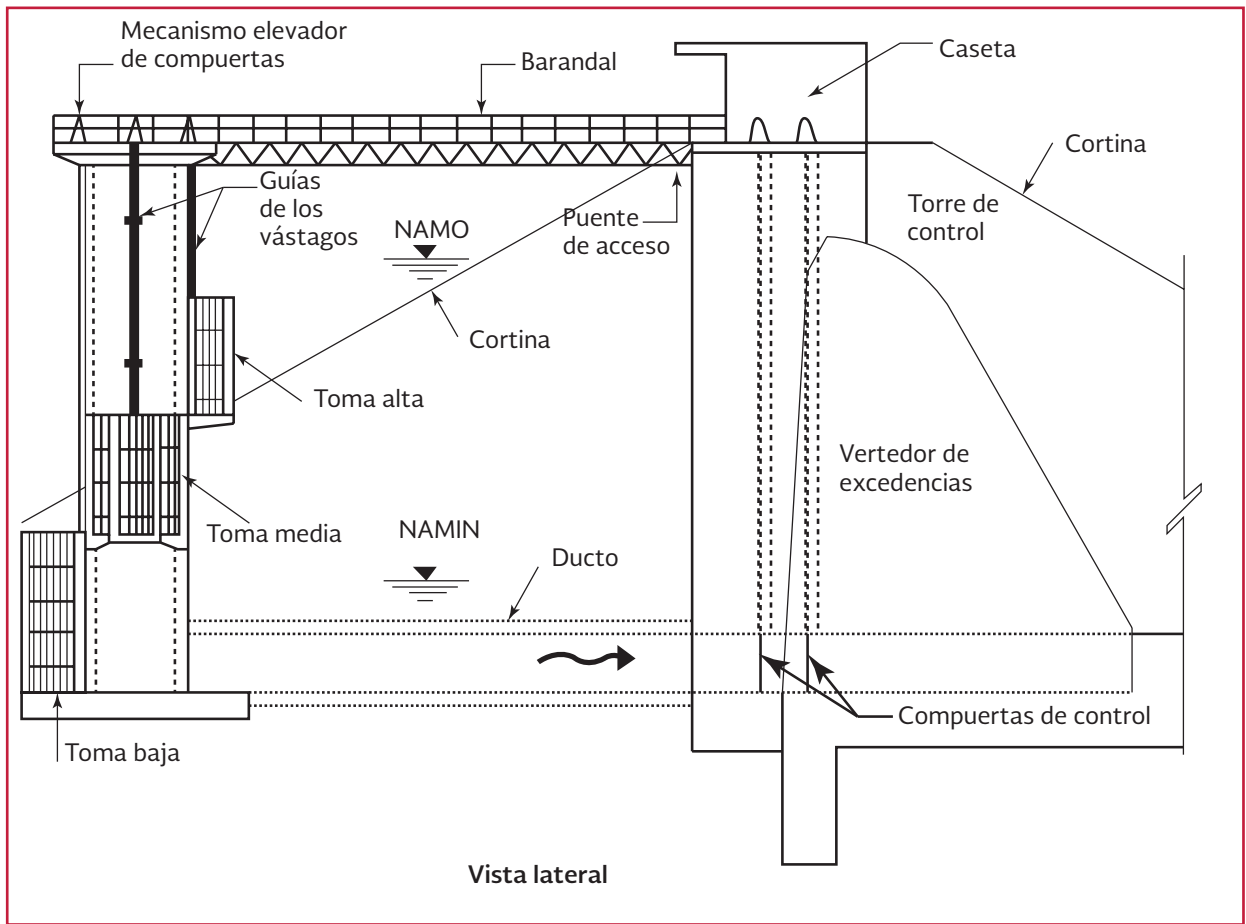
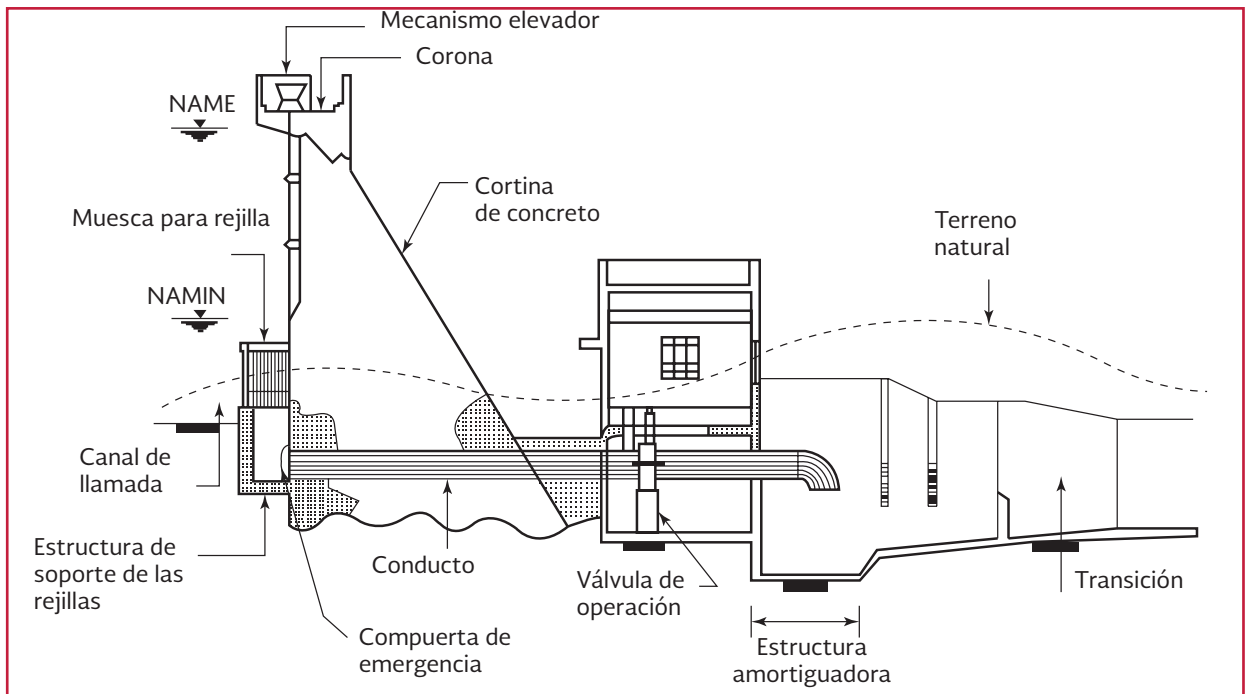


Ilustración 4.44 Obra de toma en cortina de gravedad



Las válvulas o compuertas de regulación se instalan en el extremo de aguas abajo de las de emergencias, existiendo la posibilidad de incluir dispositivos disipadores de energía en la descarga.

La forma de la sección de los conductos mayormente utilizados son la circular y la de herradura.

En lo relativo a cortinas bajas, las cimentaciones de la toma se aceptan en terrenos suaves, después de las investigaciones de su resistencia.

Por lo que respecta a presas de materiales graduados, es posible que la construcción de la obra de toma en forma de túnel quede alojada en el cuerpo de la cortina o en la ladera. Las partes principales de una toma en presa de materiales graduados son como se muestran en la Ilustración 4.45 e Ilustración 4.46 y se describen a continuación.

El canal de acceso, con su plantilla a la elevación del umbral de la toma; la torre de entrada, en la cual se alojan las rejillas; las compuertas de operación y de servicio, provistas de sus mecanismos elevadores.

Las obras de toma mediante túneles en las laderas del embalse (Ilustración 4.47, Ilustración 4.48 e Ilustración 4.49) suelen ser las más convenientes en cortinas de tierra, tierra-enrocamiento y arcos delgados, cuando el caudal de descarga es considerable; sin embargo, se pueden combinar con cualquier tipo de presa cuando las laderas están conformadas por roca sana. La utilización de la obra de desvío (aprovechamiento de los túneles) para el diseño de la toma permite obtener diseños de bajo costo.

De la Ilustración 4.47 a la Ilustración 4.49 se observa:

- El túnel de la toma, cimentado en laderas firmes
- La caseta y puntos de operación de compuertas y válvulas
- Las compuertas de emergencia y de regulación o servicio
- Las válvulas de emergencia y de regulación o servicio (Ilustración 4.49)
- En los casos de compuertas deslizantes, es necesario el uso de estructuras disipadoras de energía como son los tanques amortiguadores
- Si la descarga es hacia una tubería (Ilustración 4.49) se requiere una transición ya que la sección hidráulica del túnel es en general mayor que la del conducto. Las compuertas o válvulas de emergencia se pueden colocar en estructuras a la entrada o en cámaras cercanas a esta. En esta situación no se requiere estructura disipadora de energía

4.4.3.1. Diseño geométrico

- El conducto formado por uno o varios cuerpos de sección transversal rectangular, circular o herradura

La transición de salida, para unir en forma gradual la sección del conducto con el inicio de la descarga. La forma geométrica depende del caso particular de que se trate; la estructura disipadora de energía, la cual tiene como objeto disminuir la energía que lleva el agua al salir del conducto; el canal de salida, por el que se conduce el agua hasta su aprovechamiento; El puente de acceso, el cual es imprescindible para la comu-

Ilustración 4.45 Obra de toma en túnel

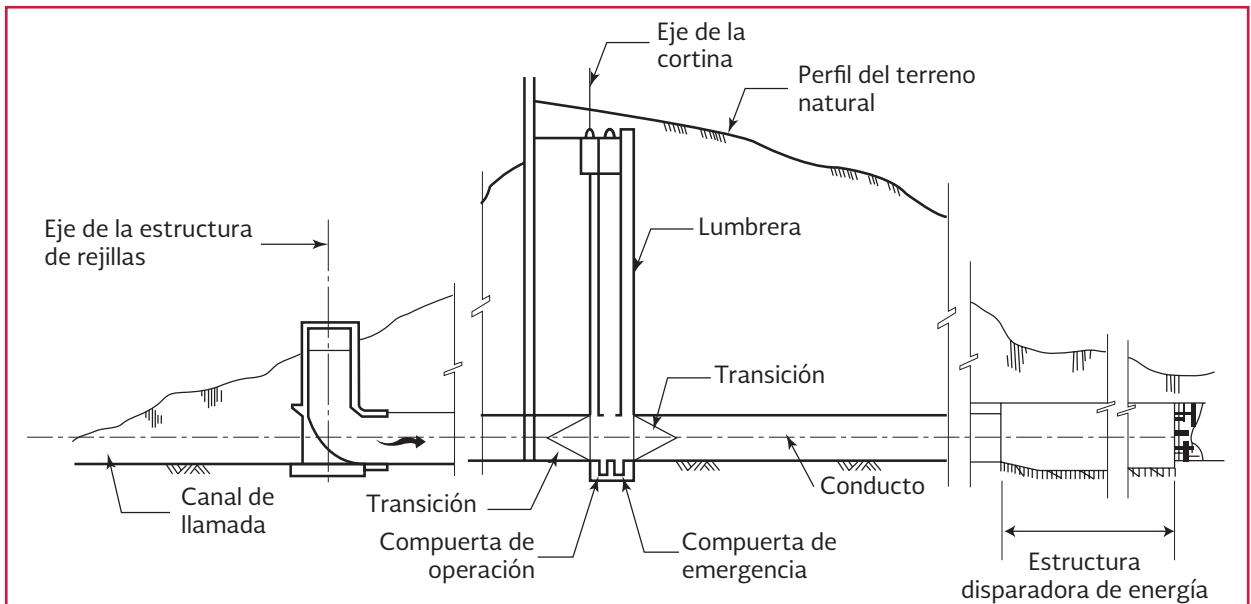
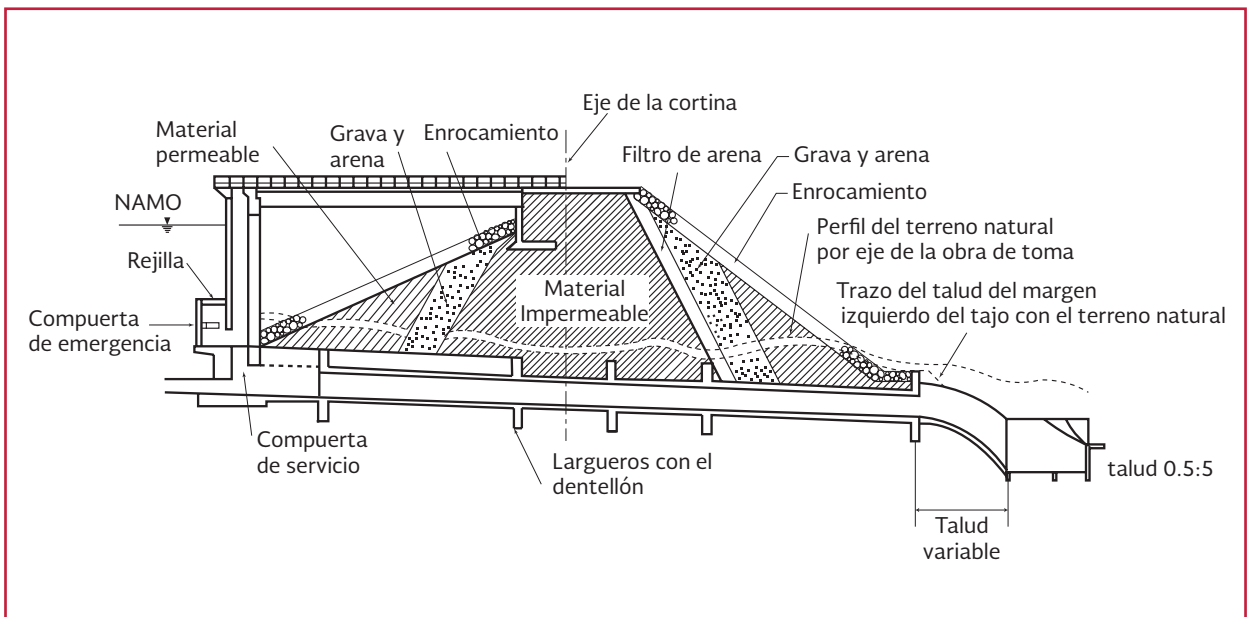


Ilustración 4.46 Obra de toma en cortina de materiales graduados



nicación entre la corona de la torre de entrada de la cortina y para operar los mecanismos elevadores de las compuertas

En las obras de toma alojadas en el cuerpo de la cortina se tiene mayor seguridad en su construcción que las excavadas en la ladera. En la Ilustra-

ción 4.50 se presenta un ejemplo de este tipo de obras de toma. En la primera ilustración se presenta la obra de toma formada por una estructura de rejillas donde se inicia la conducción a través del cuerpo de la cortina, la conducción por medio de una tubería de acero que trabaja a presión, encamisada de concreto y provista de dentellones

Ilustración 4.47 Obra de toma mediante túneles

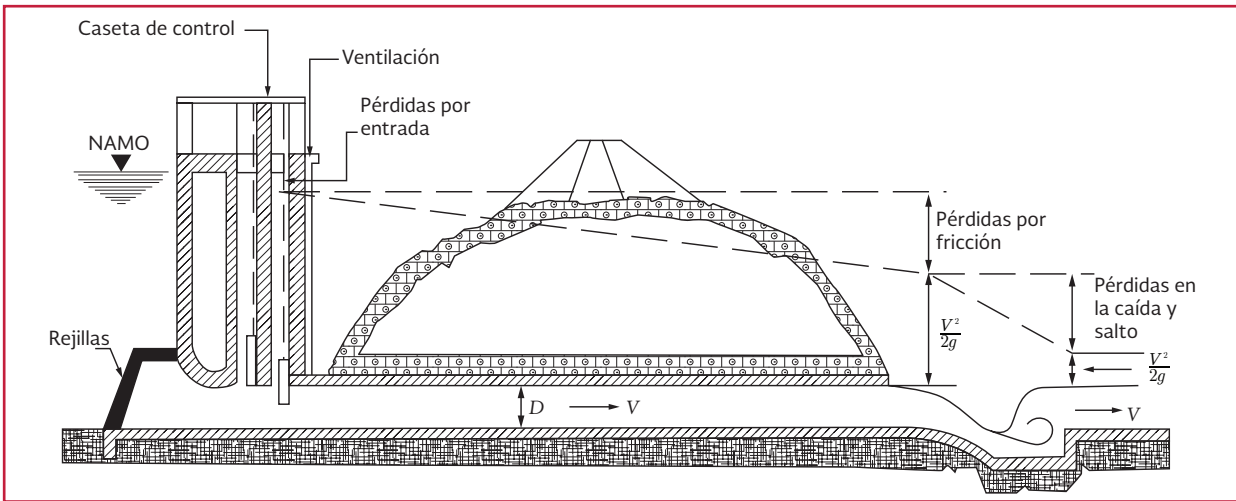


Ilustración 4.48 Obra de toma mediante túneles

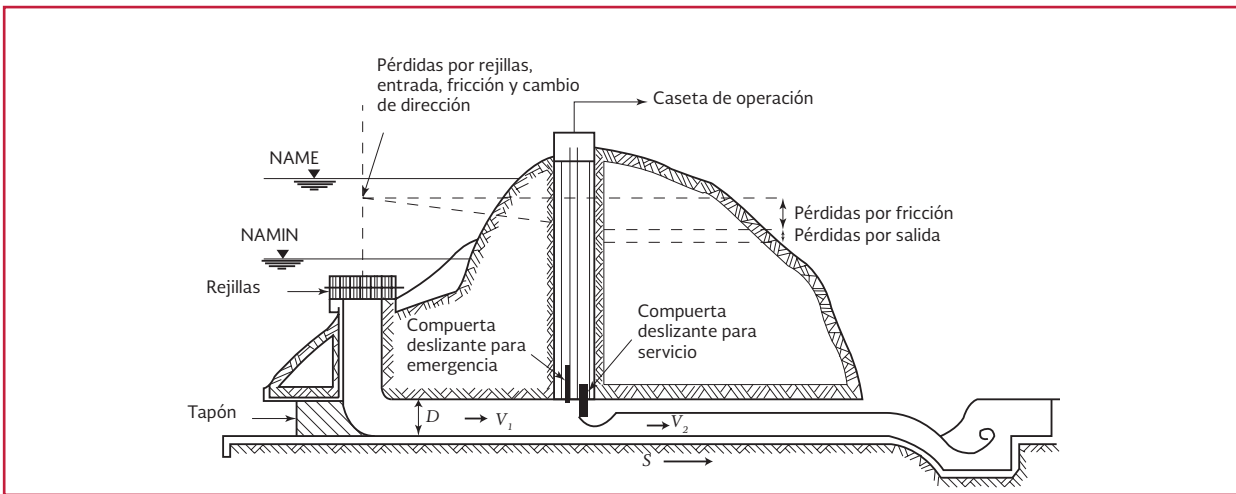


Ilustración 4.49 Obra de toma mediante túneles

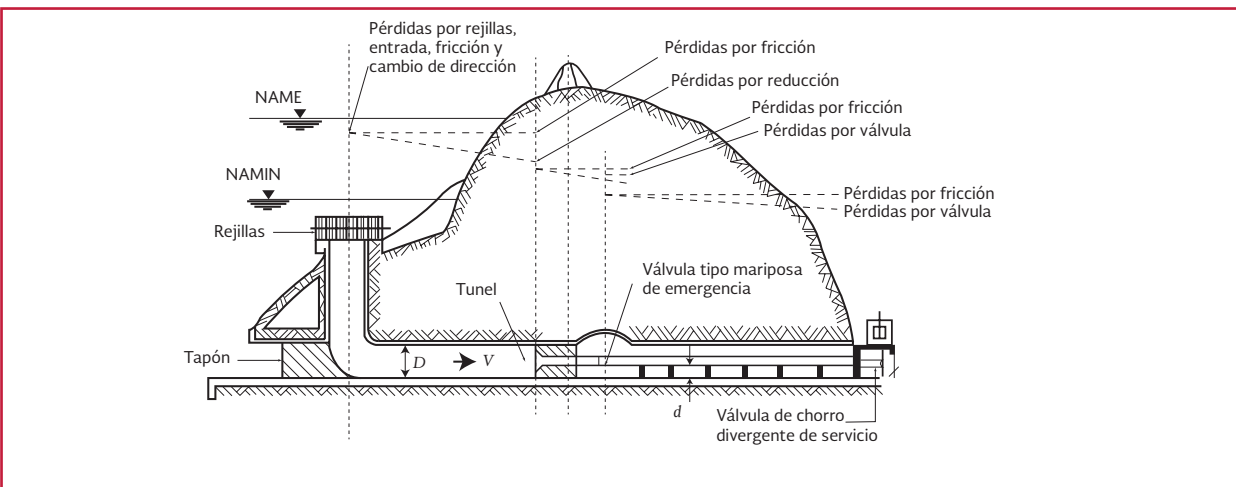
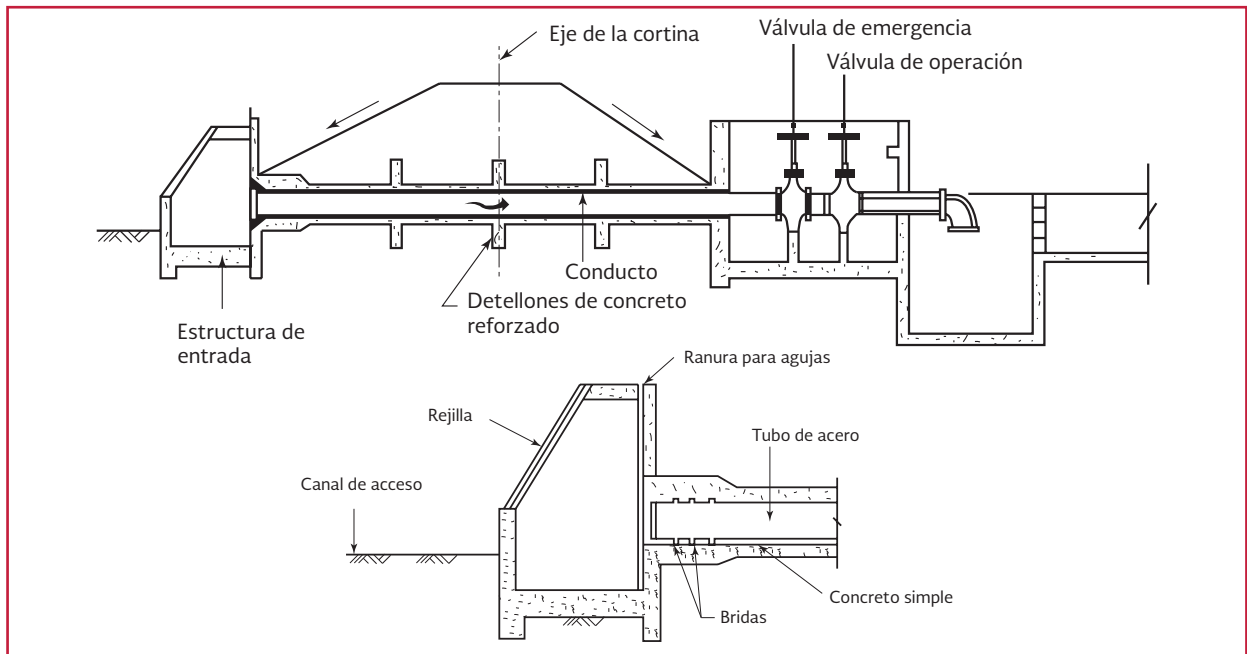


Ilustración 4.50 Obra de toma para presa pequeña



para reducir el paso de las filtraciones. Aguas abajo, al final de la tubería, se cuenta con una válvula de emergencia y una válvula de operación que descarga a una caja concentradora a partir de la cual inicia la conducción.

Otro ejemplo de una obra de toma en ladera y para un gasto mayor al del caso anterior se tiene en la Ilustración 4.51. En este tipo de obra de toma el conducto trabaja como un canal, es decir, se tiene la circulación libre y el conducto queda alojado en una zanja, la cual, una vez construido el conducto, se rellena con el mismo material impermeable usado en la cortina compactado en forma especial para evitar tubificaciones en el contacto con el tubo.

En la Ilustración 4.52 se muestra otra solución de obra de toma en la ladera, con la variante de que a partir del punto donde intercepta el eje de la cortina con el eje del túnel, se inicia una tubería a presión de un diámetro menor al túnel.

La razón de esta solución es debido a que se desea que el túnel trabaje a presión únicamente en el tramo aguas arriba del sitio de cruce de los ejes, y disminuir las posibles filtraciones del túnel hacia el terreno. En este punto se cuenta con una válvula de mariposa que funciona como válvula de emergencia. En la ilustración se muestra una válvula de chorro hueco que se utiliza como válvula de operación. Se puede también iniciar la conducción en este punto. En presas de materiales graduados se proyectan túneles para el manejo del río en las diferentes etapas de construcción. Como un uso adicional a dichos túneles se construye en alguno de ellos la obra de toma que consiste en una torre que recibe a las rejillas de protección, donde inicia la conducción en un túnel que trabaja a presión. En el sitio donde el eje de la cortina corta al eje de la conducción se cambia de un conducto que trabaje a superficie libre y el control del gasto se tiene a través de compuertas deslizantes localizadas en una lumbrera. Al final del conducto

Ilustración 4.51 Obra de toma provista de compuertas deslizantes y conductos de concreto

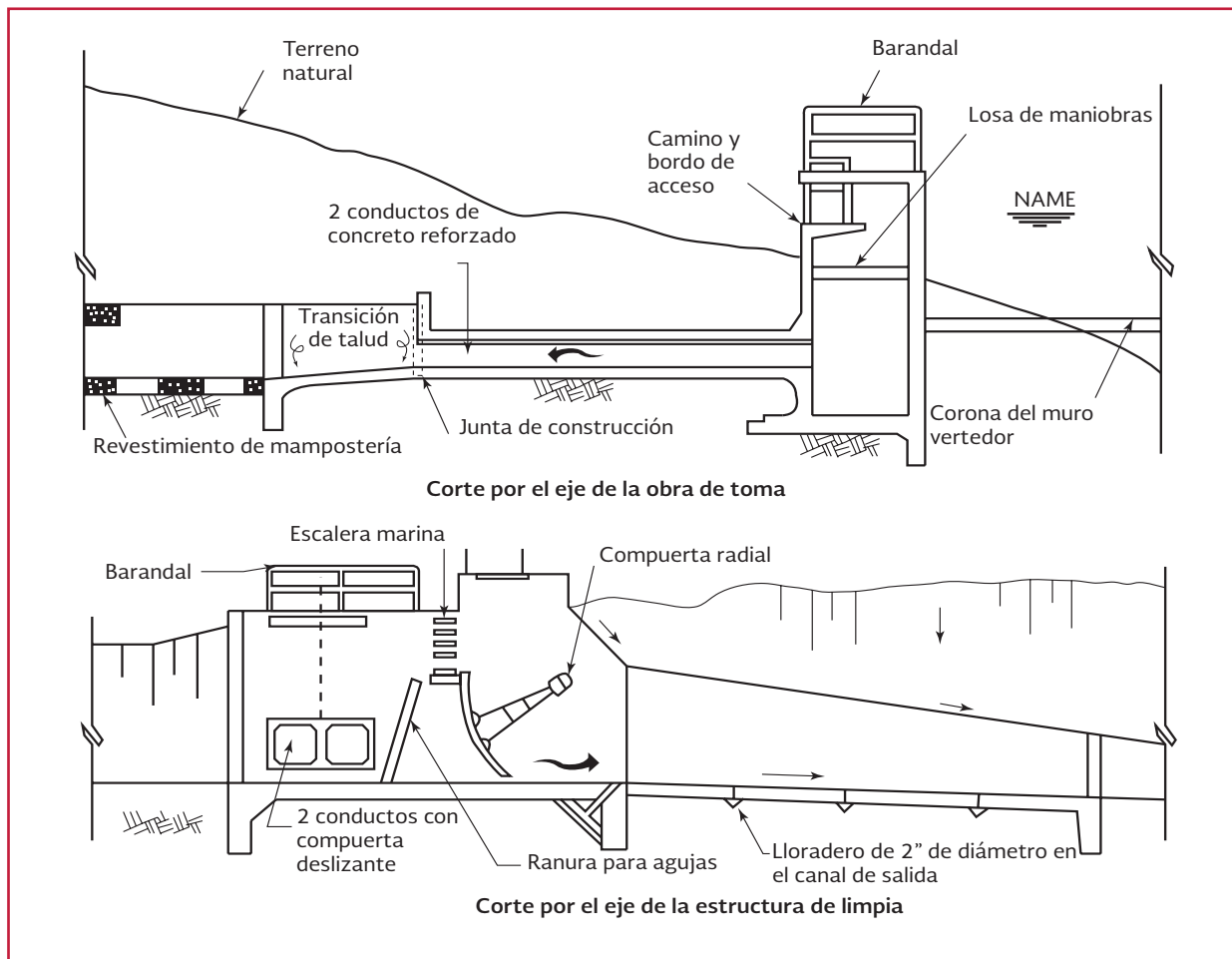
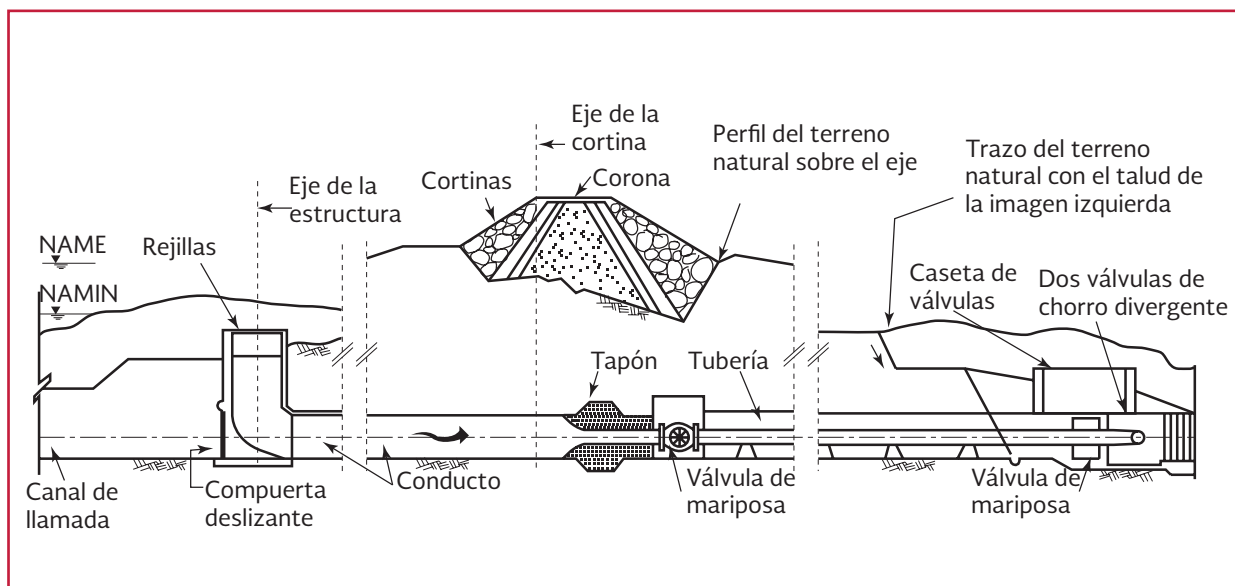


Ilustración 4.52 Obra de toma en túnel



cuenta con una estructura amortiguadora e inicia la conducción.

De la Ilustración 4.53 a la Ilustración 4.56 se muestran los detalles de una obra de toma típica para agua potable, la cual consiste en una torre de toma, localizada aguas arriba de la cortina, con orificios colocados a diferentes alturas y provista de rejillas y compuertas deslizantes operadas por mecanismos elevadores situados en una plataforma al nivel de la corona de la presa; el acceso a la torre es desde la cortina a través de un puente de maniobras.

4.4.3.2. Proyecto estructural

La estructura de entrada de la obra de toma generalmente se encuentra sumergida en el agua, las acciones a que puede estar sujeta son el peso propio, el empuje de un relleno exterior, empuje del agua, la reacción de la rejilla sobre elementos de la estructura, carga viva sobre los pasillos y losas de maniobras y la reacción y descarga del mecanismo elevador de las compuertas.

Las estructuras de salida se encuentran sujetas al empuje del relleno o el empuje del agua o ambos, sin considerar el relleno externo, si es el caso. El puente de acceso entre la cortina y la torre de la obra se debe diseñar con las acciones debidas a viento, sismo, a su peso propio, carga viva peatonal para pasillos o con carga viva vehicular, si se proyecta para el paso de vehículos.

Una de las condiciones de operación de la obra de toma sucede cuando se tienen cerradas las compuertas y el interior de la torre se encuentra vacío, por lo que se deberán diseñar los muros para el empuje exterior del agua, en sus diversos niveles. Esta condición de operación influye

también en el conducto, el cual se encontrará sujeto a la presión externa del agua, además de su peso propio.

El diseño de los diversos elementos de la obra de toma se hará con el método de esfuerzos permisibles indicados en los libros *Estudios Técnicos para Proyectos de Agua y Alcantarillado (Parte I y II)* del *Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento*.

4.5. CAPTACIÓN EN ALMACENAMIENTOS

En un almacenamiento natural, como un lago o laguna, o dentro del vaso de una presa ya construida, la obra de toma presenta la geometría de una obra de toma directa localizada en las orillas o dentro del lago. Si la orilla no presenta condiciones topográficas o geológicas adecuadas la obra de toma puede ser flotante.

En general, las obras de toma descritas son adaptables a un almacenamiento, sin embargo, existe una obra de toma que es posible instalar dentro de un lago, laguna o en el vaso de una presa de almacenamiento; a esta estructura se le denomina obra de toma selectiva.

La obra de toma selectiva permite obtener siempre agua de la mejor calidad sin importar el nivel que se presente en la captación.

Consiste en brazo rígido articulado en un extremo y provisto de una abertura o toma protegida con rejillas; a su vez, el brazo rígido permite la conducción del agua hacia su destino. El mecanismo de operación del brazo rígido se encuentra alojado en una balsa y soporta al brazo por medio de un cable. Con el fin de facilitar la operación, el brazo rígido cuenta con flotadores.

Ilustración 4.53 Obra de toma para agua potable



Ilustración 4.54 Obra de toma, corte transversal

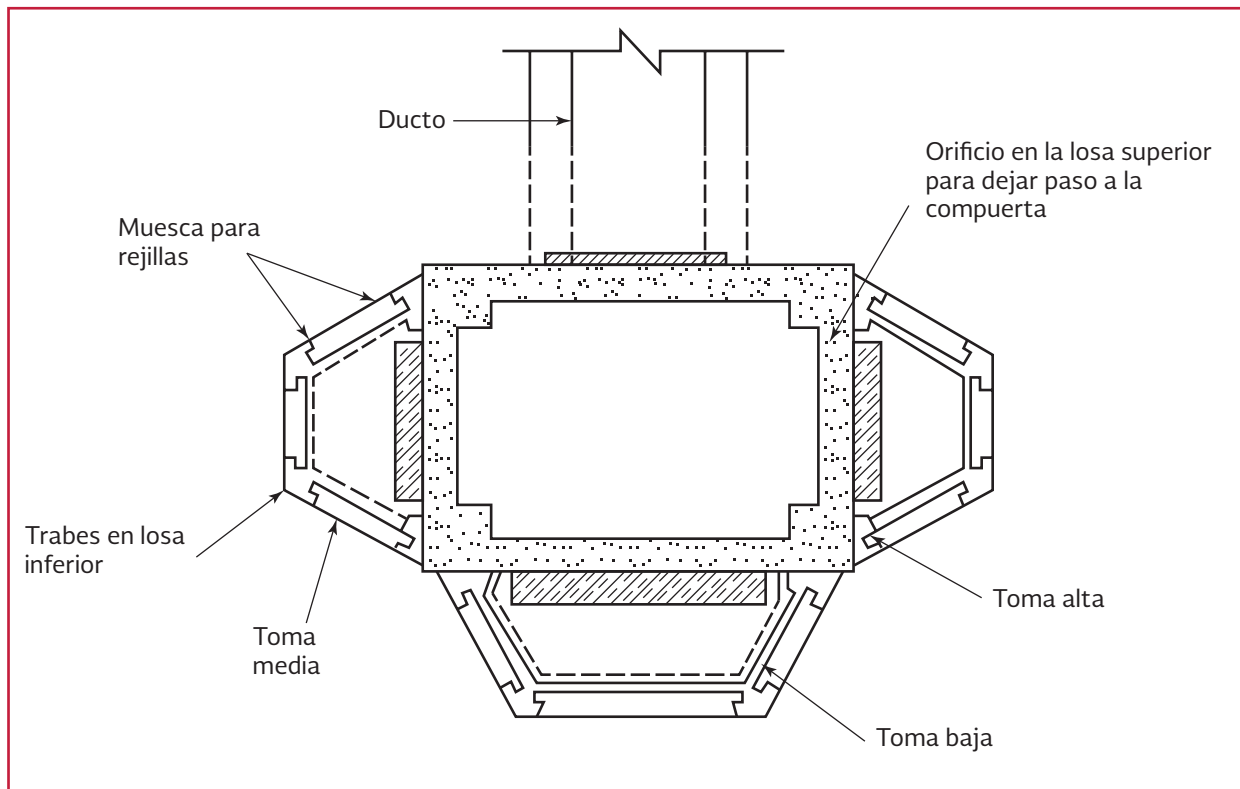


Ilustración 4.55 Obra de toma, detalle toma baja

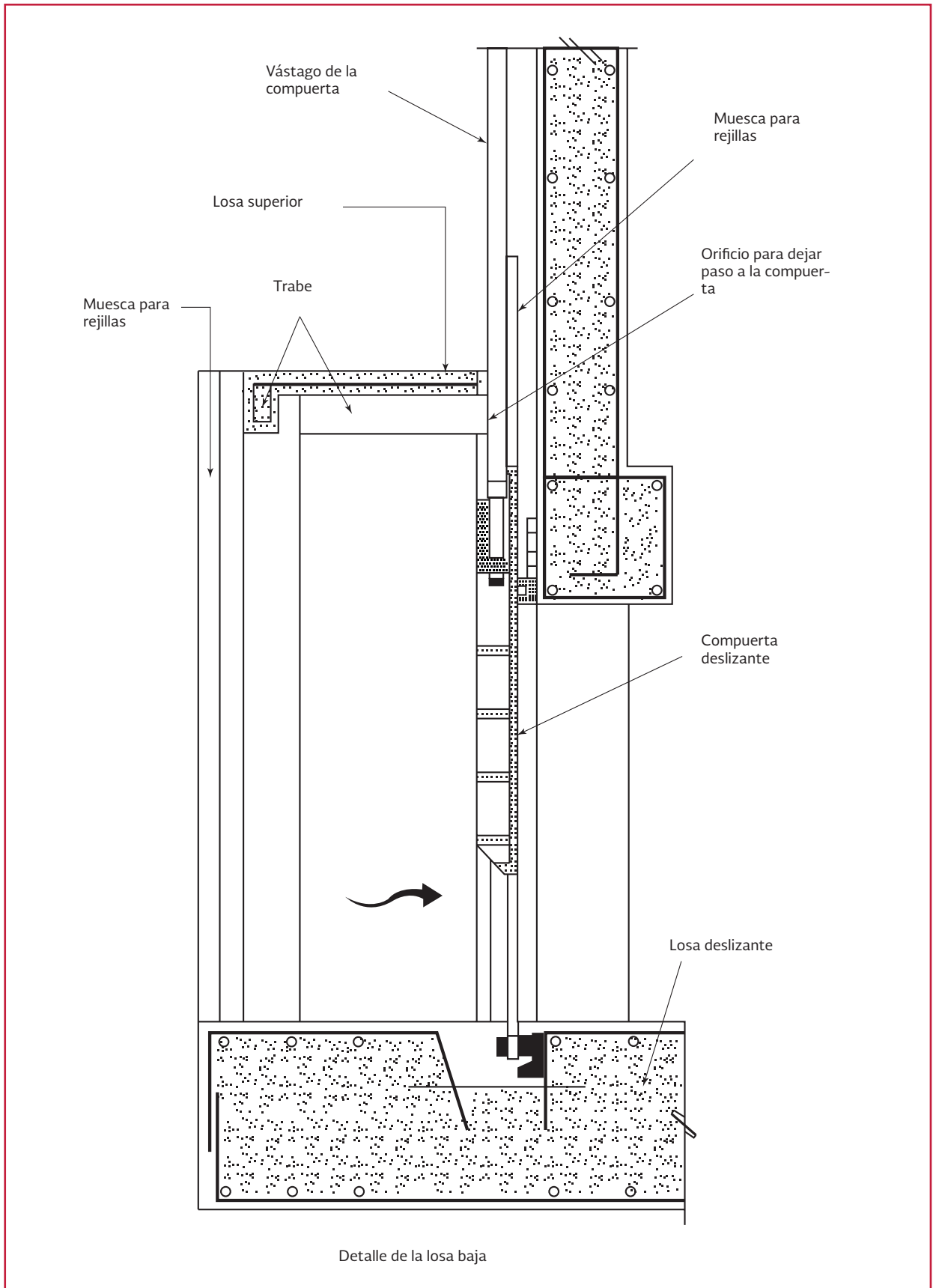
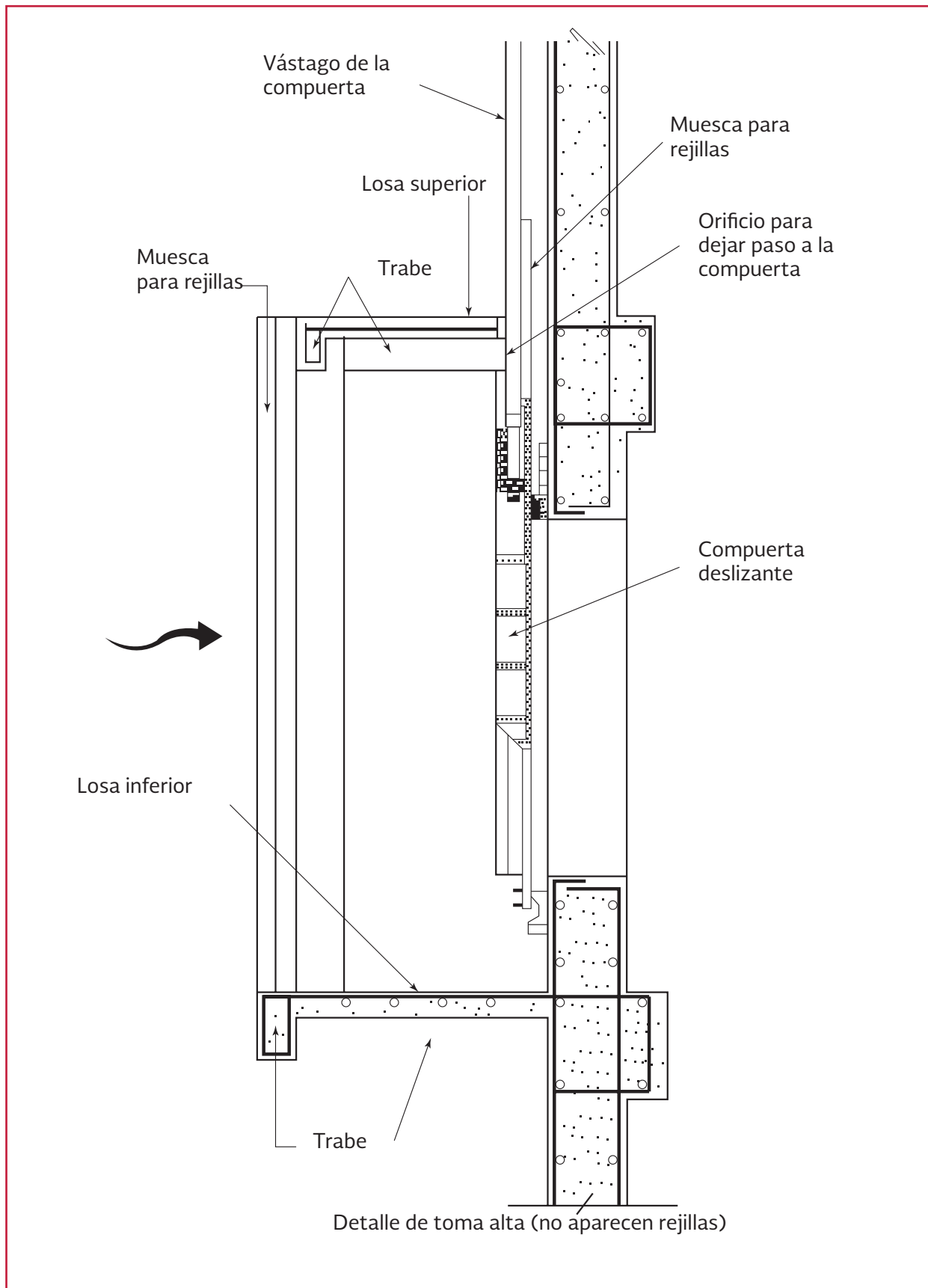


Ilustración 4.56 Obra de toma, detalle toma alta



4.6. CAPTACIÓN EN MANANTIALES

4.6.1. GENERALIDADES

Un manantial se define como el lugar donde el acuífero se manifiesta en la superficie. No siempre es de buena calidad bacteriológica el agua de un manantial; en muchos casos no son más que pozos superficiales cuya agua procede de un estrato acuífero compuesto de piedra caliza fragmentada, arena o grava, situada a escasa profundidad. Debido a que no siempre es posible determinar la profundidad del estrato en que se encuentran las aguas, ni si el agua está protegida de la contaminación superficial por la impermeabilidad del terreno, es necesario tomar precauciones rigurosas antes de aprovecharla para el consumo humano y para beber.

Los manantiales que se enturbian después de las lluvias indican que el acuífero ha recibido una carga posiblemente contaminada.

Los manantiales se clasifican según su punto y forma de brotar en la superficie:

- a) Manantial de afloramiento (Ilustración 4.57) o de afloramiento vertical (Ilustración 4.58). Suelen aparecer en el fondo de los valles, en las laderas de los mismos o en los afloramientos de formaciones impermeables, saliendo a través de sus discontinuidades
- b) Manantial emergente (Ilustración 4.59) o de afloramiento vertical (Ilustración 4.58). Proceden de la elevación del nivel freático hasta alcanzar una vaguada, estando sujetos al caudal del manto y a las variaciones estacionales del nivel del agua
- c) Manantial de grieta o filón (Ilustración 4.60) o de afloramiento horizontal (Ilustración 4.61) surgen cuando hay venenos ascendentes que tienen carga suficiente para salir al exterior. Muchas de las fuentes termales y medicinales son de este tipo. Otro nombre dado a estas fuentes es el de manantial ascendente

Ilustración 4.57 Manantial de afloramiento

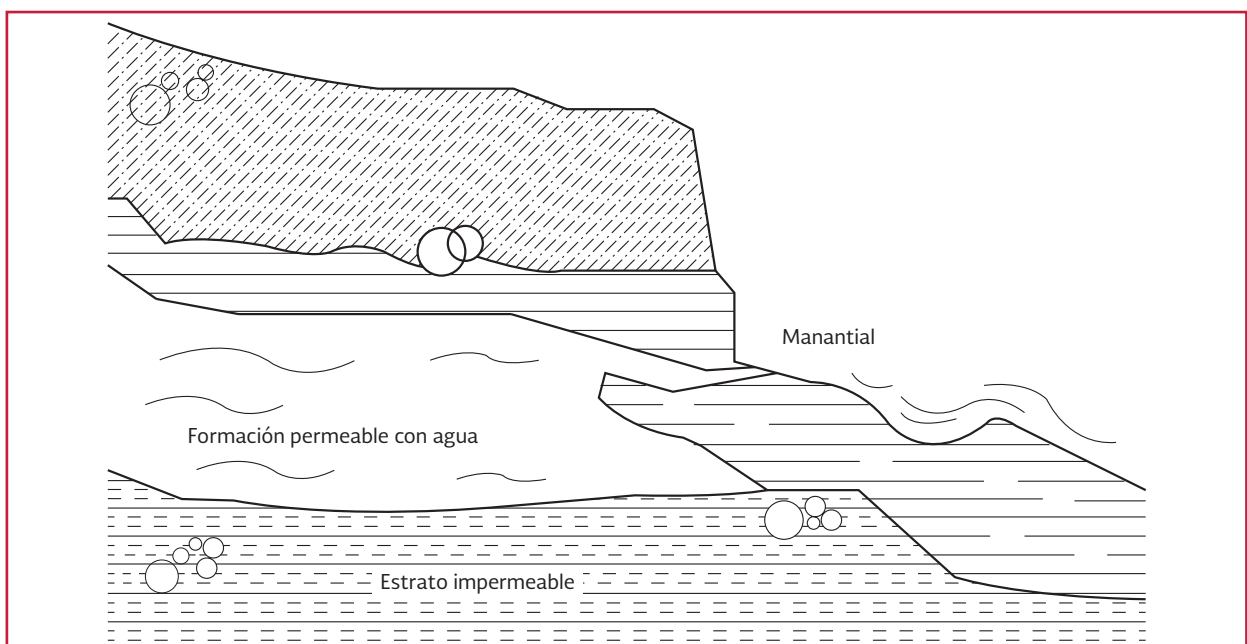
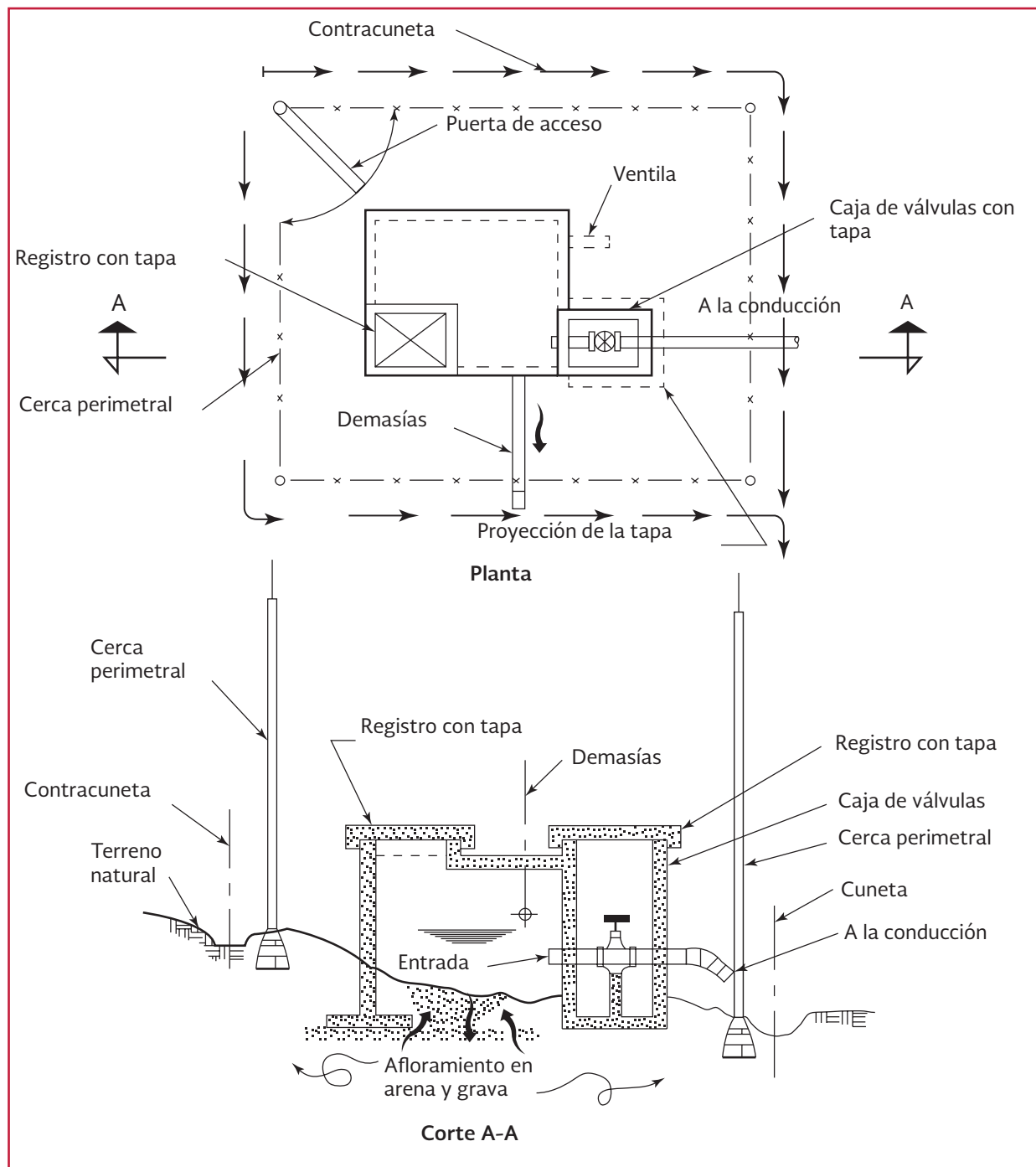


Ilustración 4.58 Manantial de afloramiento vertical



4.6.2. ANÁLISIS HIDRÁULICO

Para conocer el potencial de aprovechamiento de un manantial interesa conocer el caudal de salida y el nivel de intermitencia del mismo mediante el registro en el tiempo de los lapsos de operación.

Para estimar el caudal de salida es posible hacerlo mediante la instalación de vertedores (triangulares o rectangulares, de cresta ancha, etc.) en la salida de un depósito sobre el cual descargue el manantial; estos son estructuras hidráulicas ideales ya que son secciones de control con

Ilustración 4.59 Manantial emergente

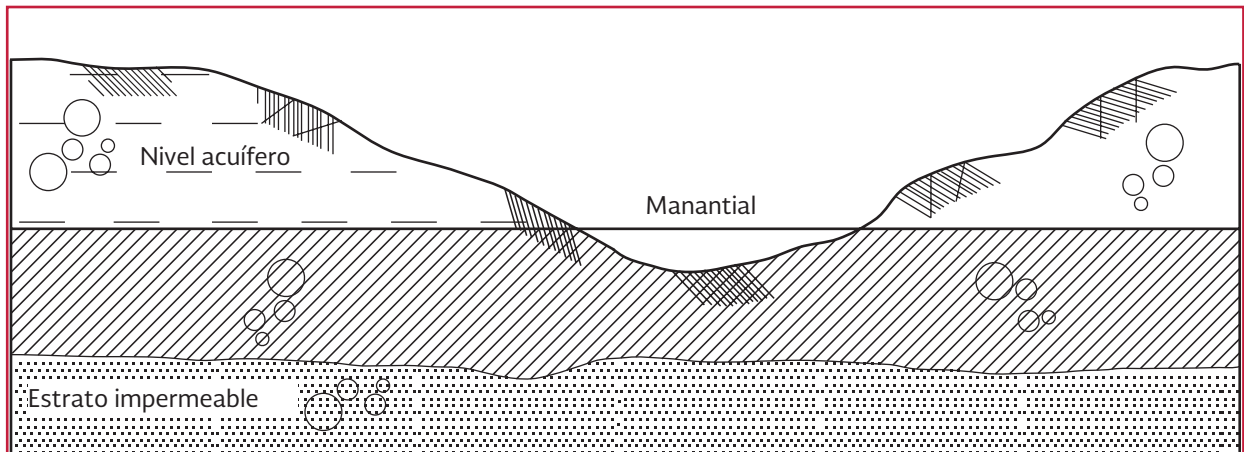
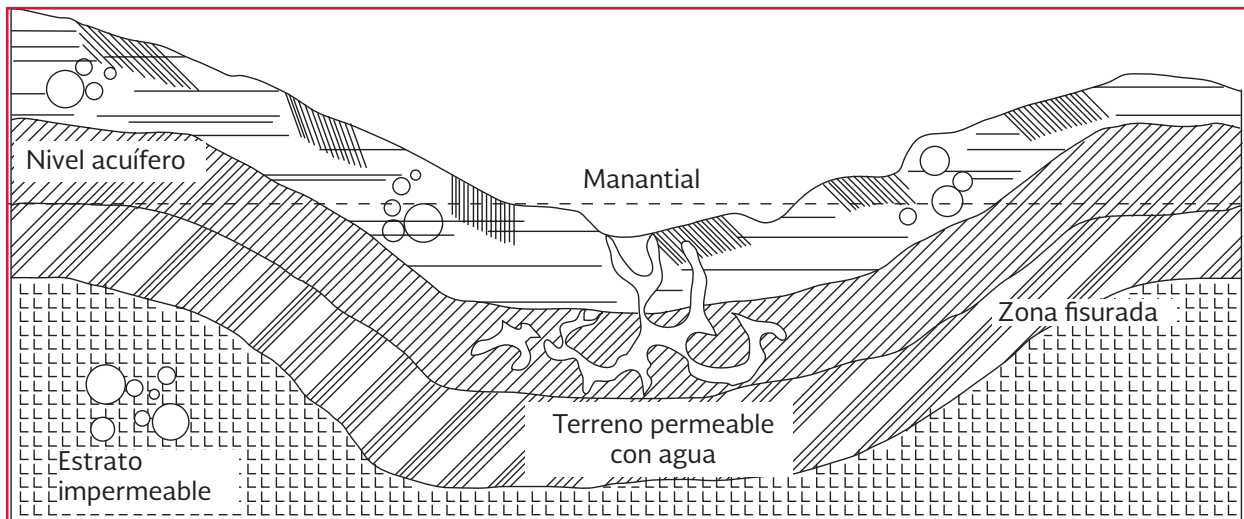


Ilustración 4.60 Manantial de grieta o filón



las que mediante la lectura de niveles es posible establecer fácilmente el caudal.

Otra forma de estimar el caudal Q es mediante el registro del cambio de niveles en el cárcamo de recolección depósito durante un lapso de tiempo medido t , es decir:

$$Q = A \frac{Dh}{t} \quad \text{Ecuación 4.57}$$

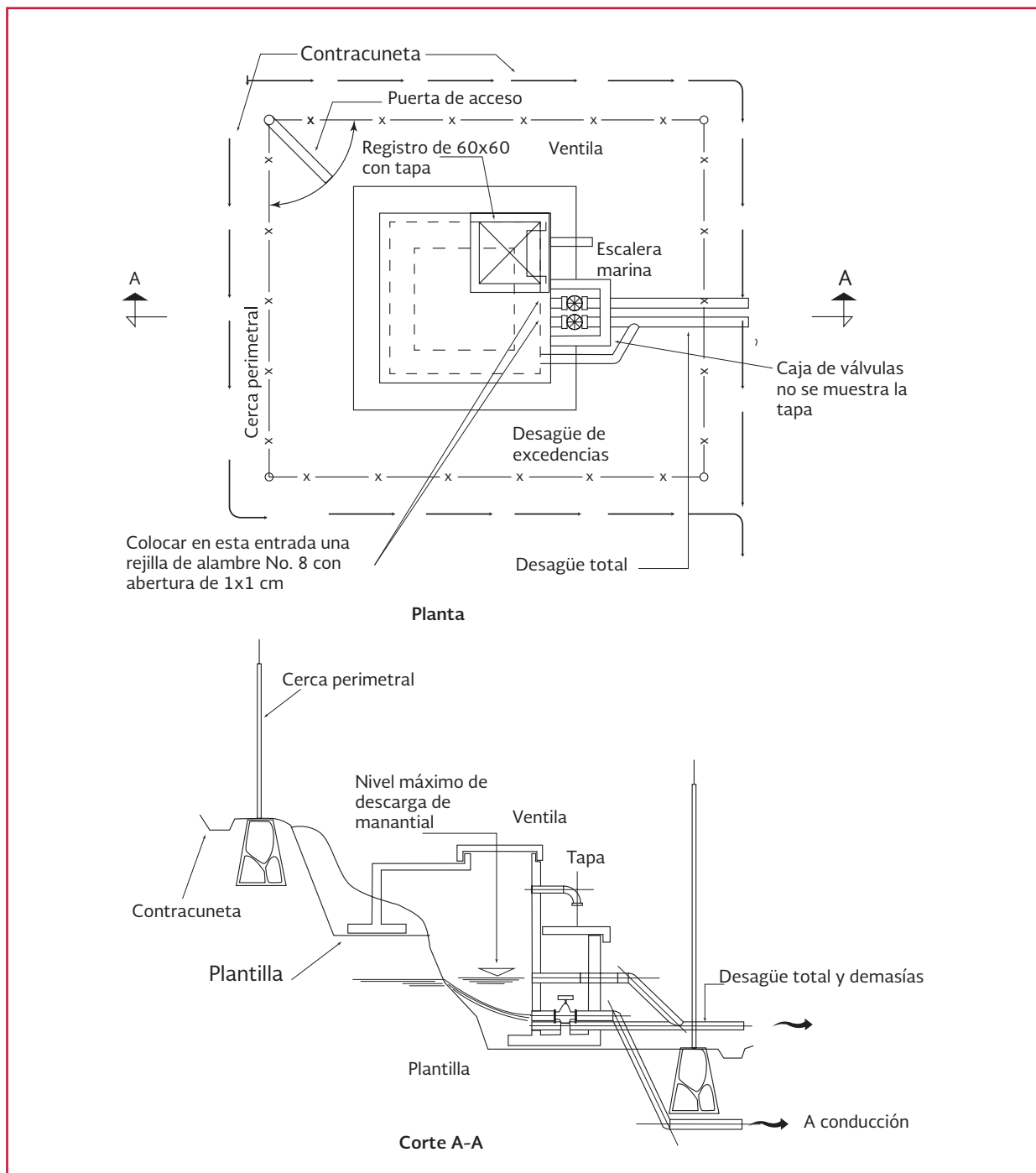
donde:

A = es el área del fondo del cárcamo de recolección

Dh = es el cambio en el nivel de almacenamiento del cárcamo registrado durante el tiempo cerrando la válvula de salida

Los manantiales intermitentes son aquellos donde la salida de agua cesa periódicamente por existir depósitos subterráneos con salida en

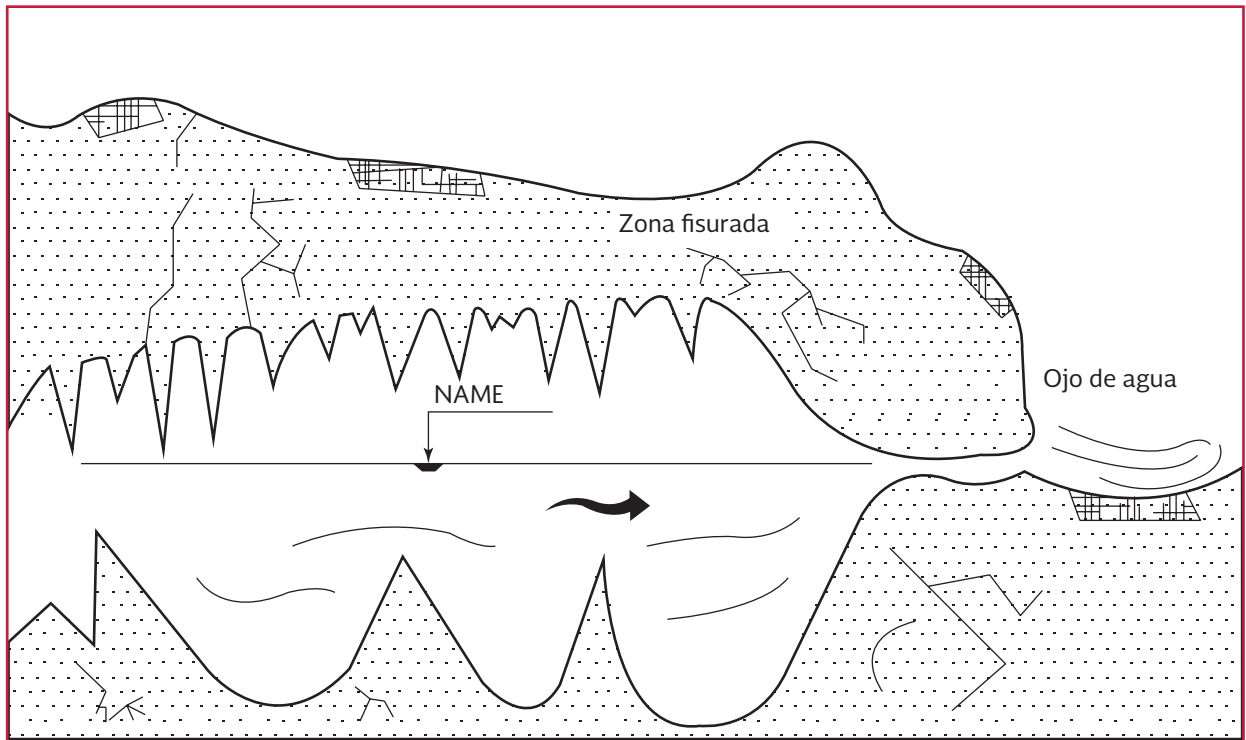
Ilustración 4.61 Manantial de afloramiento horizontal



sifón, mismos que se llenan con aportaciones de grietas hasta cierta altura para luego salir el agua de forma continua hasta que cesa cuando la altura del depósito no alcanza el conducto de salida (Ilustración 4.62).

No debe usarse el agua de manantial para beber hasta disponer del análisis bacteriológico que demuestre que no existe contaminación esporádica y que el agua es inocua en todo tiempo. Si el resultado del análisis bacteriológico es desfa-

Ilustración 4.62 Manantiales intermitentes



vorable, se necesita tratar el agua filtrándola por arena o grava y establecer un sistema de desinfección continua, por ejemplo con cloro u otro desinfectante.

Las cajas y cámaras deben incluir su obra de excedencia y limpia y debe disponerse de escalas que permitan apreciar en cualquier momento el gasto del manantial y poder llevar un registro de aportación.

Cuando hay varios manantiales en la zona de afloramiento se captan en forma individual y mediante conductos particulares (canales o tuberías) que se unen en un cárcamo desde donde se inicia la conducción.

Las características físicoquímicas y bacteriológicas de las aguas en el punto de afloramiento son similares a las aguas provenientes de pozos profundos, por lo que las obras de toma de los

manantiales deben realizarse lo más próximas al afloramiento.

El afloramiento de los manantiales se puede presentar en puntos definidos o en una zona extensa, dependiendo de los estratos en que afloran. Cuando el nacimiento de una manantial se presenta en un talud se dice que es un afloramiento horizontal (Ilustración 4.61); en cambio, si se presenta en un terreno plano o en el fondo de una cañada, de manera que las aguas broten de una superficie horizontal, estos se denominan afloramientos verticales (Ilustración 4.58).

4.6.3. DISEÑO FUNCIONAL

El manantial deberá protegerse de los escurrimientos superficiales, del polvo, basuras, animales, etc., y el venero debe ser perfecta-

mente protegido con una cámara formada por un muro y estructura de cubierta (Ilustración 4.63 e Ilustración 4.64). El muro debe desplantarse sobre el material resistente y de ser posible impermeable, pero cuidándose de no tocar los veneros para no provocar su desaparición o cambio de comportamiento hidráulico. La losa o cubierta debe protegerlo del contacto directo con el exterior. El vertedor debe estar a la altura de la superficie libre del agua para no provocar sobredescarga en el manantial y debe ir protegido con rejillas para evitar la entrada de personas o animales. Adosado a este muro o a distancia debe ir una caja o registro en donde se instalará la toma propiamente dicha y en la que se pondrá una válvula para controlar la entrada o salida del agua en la conducción (inicio de la línea de conducción). En la cubierta de la cámara se construirá un registro para dar acceso con una escalera marina que servirá para la inspección de su interior. Si el agua debe ser bombeada, el equipo no debe montarse sobre la cubierta de la cámara sino sobre un registro adosado que servirá de cárcamo.

Con el objeto de mantener limpia la zona de afloramiento se debe deshierbar, procurando no arrancar los árboles de raíz ni aserrándolos sino limpiar su alrededor; debe también circunvalarse la zona de afloramiento incluyendo la obra de captación, con una cerca de alambre para evitar la entrada de animales. Durante la cimentación del muro de la obra de captación no deben emplearse métodos riesgosos tal como el uso de explosivos; la excavación debe hacerse con mucho cuidado.

El diseño geométrico de la obra de toma deberá tomar en cuenta la conservación de las condiciones naturales del afloramiento, evitando excavaciones, movimientos de tierra, rellenos, carga hidrostática que pudieran afectar el flujo natural

y original del agua. Por otro lado, se debe procurar dar protección física a la fuente de abastecimiento contra posibles causas de contaminación del agua.

En general, una obra de toma consta de una caja que aisle el manantial para evitar la contaminación de agentes extraños.

Con el fin de dar mantenimiento y limpieza al área interior de la caja, es conveniente contar con una válvula para el vaciado de la misma. La losa de cubierta estará provista de un registro para el acceso al interior con tapa removible. Si la altura es grande se le instalará una escalera marina para facilitar el acceso, ya sea interior o exterior. En la parte superior de los muros se colocará un sistema de ventilación que permita mantener aireado el interior pero que impida la entrada de polvo, basura y fauna nociva.

Se debe dar una protección perimetral a la obra de toma con una cuneta que desvíe de la captación los escurrimientos debidos a la precipitación pluvial y a los arrastres que pudieran dejar dichos escurrimientos. La cuneta consistirá en una excavación de sección cuadrada, rectangular o trapecial, alrededor de la captación e iniciando en la zona topográficamente más alta y partiendo en direcciones opuestas, cortando el posible escurrimiento pluvial; una vez rodeada en planta la obra de toma, se prolonga siguiendo la pendiente. En caso de requerirse, considerando el tipo de terreno natural, se podrá revestir la cuneta de piedra, concreto o ambos.

En algunas ocasiones, cuando el terreno alrededor de la obra de toma sea permeable y permita la infiltración del agua de lluvia al interior de la obra de toma (situación que se manifiesta enturbiándose el agua después de una lluvia)

Ilustración 4.63 Venero protegido por una cámara formada por muro y estructura de cubierta

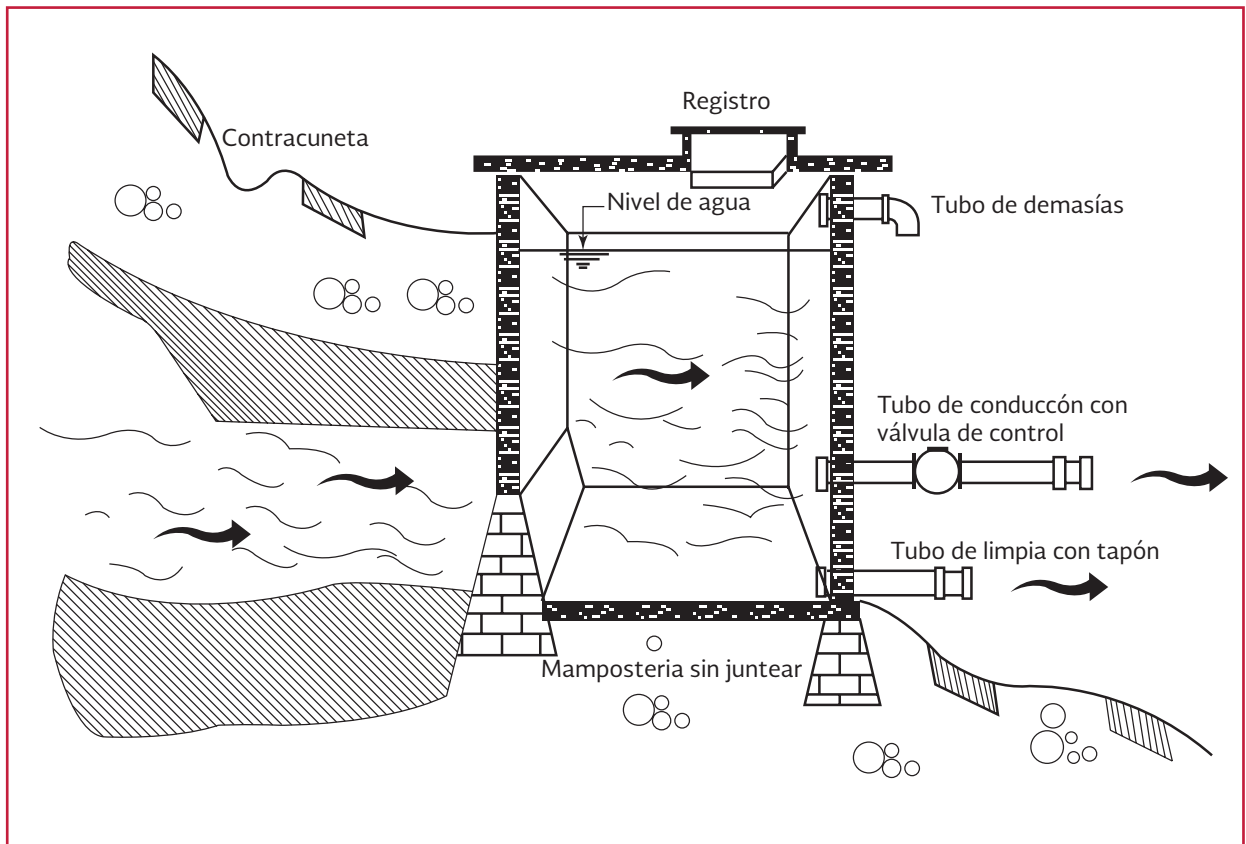
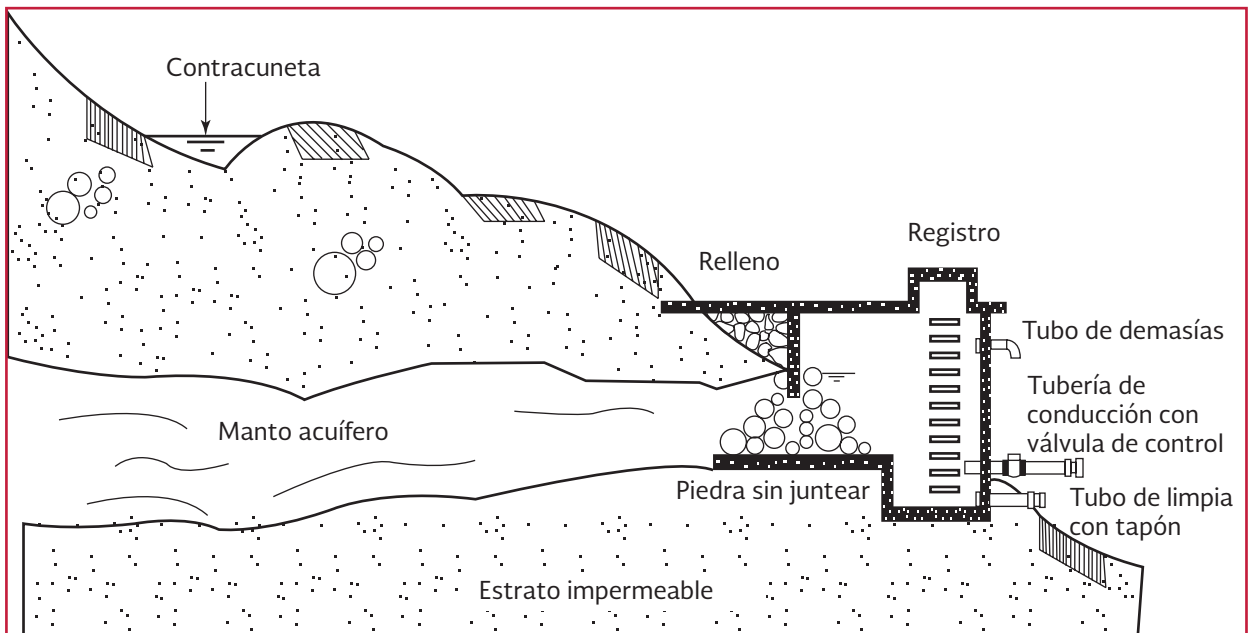


Ilustración 4.64 Venero protegido por una cámara formada por muro y estructura de cubierta



será necesario recubrirlo perimetralmente con algún material impermeable, como puede ser concreto reforzado con aditivo impermeabilizante integral.

Para impedir el acceso a personas o animales que puedan contaminar la fuente se construye un cerco que puede ser de mampostería, alambre de púas soportado por postes, malla ciclón o una barda de tabique con castillos, dala y cerramiento. Esta protección estará de acuerdo al sitio donde se localice la obra de toma.

4.6.4. OBRA DE TOMA DIRECTA DE MANANTIAL

Se considera obra de toma directa de manantial a aquella que se construye en el mismo lugar de su afloramiento, independientemente que sea un manantial con afloramiento vertical u horizontal, requiriéndose que el nacimiento sea en una zona reducida.

Estas captaciones son idóneas desde el punto de vista sanitario, debido a que se reducen a un mínimo los peligros de contaminación.

4.6.4.1. Afloramiento horizontal

En los manantiales con afloramiento horizontal el método de captación consiste en la construcción de los muros envolviendo al manantial y en la cara en la que brota, el muro permite la entrada del agua (Ilustración 4.63 e Ilustración 4.64).

4.6.4.2. Afloramiento vertical

En el caso de un manantial que aflora verticalmente, los muros se desplantan perimetralmente al nacimiento del manantial (ilustración 4.58).

4.6.5. OBRA DE TOMA INDIRECTA DE MANANTIAL

En una obra de toma indirecta de manantial se permite el libre escurrimiento de las aguas sobre la superficie del terreno y el líquido es captado a cierta distancia, sin llegar a considerarse las aguas como de escurrimiento superficial.

La obra de captación puede cambiarse de directa a indirecta cuando se tiene alguno de los siguientes casos:

Aguas con altas temperaturas o con gases. En las aguas con altas temperaturas o que contienen gases, conviene aprovechar la aireación natural que se genera en los escurrimientos superficiales, dejando correr el agua una cierta distancia, sin embargo, puede verse afectada su calidad.

Condiciones topográficas del terreno. Cuando por las condiciones topográficas del terreno se deba localizar un sitio más bajo que el sitio de afloramiento o cuando se deba evitar una carga hidrostática positiva sobre el mismo, que podría disminuir la eficiencia del manantial bajo esas condiciones.

Calidad del suelo. Cuando la saturación del terreno adyacente al nacimiento y la calidad del suelo no permitan cimentar una estructura estable.

Superficie de afloramiento amplia. Cuando la superficie de afloramiento es amplia, esto es, que las aguas nacientes de manantiales no forman cauces superficiales definidos, sino que afloran en forma de hilos en zonas extensas infiltrándose luego en la capa vegetal.

La única diferencia con las captaciones de manantial directas es la geometría de la caja de la obra de toma, pues su aprovisionamiento es a través de un canal de llamada que ensancha su plantilla hacia aguas arriba (ilustración 4.65).

4.6.6. PROYECTO ESTRUCTURAL

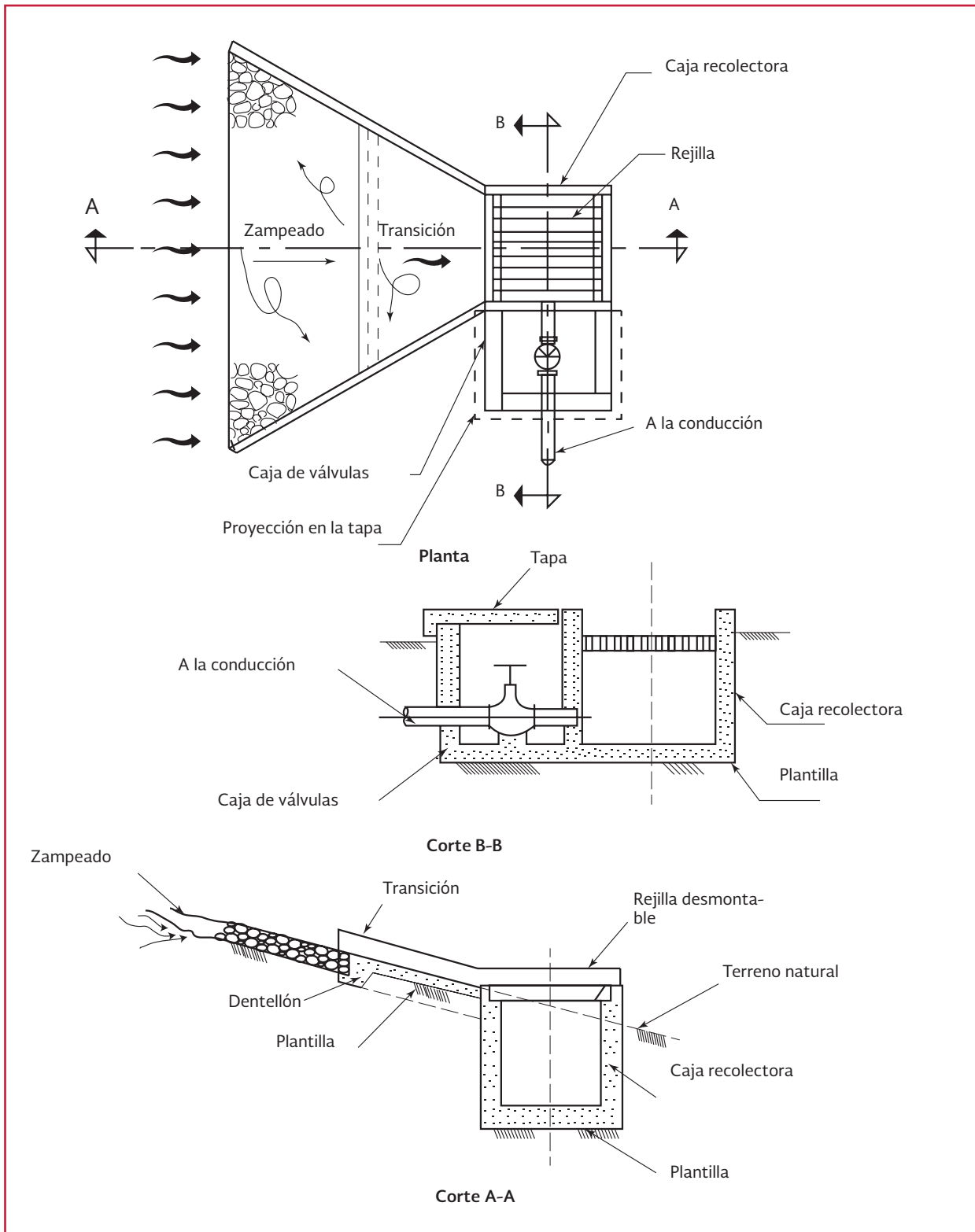
Como se mencionó en los incisos anteriores, la caja de captación de un manantial no debe disminuir la eficiencia del manantial, por lo que se recomienda realizar un estudio de mecánica de suelos que nos indique la capacidad del terreno, posibles fallas geológicas y la estructuración y tipo de cimentación más adecuadas.

La caja de captación puede estructurarse basándose en muros de mampostería de piedra brasa, tabique aplanado o de concreto reforzado, dependiendo del material más económico que se consiga en la zona y/o de las recomen-

daciones del estudio de mecánica de suelos. La tapa de las cajas generalmente es de concreto reforzado, o de lámina aunque pueden utilizarse losas prefabricadas de concreto presforzado, estas tapas deben ser desmontables a fin de tener acceso a las válvulas. Las acciones a que se encuentra sujeta la caja de válvulas es su peso propio y el empuje exterior del relleno sobre los muros, en caso de existir (ver Ilustración 4.61 e Ilustración 4.58).

En este tipo de estructuras, las acciones que se presentan son el peso propio, la presión hidrostática sobre las paredes de la caja, el empuje de tierra por la parte externa de los muros y la carga viva sobre la cubierta. Para el análisis y diseño se seguirán las recomendaciones que se dan en los libros *Estudios técnicos I y II* del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

Ilustración 4.65 Captación indirecta de manantial



5

CAPTACIÓN DE AGUAS SUBSUPERFICIALES

5.1. GENERALIDADES

Se refiere el término subsuperficial al agua que se infiltra a escasa profundidad, como por ejemplo, en el subálveo de los ríos. El subálveo es la franja longitudinal entre las márgenes de una corriente, en la cual, por ser la interfaz río-acuífero, el nivel del agua freática se encuentra a escasa profundidad. Por efecto de la infiltración del agua de la corriente en el subsuelo, esta es de buena calidad. Además, es posible extraerla mediante una obra de toma sencilla con las ventajas que ofrecen su filtración natural y economía de la captación.

Conviene recordar que una corriente puede alimentar un acuífero o, en caso contrario, dependiendo de las pendientes hidráulicas del nivel freático, este puede alimentar a la corriente (corrientes perennes); en cualquiera de los casos, el nivel freático se encuentra a escasa profundidad de la superficie del terreno.

Para captar aguas subsuperficiales se pueden construir pozos excavados de poca profundidad,

llamados norias o mediante un sistema sencillo de hincado de pozos de pequeño diámetro y profundidad si es muy somero el nivel freático de las aguas. Para la captación más eficiente del agua subsuperficial, se utilizan pozos someros tipo Ranney, que constan de un depósito central en donde se capta el agua que recolectan tuberías radiales perforadas e inmersas en la zona saturada del acuífero.

Los puyones o pozos hincados son una alternativa económica para aquellos casos en que se tenga una fuente subsuperficial confiable. Se utilizan además galerías filtrantes, opción adecuada cuando se desea interceptar perpendicularmente el flujo subsuperficial. En este caso, para pequeñas galerías, se instalan tuberías ranuradas en el fondo de la excavación rellena de grava graduada.

5.2. CAPTACIÓN DE AGUAS SUBÁLVEAS

Estas son las llamadas aguas freáticas y se caracterizan por estar a presión atmosférica, a poca o

relativamente baja a poca o relativamente baja profundidad y no estar confinadas, pues circulan a través de mantos porosos como arena, grava, tobas poco coherentes, aluviones, etc. Estas aguas se captan mediante pozos a cielo abierto, galerías filtrantes o mediante sistemas de puyones (*well-point*), o pozos Ranney. Un ejemplo claro de aprovechamiento de estas aguas son los pozos emplazados en el subálveo de cauces superficiales, sobre todo en aquellos casos en los que el acuífero es alimentado por la corriente.

5.2.1. POZOS A CIELO ABIERTO O POZOS SOMEROS

Si se utilizan pozos a cielo abierto o someros, se recomienda que tengan un mínimo de 1.50 m de diámetro en caso de ser circular o en su lado menor si es rectangular. Estos pozos tienen una profundidad generalmente comprendida entre 10 y 20 m y raras veces podrá ir más allá de los 25 m. Si la pared del pozo, tipo indio, es de concreto, la parte situada en el estrato permeable debe llevar perforaciones de acuerdo con un previo estudio granulométrico, pero si no se dispone de estos datos, se recomienda que el diámetro de las perforaciones sea de 2.5 a 5.0 cm, colocadas a tresbolillo (Ilustración 5.1) a una distancia de 15 a 25 cm centro a centro. En pozos con ademe de mampostería de piedra o tabique, se dejarán espacios sin juntar en el estrato permeable, procurando mantener el espaciamiento ya recomendado (Ilustración 5.2).

En los pozos tipo indio la cimbra se forma previamente en el exterior y en el sitio de la construcción se arma el refuerzo y se va colando el ademe o pared, mismo que por su propio peso y el auxilio de la excavación se va hincando a medida que se profundiza el pozo. El ademe se

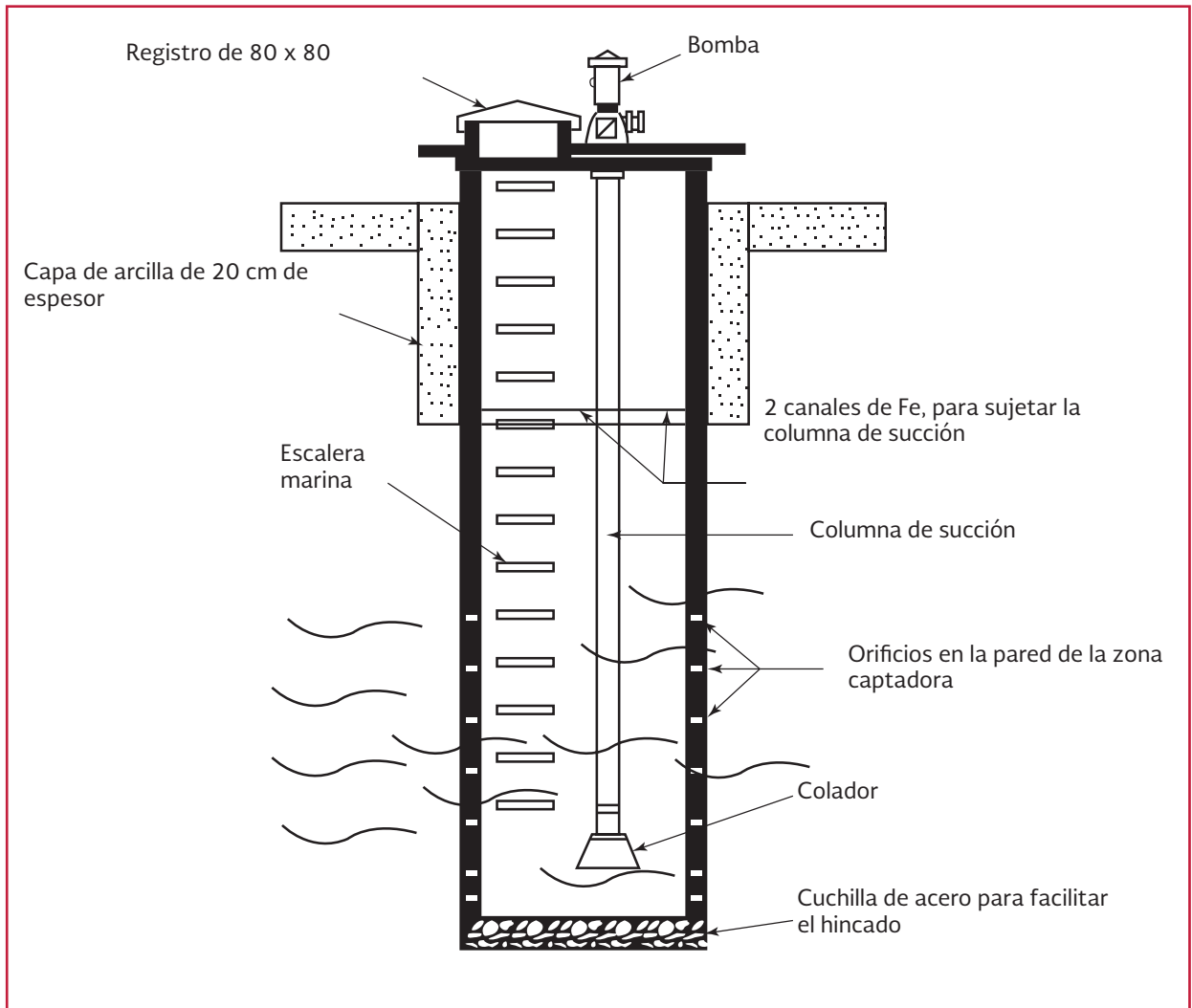
forma en anillos de 1.00 a 1.50 m de altura, con el diámetro requerido y espesor mínimo de 0.30 m, dependiendo este último del peso que debe tener el anillo para vencer la fricción entre el concreto y el suelo. El espesor del pozo insertado en la zona de saturación del acuífero lleva orificios distribuidos en la forma indicada. El primer anillo va provisto de una cuchilla biselada para concentrar la carga del peso o del lastre que se coloca encima, con el objeto de que la estructura se hunda a medida que se calzan los anillos, profundizando el pozo a medida que el procedimiento avanza.

Estos pozos se recomiendan para aprovechar acuíferos freáticos someros, de fuerte espesor y constituidos por materiales fragmentarios no cementados o sin consistencia, como las capas de origen aluvial que se encuentran en las márgenes de los ríos o en el fondo de los valles.

Como estas aguas están a poca profundidad, la calidad bacteriológica es deficiente ya que no reciben una buena filtración; si a esto se agrega que por lo general las corrientes subterráneas siguen la pendiente topográfica del terreno, es necesario, para no empeorar su calidad, que se tomen las precauciones indicadas para que no entre agua que no se haya filtrado por lo menos a través de 4.00 m de suelo. El brocal del pozo debe tener como mínimo 50 cm sobre el nivel del terreno y la tapa debe ser de concreto armado con una saliente perimetral de 50 cm. Si el pozo es de mampostería o tabique debe colocarse una capa impermeable de concreto o de arcilla compactada de 15 a 20 cm de espesor en la periferia de la pared hasta una profundidad de 4.00 m.

Si el pozo se ubica dentro o cerca de una zona poblada, debe elegirse un punto elevado con respecto a

Ilustración 5.1 Pozo excavado



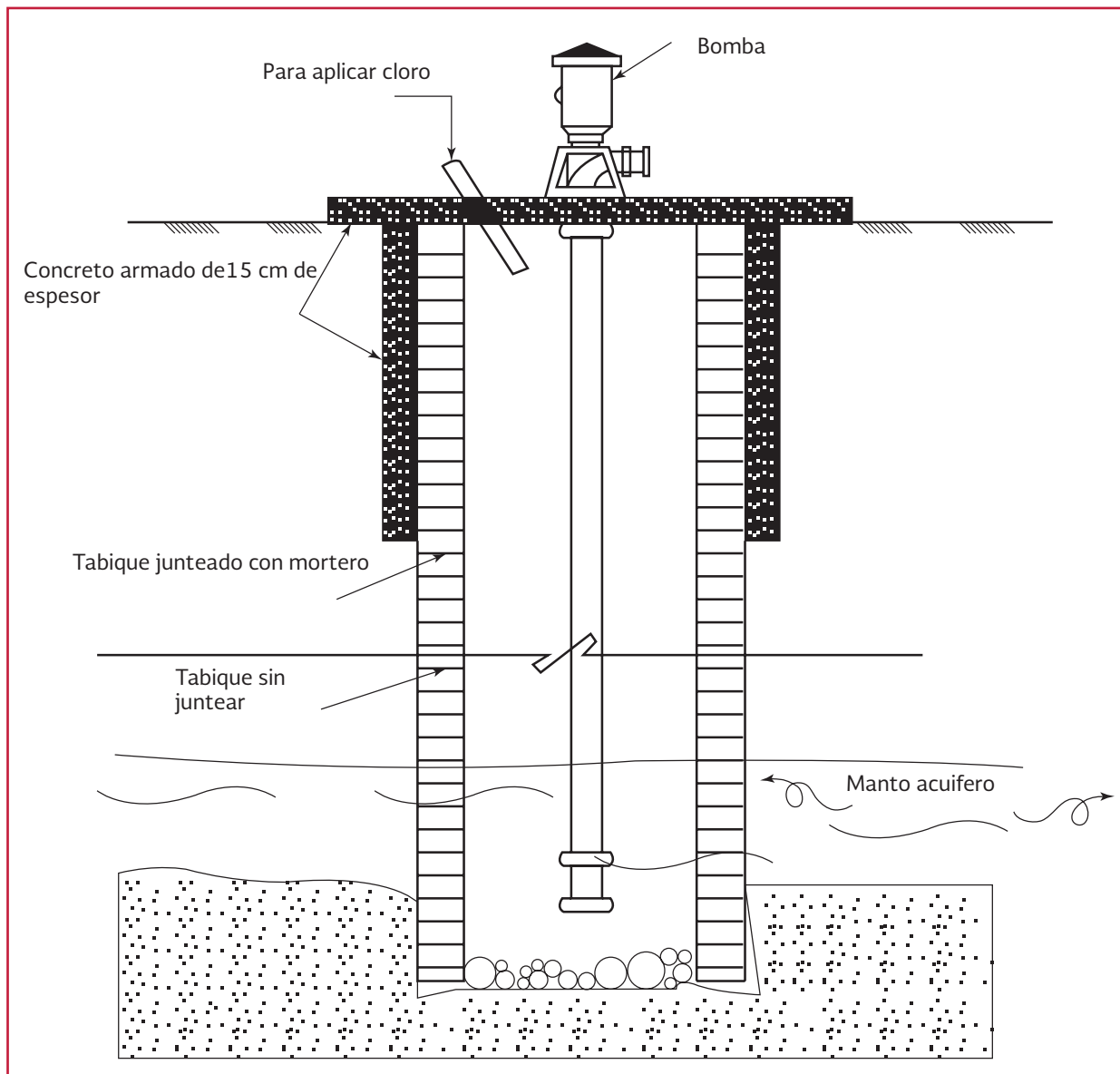
los puntos de contaminación y alejado de ellos a una distancia mínima de 25 m de su emplazamiento.

Generalmente estos pozos son de bajo e incierto rendimiento por la alimentación de la fuente misma, por lo general no más de 25 L/s y cuando son hechos en los cauces de los ríos no más de 40 L/s, excediéndose de estas medidas en pocas ocasiones. En programas hidrométricos para el registro de niveles de agua en una zona productiva, suele ayudar el registro o historia de la profundidad del nivel en estas estructuras.

Las obras de captación a través de pozos someros consisten en una batería de pozos interconectados, como se muestra en la ilustración 5.3, siendo las condiciones ideales tener un acuífero extenso, conectado con el cuerpo superficial de agua y requerir un gasto de extracción pequeño.

La aplicación de pozos someros a un acuífero se ve limitada por el número de unidades a considerar. Cuando se requiere un número excesivo de pozos puede ser preferible la solución de una galería filtrante.

Ilustración 5.2 Pozo con ademe de mampostería de tabique

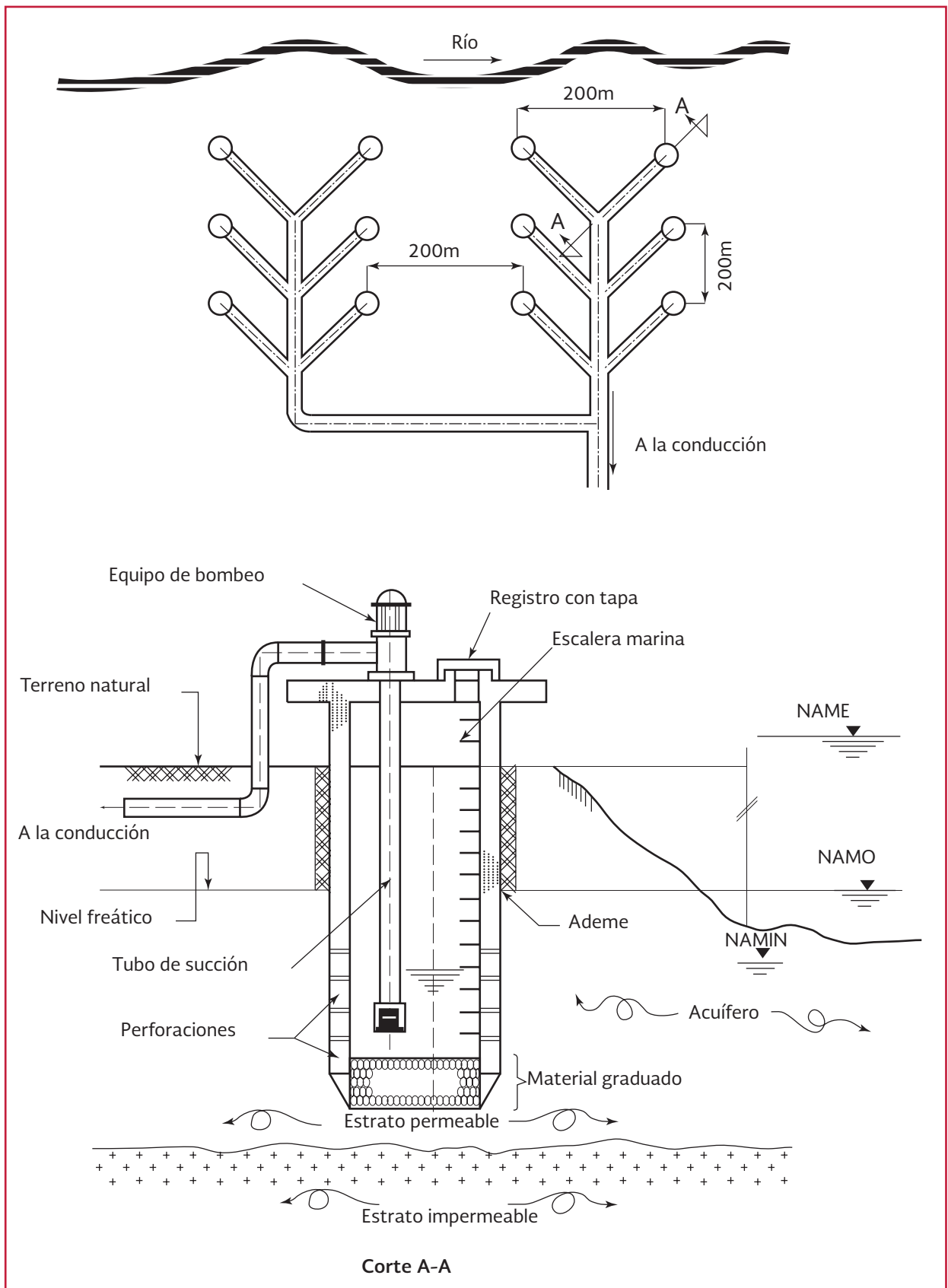


5.2.1.1. Diseño geométrico

Los pozos someros son excavados en el manto permeable, al cual se le coloca un ademe perforado. En la parte superior del pozo se instala el equipo de bombeo que extrae el agua y en el fondo se coloca una capa de material graduado de grueso a fino, como se muestra en la Ilustración 5.3.

Una variante en cuanto a pozos someros son los puyones (*well-points*) que reciben el nombre por el procedimiento de construcción. Se han utilizado pocas veces para el abastecimiento de agua y únicamente en localidades rurales. El procedimiento consiste en introducir en el terreno, en pozo perforado o hincado, una punta coladora de pozo denominada puyón, hasta la formación acuífera.

Ilustración 5.3 Pozos someros



5.2.1.2. Proyecto estructural

El diseño estructural de los pozos someros es semejante al de los pozos Ranney, a excepción de la losa o tapón inferior, que no existe en los pozos someros. En el apartado 5.2.3 se describe detalladamente el procedimiento de diseño y construcción para estructuras de este tipo.

5.2.2. CAPTACIÓN POR GALERÍAS FILTRANTES

La galería filtrante es una estructura que se construye bajo el lecho de un río, mediante la cual se capta el agua del subálveo por filtración y se extrae por gravedad o bombeo.

Para obtener el gasto deseado es necesario definir la longitud de la galería, el diámetro de la conducción con su longitud, el número y dimensiones de los orificios y la profundidad de desplante, todo lo cual depende de los resultados de los estudios de permeabilidad del suelo.

5.2.2.1. Localización

Las galerías filtrantes deben orientarse de acuerdo a la dirección predominante del flujo subterráneo natural dentro del manto permeable. Se tienen dos tipos de orientaciones extremas, la primera paralela al escurrimiento superficial y la segunda en dirección perpendicular.

En el caso de que la corriente en el río alimente a un estrato de alta permeabilidad, el eje de la galería se construirá paralela al eje del río; de igual manera, se construirá la galería paralela al eje del río si el manto permeable es de gran extensión y alimenta a la corriente, esto es, se

presenta el flujo del acuífero hacia la corriente superficial (Ilustración 5.4).

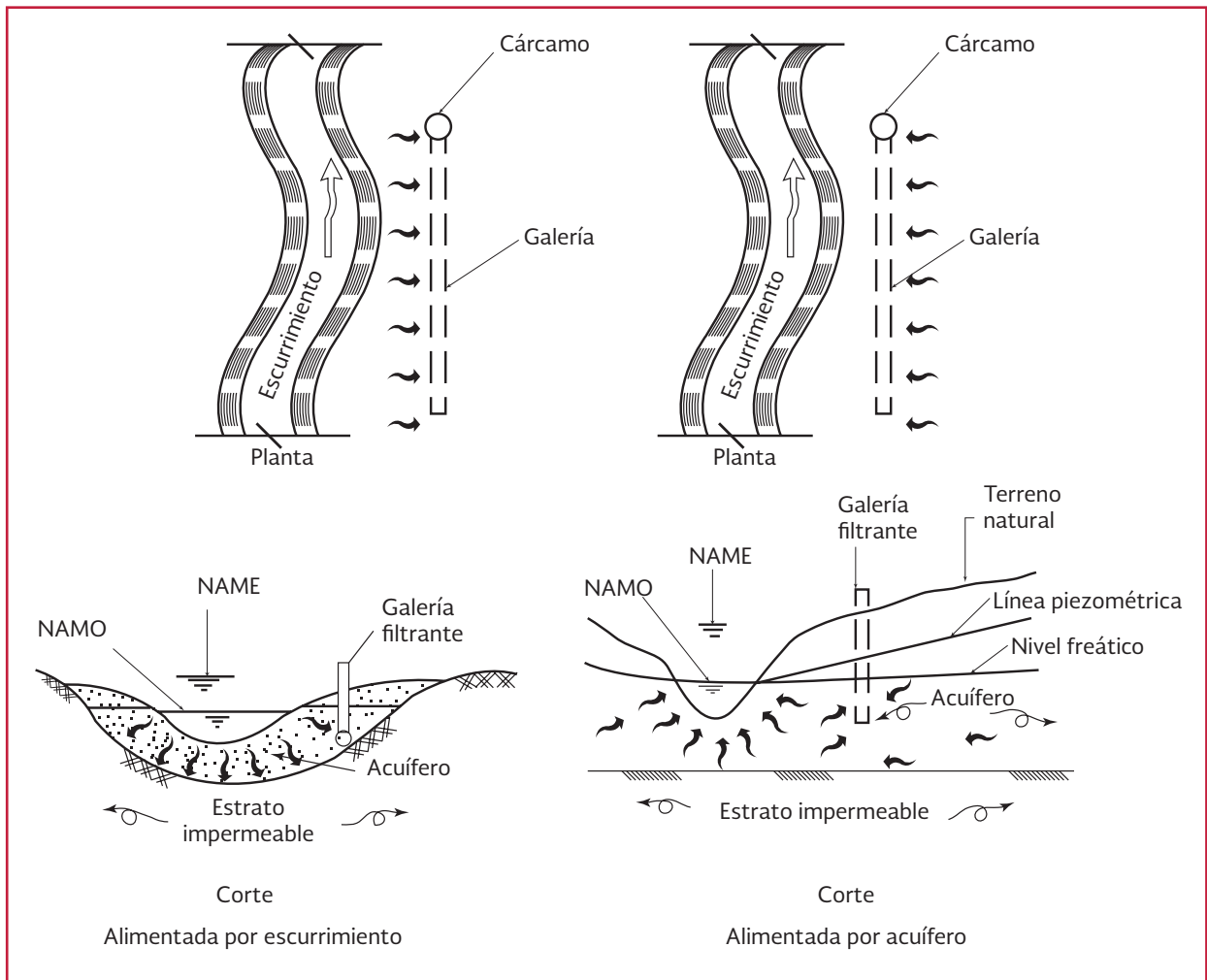
Cuando se presenta un escurrimiento rápido en estratos de baja permeabilidad, la galería se instalará perpendicular al eje del escurrimiento. En la Ilustración 5.5 se muestra esta posición.

Otros usos que se pueden obtener de una galería filtrante es el mejoramiento de un manantial cuando su gasto ha disminuido debido al abatimiento de los niveles freáticos o piezométricos, existiendo la posibilidad de captar estratos con una mayor carga hidráulica. Cuando la descarga de un manantial es por fisuras, se puede interceptar con la galería un mayor número de ellas, para concentrarlas con una sola estructura. Cuando el espesor saturado de un acuífero es pequeño, el gasto y rendimiento de pozos puede ser bajo, resultando más conveniente el uso de una galería filtrante, pues se aprovecha la capacidad transmisora en sentido horizontal.

5.2.2.2. Diseño hidráulico

Estas obras, en lo general, deben proyectarse de acuerdo con la posición y forma del acuífero, con el corte geológico, curvas de nivel de terreno y superficie del nivel freático, a fin de orientar la galería con la dirección de la mayor pendiente de la superficie formada por el nivel de sustracción. Esta obra de captación está formada por una tubería perforada en su parte superior (Ilustración 5.6) colocada sin juntar, que se instala en el fondo de una zanja de sección trapecial hecha a propósito, con la pendiente adecuada, en donde para evitar que a través de las perforaciones entre arena o tierra del relleno de la zanja

Ilustración 5.4 Galerías filtrantes



y para lograr filtrar el agua al mismo tiempo, se coloca sobre el tubo como material de relleno, grava clasificada generalmente en tres capas o espesores que varían (de 40 a 70 cm) según la profundidad de la zanja.

Esta zona filtrante estará constituida por material pétreo lavado con una granulometría adecuada a la del terreno natural del acuífero. La última capa estará formada por material producto de excavación. En ningún caso el diámetro del conducto será menor de 30 cm y la zanja, de preferencia, de sección trapecial.

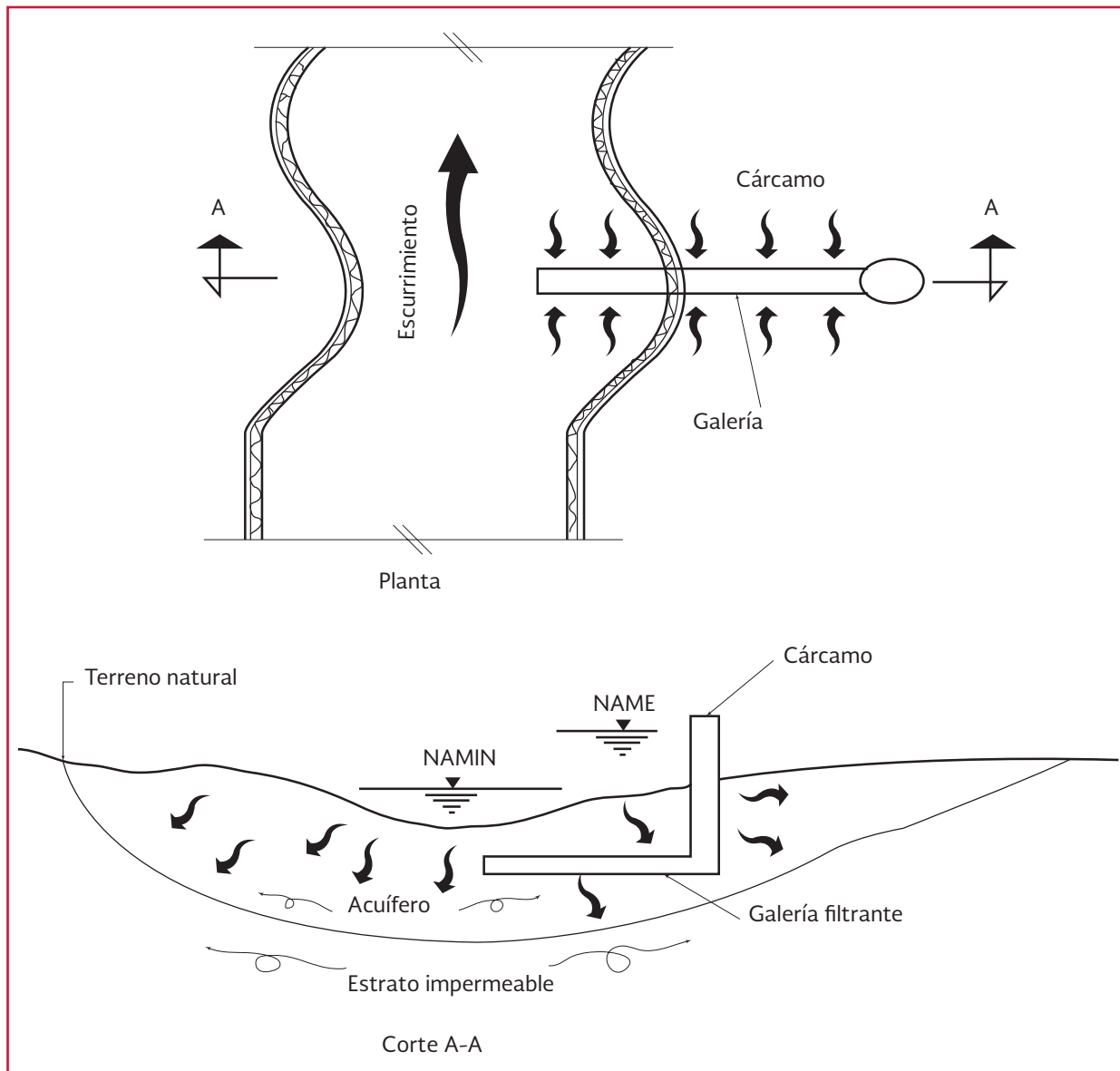
La profundidad máxima de estas obras no debe exceder de 6.00 m, salvo casos especiales.

El ancho del fondo se recomienda de 2 a 3 veces el diámetro de la tubería.

La capacidad de una galería filtrante se puede calcular de forma empírica con la ecuación matemática siguiente (Ilustración 5.7).

$$Q = KL(2H - h') \frac{h'}{2R} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

Ilustración 5.5 Galería filtrante, transversal al escurrimiento



donde:

Q = el gasto o caudal que circula en m^3/s

K = el coeficiente de permeabilidad que depende de la granulometría y porosidad del material del acuífero en m/s . Se puede calcular en laboratorio con un permeámetro

R = el radio del círculo de influencia o cono de depresión de la galería en m (perforaciones de observación)

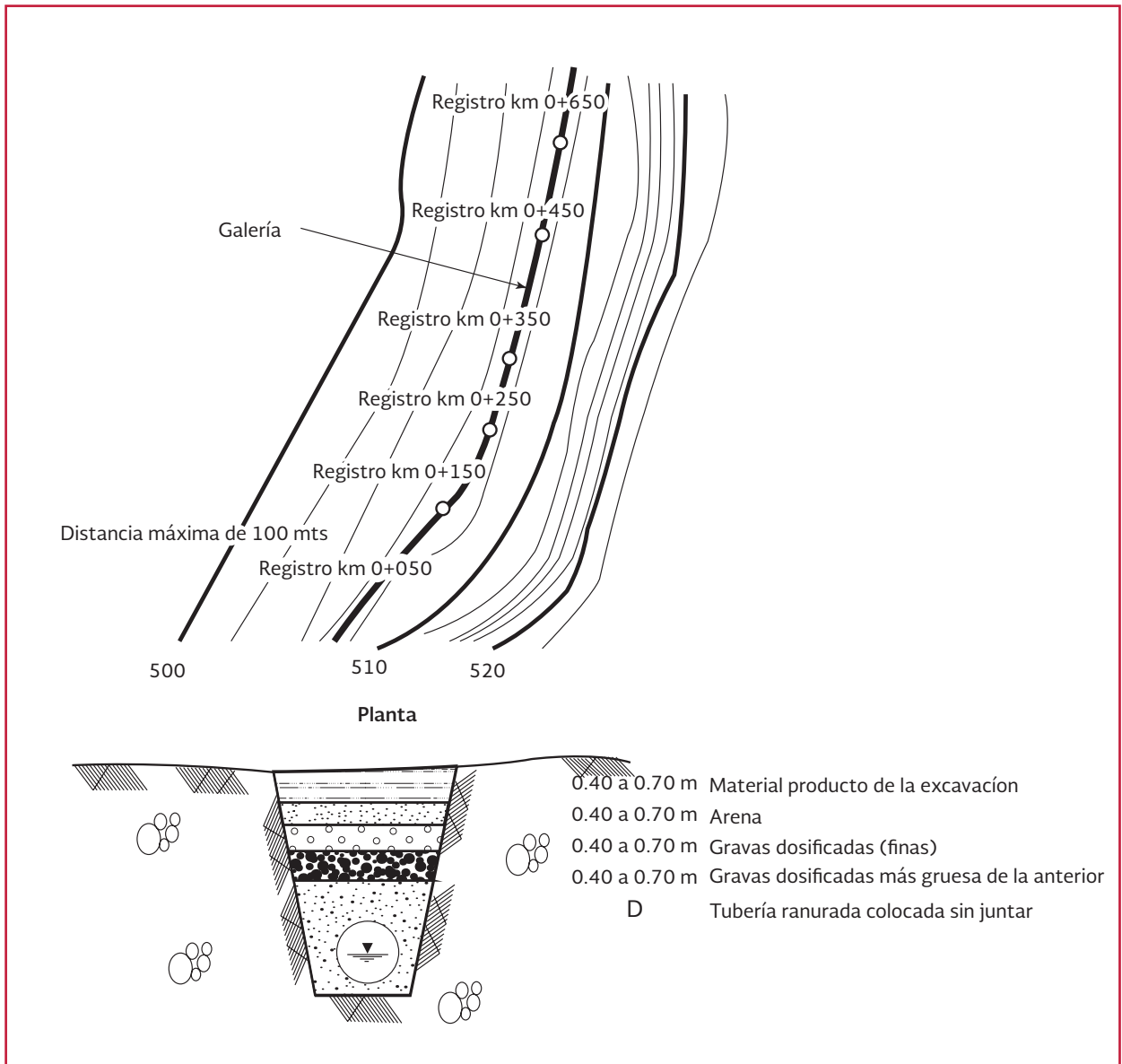
H = la carga estática o distancia vertical del nivel estático al estrato impermeable en m

L = la longitud de la galería en m

h' = el abatimiento observado (nivel estático menos nivel dinámico establecido con la extracción)

Generalmente, en lugar de un fondo horizontal se considera cierta pendiente S . En este

Ilustración 5.6 Galería filtrante



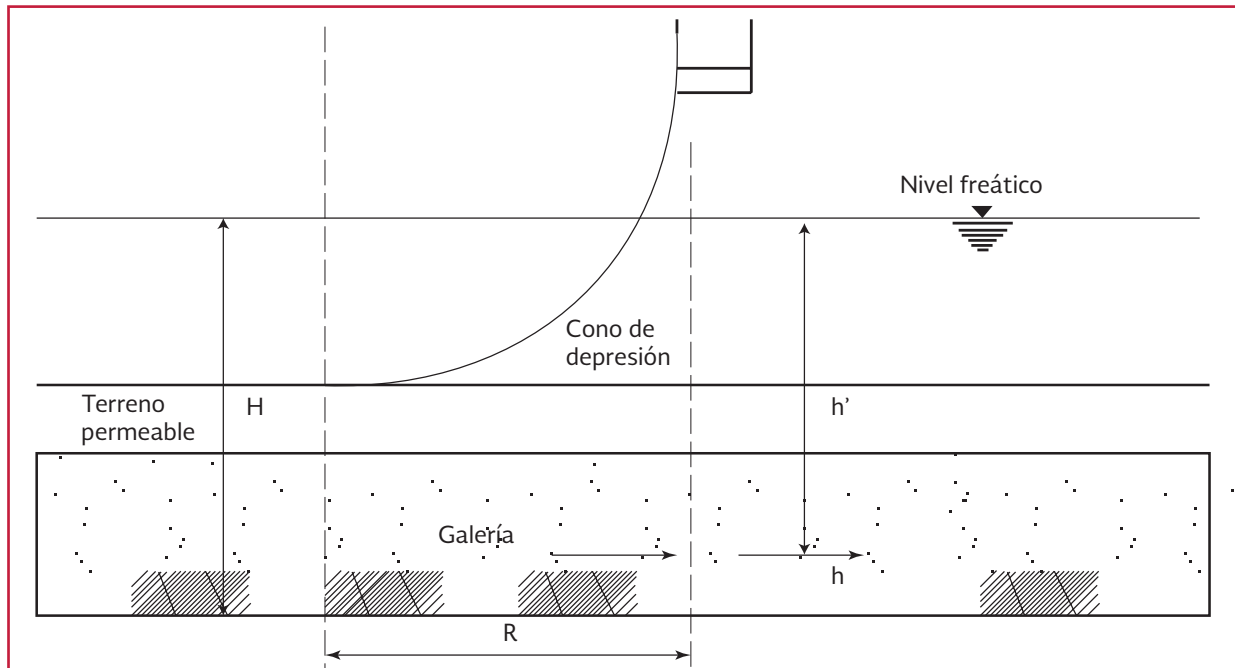
caso puede calcularse previamente el gasto que escurre por el manto acuífero antes de la construcción de la galería:

$$Q = KSHL \quad \text{Ecuación 5.2}$$

Con los valores de Q y L queda definido el caudal unitario $q = Q/L$ con el cual es posible conocer caudales de diseño por tramos (cuando es muy larga la galería) de la tubería, considerando, de

ser necesario, establecer diferentes diámetros (ya que se tendría un flujo espacialmente variado debido a ingresos a lo largo del escurrimiento); la longitud de cada tramo depende de factores locales morfológicos. En muchos casos, dada la longitud de la galería, una vez establecido el caudal de aprovechamiento único o por tramos, se calcula el diámetro de la conducción con un proceso similar al de cálculo de colectores de drenaje, estableciendo los ingresos a cada tramo

Ilustración 5.7 Cono de depresión en galería filtrante



de tubería mediante el producto de la longitud de tramos acumulada aguas arriba de la misma y el caudal q unitario.

Las galerías filtrantes se emplean también en la captación de manantiales cuando se presentan en las laderas o cuando afloran en una superficie y no en un punto definido. Se emplean, en general, en la captación de aguas subálveas, es decir, agua que se infiltra a poca profundidad. La posición de la galería en un río puede ser transversal a la corriente o paralela a ella dentro o fuera del cauce, de acuerdo con la distribución y la circulación del agua freática o subálvea, que se determinará por observación de pozos de exploración emplazados en el área de estudio.

Las perforaciones de los conductos deben ser en forma de ranuras en vez de circular por presentar más dificultad a la obturación. Si las perforaciones se hacen circulares, su dimensión y espaciamiento será el indicado en el caso de los pozos a cielo abierto o excavado. La longitud del

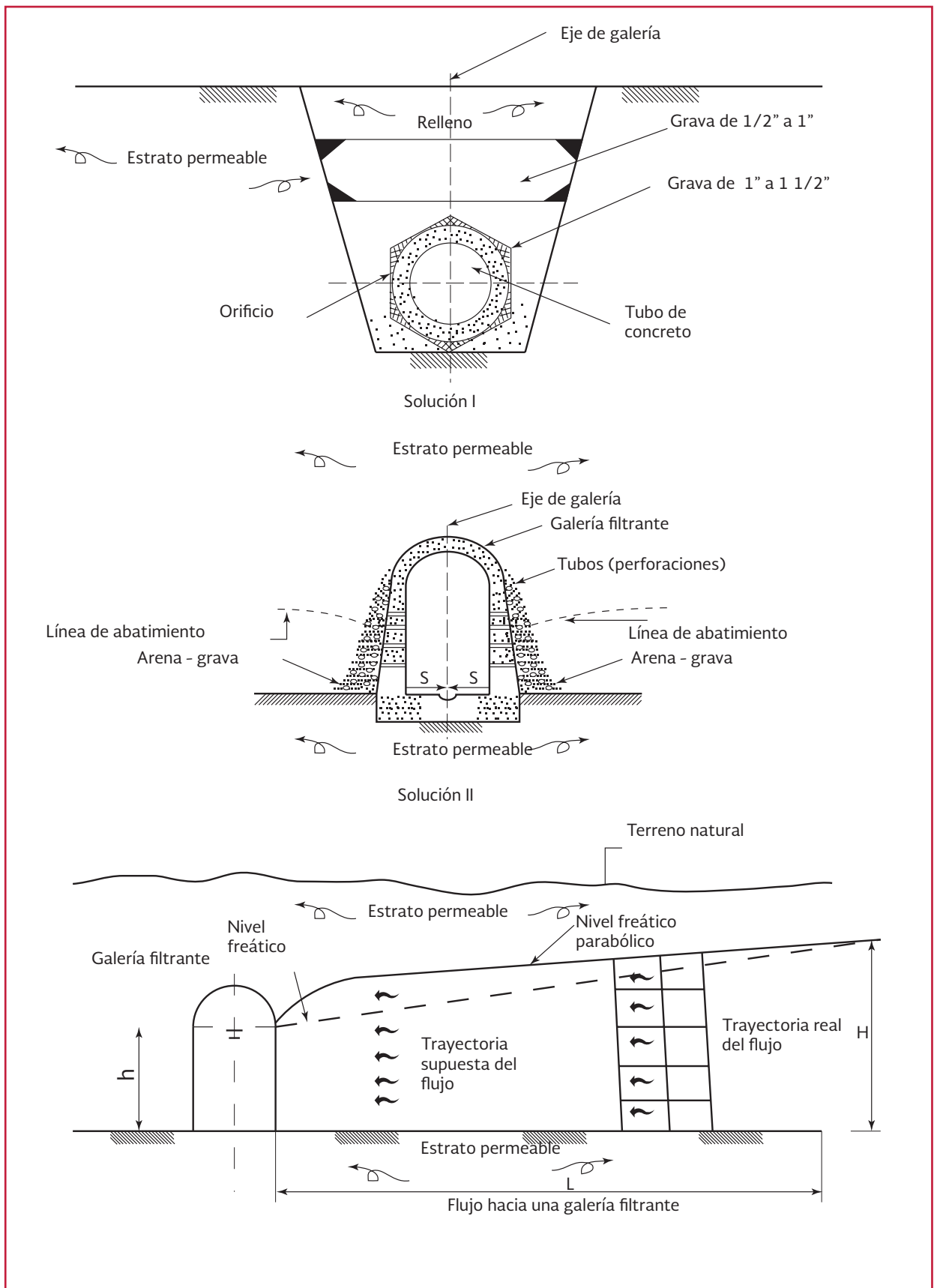
trazo de la galería depende de análisis geológicos, geofísicos y geohidrológicos del acuífero en los cuales se definen de manera aproximada los límites de las formaciones. En resumen, del conocimiento del medio acuífero dependerán las dimensiones del aprovechamiento.

5.2.2.3. Geometría

En la Ilustración 5.8 se muestran los detalles de una galería filtrante con dos opciones, tubo precolado ranurado y galería colada en el sitio. Es conveniente que en los extremos de las galerías y en longitudes aproximadas de 50 metros se construyan pozos de visita.

El costo de una galería filtrante se incrementa rápidamente al aumentar las dimensiones de los conductos para obtener un mayor gasto, ya que se incrementa la excavación en el material permeable, el cual se utiliza tablestacado para evitar derrumbes, así como el bombeo de achique y las capas de material graduado que se colocan

Ilustración 5.8 Galería filtrante (detalles)



alrededor de los conductos para restituir el terreno natural.

La vida útil de la galería es limitada, ya que se disminuye rápidamente la permeabilidad del acuífero en la proximidad de la galería, siendo la limpieza sumamente difícil y en algunos casos prácticamente imposible.

En galerías con diámetros pequeños es posible efectuar una limpieza parcial, inyectando agua a contraflujo en intervalos cortos de tiempo. En los diámetros o longitudes grandes no es posible esto. Sin embargo, es posible introducir hincados dentro del acuífero colectores horizontales, ya sea desde la propia galería, de los pozos de visita o desde el propio cárcamo de bombeo, con el fin de atravesar la zona en que ha disminuido la permeabilidad.

5.2.2.4. Proyecto estructural

La estructura de captación de las galerías filtrantes, como se mencionó en el inciso anterior, son tubos prefabricados o galerías coladas en sitio. Estas estructuras, cuando se encuentran en operación, tienen las mismas cargas hidráulicas tanto en el interior como en el exterior, por lo que su diseño se reduce a considerar las acciones producidas por su peso propio. Durante la construcción, además de este, debe considerarse la carga del relleno del terreno y de los filtros.

5.2.3. POZOS RADIALES O RANNEY

Los pozos Ranney son captaciones horizontales, como las galerías filtrantes. Son diferentes de las galerías filtrantes por la localización de los colectores radiales ranurados (Ilustración 5.9).

El proceso constructivo comienza con la construcción del cárcamo, que consiste en un cilindro vertical que puede hacerse mediante el procedimiento tipo pozo indio, que se va construyendo e hincando por peso propio y efectuando la excavación dentro del cilindro. Una vez concluido y colada la losa de fondo, los colectores se hincan horizontalmente mediante gatos. Llevan los siguientes accesorios:

- Un tramo de tubo terminado en punta para facilitar su penetración en el terreno
- Anillos que sirven de guía al tubo y un cople o manguito impermeable
- La extremidad de cada tubo que entra al pozo central está provista de una compuerta plana accionada desde la casa de máquinas que se ubica sobre dicho pozo

Estos pozos están basados en los principios siguientes:

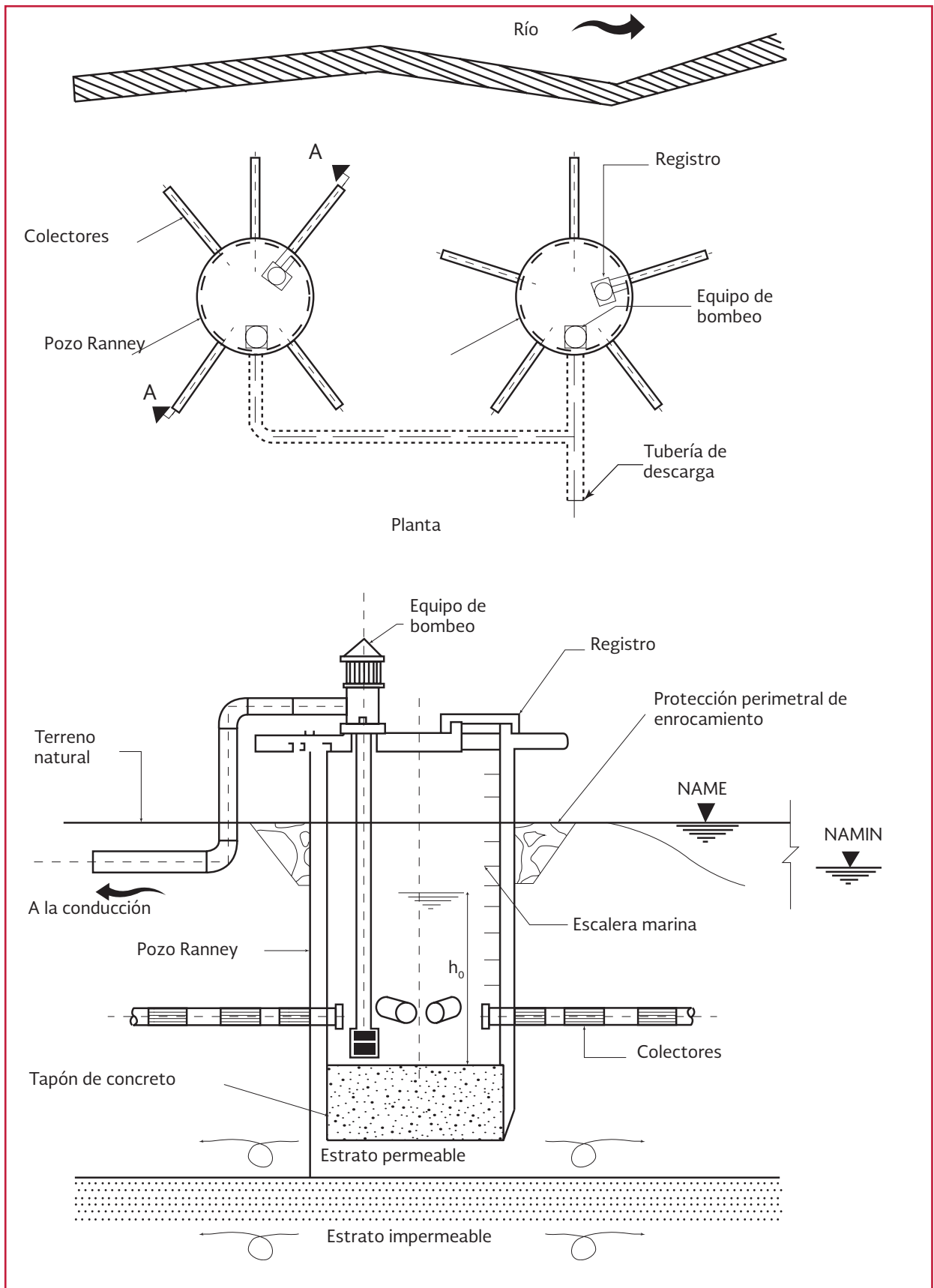
- a) Filtración de una gran superficie de capa acuífera
- b) Extracción artificial de la arena de la misma capa acuífera
- c) Control del gasto o caudal del pozo cerrando las compuertas que se requieran
- d) Impermeabilidad de las paredes del pozo, pues actúan como cárcamo recolector de las aguas

5.2.3.1. Diseño hidráulico

La capacidad de captación en régimen permanente o de servicio normal es dada por la siguiente expresión:

$$Q = 2\pi r h_0 \left(\frac{k}{15} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación 5.3}$$

Ilustración 5.9 Pozo radial o Ranney



donde:

Q = el gasto en m^3/s

r = el radio del pozo en m

h_o = la altura del agua sobre la solera en régimen permanente (cota del agua - cota de la solera)

k = el coeficiente de permeabilidad en m/s

De la anterior expresión se puede ver que el caudal depende del radio r y de la altura h_o y como no se puede hacer mucho para aumentar esta última, debe actuarse sobre el radio, que puede ser grande.

Al ser la velocidad de infiltración en estos pozos (0.1 mm/s) hasta 30 veces inferior a la de los ordinarios (3 mm/s) el arrastre de arenas y elementos finos es menor y se reduce el peligro de azolvamiento de los tubos. Para regular esta velocidad de infiltración se maniobran las compuertas.

Al ser menor la velocidad de extracción y mayor la velocidad de captación de aguas, el descenso de la capa acuífera es menor que la de los pozos ordinarios.

El rendimiento hidráulico de la capa acuífera en estos pozos supera de 45 a 60 por ciento la producción de un pozo ordinario de diámetro similar, pudiendo llegar, en capas freáticas, a caudales de 200 a 400 L/s.

Si los pozos están próximos a un río, pueden dar de 750 a 1 150 L/s.

La filtración que produce la captación no es totalmente segura, pues aunque pequeño, suele haber arrastre de arenas y la gravilla que queda en el lecho no asegura la acción bac-

teriológica de una adecuada filtración, por lo que, si a veces puede evitarse la turbiedad, no así la desinfección.

La velocidad de construcción de un pozo puede ser de 5 a 7 m por semana para el pozo o cárcamo y de 8 a 10 m diarios para la penetración de los tubos horizontales.

Muchas ciudades y plantas industriales favorablemente localizadas para ello, emplean los pozos Ranney en sus captaciones. El propio movimiento de las aguas de las corrientes superficiales (caso particular), cuando estos pozos son utilizados, tienden a impedir que el fango obture el área de captación en el lecho del río.

La producción de un pozo Ranney dependerá de la permeabilidad del acuífero y de la temperatura del agua.

5.2.3.2. Localización

La mejor utilización del pozo Ranney se logra en acuíferos delgados ya que se cuenta con una gran superficie de captación a través de los colectores radiales. Son adecuados para explotar acuíferos de gran permeabilidad que son profundos para utilizar una galería filtrante y de poco espesor para pozos verticales.

Al estar los colectores radiales distribuidos en el acuífero, se evitan fuertes abatimientos locales como el que provocaría un bombeo puntual, disminuyendo el arrastre de material o de mantos de aguas de calidad no deseable como podrían ser de agua salada o salobre que se presentan en la franja costera.

5.2.3.3. Proyecto estructural

Los pozos Ranney generalmente son estructuras cilíndricas de concreto reforzado y se construyen ya sea de una sola sección a cielo abierto en donde se efectúa la excavación para la construcción, realizando posteriormente el relleno alrededor del pozo, o por medio del procedimiento denominado pozo indio, en el cual se van colando las secciones conforme se avanza en la construcción y el hincado del cilindro.

Al diseñar un pozo Ranney se deben considerar las siguientes acciones:

- Acciones permanentes. Estas acciones son las debidas al peso propio, incluyendo de la plataforma de operación y aleros, el empuje exterior del relleno, empuje hidrostático debido al nivel freático, incluyendo subpresión
- Acciones variables. Estas son debidas a la carga viva y a los equipos de bombeo que normalmente se encuentran sobre el pozo. Se recomienda consultar los libros *Estudios Técnicos para Proyectos de Agua y Alcantarillado (Parte I y II)* del *Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento* para las acciones que deben considerarse

La losa de cubierta se diseña para la carga debida al peso propio y las cargas variables. Si se tiene el proyecto funcional con la posición y datos de los equipos de bombeo, como es el peso y carga dinámica, se diseñarán las losas y trabes para el apoyo de los equipos.

La losa o tapón inferior se debe diseñar para dos condiciones de operación, la primera es al tér-

mino de la construcción y antes de empezar a operar, en la cual se tiene la supresión del agua y el pozo no se encuentra con agua en su interior; la segunda condición es durante la operación y la carga que actúa es la reacción neta del terreno sobre la losa de fondo.

Se debe analizar la descarga al terreno cuando el pozo se encuentra con agua en su interior a su máxima capacidad y el terreno donde se localiza es de baja capacidad, en cuyo caso se requiere colocar alerones en la parte inferior o superior, dependiendo si la construcción es a cielo abierto o por el procedimiento de pozo indio.

El muro circular del pozo se debe analizar para la presión exterior del agua y del relleno considerando el pozo vacío. Este análisis se realizará como un recipiente cilíndrico de acuerdo a las recomendaciones indicadas en los libros *Estudios Técnicos para Proyectos de Agua y Alcantarillado (Parte I y II)* del *Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento*.

El segundo procedimiento de construcción es el más adecuado, ya que en el primero se requiere realizar una excavación en un suelo saturado, por lo que es necesario tener un bombeo de achique continuo durante la construcción.

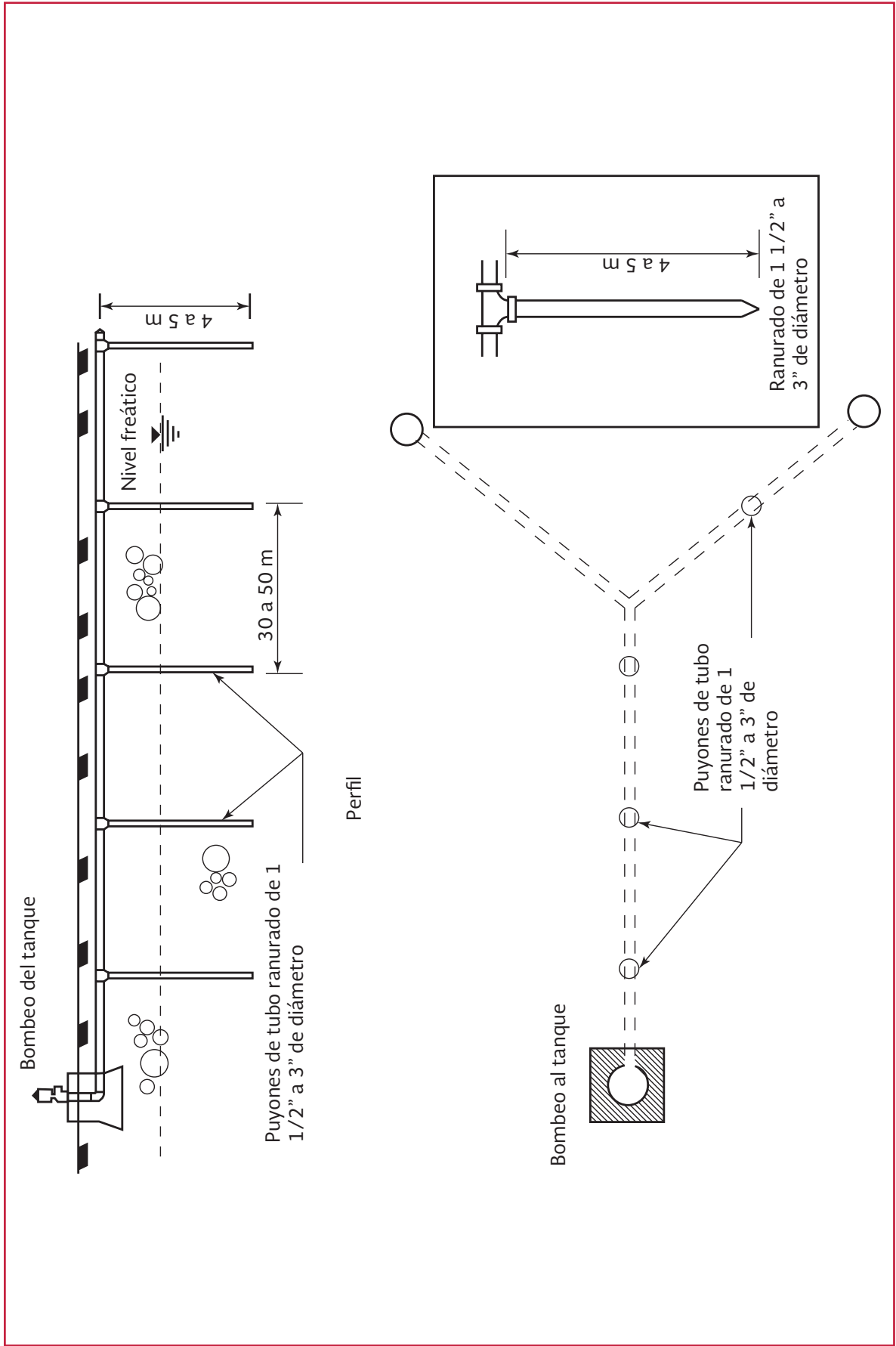
La construcción mediante el procedimiento de pozo indio consiste en construir la dovela inferior de aproximadamente 1.0 a 1.5 m de altura del cilindro en el sitio y excavar en el centro de la dovela; al realizar la excavación la dovela, por su propio peso, empieza a descender, por lo que se debe controlar dicha excavación a fin de que no se produzca una excavación desigual que cause una inclinación definitiva en la estructura.

5.2.4. SISTEMA DE PUYONES (WELL-POINT)

También se puede captar el agua freática por un sistema llamado de puyones cuando el medio permeable es arenoso y superficial. Este sistema consiste en hincar en el terreno una serie de tubos de pequeño diámetro, 38.1 mm a 76.2 mm (1 1/2" a 3") y de 4 a 5 m de longitud (ilustración 5.10). Estos tubos se perfo-

ran y se hincan a distancias que fluctúan entre 30 y 50 m uno de otro y se conectan todos a un tubo múltiple, que a su vez está conectado a la succión de una bomba. Los tubos perforados se protegen en toda su longitud con una malla que sirve de colador, con el fin de evitar la obturación de las perforaciones y de proteger la bomba de la acción abrasiva de la arena. Con este sistema se captan pequeñas cantidades de agua, cada puyón bajo las condiciones de diseño mencionadas, no capta más de 1 L/s.

Ilustración 5.10 Sistema de puyones (well-point)





CONCLUSIONES

Dentro de todas las etapas que forman un sistema de abastecimiento de agua potable, este manual se encargó de presentar los criterios y análisis para el diseño de la infraestructura necesaria en la etapa de captación de agua. Se distinguió entre las fuentes de agua aprovechable, superficiales y subsuperficiales, mostrándose además las estructuras apropiadas para captar agua en cada tipo de fuente, como pozos, cisternas, tomas directas, galerías filtrantes, entre otras.

Se cumple el objetivo de este conjunto de manuales de proporcionar al público interesado las bases para el desarrollo de proyectos de abastecimiento de agua potable, alcantarillado y tratamiento de aguas. Este manual en especial abarcó la amplia gama de infraestructura hidráulica utilizada en la fase de captación, sus características generales, así como los requerimientos técnicos para su construcción y operación.

Se hizo notar la importancia del conocimiento de la ocurrencia y disponibilidad del agua en la zona de estudio para poder aprovechar eficientemente los recursos hídricos. Para el diseño de las obras de captación es necesario contar con registros históricos, por lo que se debe prestar atención a la existencia y buen estado de los sistemas de medición y al manejo de la información, ya que un mal diseño tiene repercusiones en todos los otros componentes del sistema (conducción, distribución, tratamiento, etc.). Igualmente, al momento del diseño, se deben considerar las descargas naturales comprometidas y las recargas a los acuíferos, lo cual resultaría en alteraciones al equilibrio ecológico.

Como se menciona anteriormente, por ser el inicio del sistema, en la etapa de captación se debe tener especial cuidado de tomar en cuenta todos los parámetros y condiciones involucradas para garantizar un funcionamiento adecuado que se vea reflejado en un mejor servicio a los usuarios.

Queda a criterio del técnico aplicar la metodología presentada en este documento para los cálculos correspondientes, además se recomienda estar en contacto con los distintos organismos públicos y privados para generar proyectos integrales encaminados al beneficio de los usuarios del sistema.

BIBLIOGRAFÍA

- Ackers, J., Brandt M. y Powell, J. (2001). *Hydraulic Characterisation of Deposits and Review of Sediment Modelling*. London: UK Water Industry Research, 01/DW/03/18.
- Aparicio, F. J. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México: Limusa.
- Bureau of Reclamation (1987). *Diseño de presas pequeñas*.
- Chow, V. T. (1994). *Open-Channel Hydraulics*. Nueva York: McGraw-Hill.
- Fair, G. M., Geyer, J. C. y Okun, D. A. (1968). *Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales, Tomo I*. México: Limusa.
- Gibson, U. P. y Singer, R. D. (1990). *Manual de los pozos pequeños*. México: Limusa.
- Linsley, R. K. (1949). *Applied Hydrology*. Nueva York: McGraw-Hill.
- Mijailov, L. (1989). *Hidrogeología*. Moscú: Mir Editorial.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos. *Instructivo para aforo de corrientes*. México
- Secretaría de Desarrollo Urbano y Econolgia. *Especificaciones para proyectos de abastecimiento de agua potable en la República Mexicana*. México.
- Simon, A. L. (1986). *Hidráulica práctica*. México: Limusa.
- Sotelo, G. (1997). *Hidráulica general*. México: Limusa.
- Streeter, V. L. (1966). *Fluid Mechanics*. Nueva York: McGraw-Hill.
- Torres Herrera, F. (1980). *Obras hidráulicas*. México: Limusa.
- Valdez, E. C. (1994). *Abastecimiento de agua potable*. México: Facultad de Ingeniería. UNAM.
- Steel, E. W. y McGhee, T. J. (1999). *Abastecimiento de agua y alcantarillado*. Barcelona: Gustavo Gili



TABLA DE CONVERSIONES DE UNIDADES DE MEDIDA

Sigla	Significado	Sigla	Significado
mg	miligramo	kg/m ³	kilogramo por metro cúbico
g	gramo	l/s	litros por segundo
kg	kilogramo	m ³ /d	metros cúbicos por día
mm	milímetro	Sm ³ /h	condiciones estándar de metro cúbico por hora
cm	centímetro	Scfm	condiciones estándar de pies cúbicos por minuto
m	metro	°C	grados Celsius
ml	mililitro	psia	libra-fuerza por pulgada cuadrada absoluta
l	litro	cm/s	centímetro por segundo
m ³	metro cúbico	m/s	metro por segundo
s	segundo	HP	caballo de fuerza (medida de energía)
h	hora	kW	kilowatt
d	día	UNT	unidades nefelométricas de turbiedad
mg/l	miligramo por litro		

Longitud

Sistema métrico	Sistema Inglés	Siglas
1 milímetro (mm)	0.03	in
1 centímetro (cm) = 10 mm	0.39	in
1 metro (m) = 100 cm	1.09	yd
1 kilómetro (km) = 1 000 m	0.62	mi
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 pulgada (in)	2.54	cm
1 pie (ft) = 12 pulgadas	0.30	m
1 yarda (yd) = 3 pies	0.91	m
1 milla (mi) = 1 760 yardas	1.60	km
1 milla náutica (nmi) = 2 025.4 yardas	1.85	km

Superficie

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm ² = 100 mm ²	0.15	in ²
1 m ² = 10 000 cm ²	1.19	yd ²
1 hectárea (ha) = 10 000 m ²	2.47	acres
1 km ² = 100 ha	0.38	mi ²
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in ²	6.45	cm ²
1 ft ² = 144 in ²	0.09	m ²
1 yd ² = 9 ft ²	0.83	m ²
1 acre = 4 840 yd ²	4 046.90	m ²
1 milla ² = 640 acres	2.59	km ²

Volumen/capacidad

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm ³	0.06	in ³
1 dm ³ = 1 000 cm ³	0.03	ft ³
1 m ³ = 1 000 dm ³	1.30	yd ³
1 litro (L) = 1 dm ³	1.76	pintas
1 hectolitro (hL) = 100 L	21.99	galones
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in ³	16.38	cm ³
1 ft ³ = 1 728 in ³	0.02	m ³
1 onza fluida EUA = 1.0408 onzas fluidas RU	29.57	mL
1 pinta (16 onzas fluidas) = 0.8327 pintas RU	0.47	L
1 galón EUA = 0.8327 galones RU	3.78	L

Masa/peso

Sistema métrico	Sistema inglés	
1 miligramo (mg)	0.0154	grano
1 gramo (g) = 1 000 mg	0.0353	onza
1 kilogramo (kg) = 1 000 g	2.2046	libras
1 tonelada (t) = 1000 kg	0.9842	toneladas larga
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 onza (oz) = 437.5 granos	28.35	g
1 libra (lb) = 16 oz	0.4536	kg
1 stone = 14 lb	6.3503	kg
1 hundredweight (cwt) = 112 lb	50.802	kg
1 tonelada larga = 20 cwt	1.016	t

Temperatura

$$^{\circ}C = \frac{5}{9}(^{\circ}F -$$

$$^{\circ}F = \frac{9}{5}(^{\circ}C) + 32$$

Otros sistemas de unidades		Multiplicado por	Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Unidad	Símbolo	Factor de conversión	Se convierte a	
Longitud				
Pie	pie, ft.,'	0.30	metro	m
Pulgada	plg, in,"	25.40	milímetro	mm
Presión/esfuerzo				
Kilogramo fuerza/cm ²	kg _f /cm ²	98 066.50	pascal	Pa
Libra/pulgada ²	lb/ plg ² , PSI	6 894.76	pascal	Pa
atmósfera técnica	at	98 066.50	pascal	Pa
metro de agua	m H ₂ O (mca)	9 806.65	pascal	Pa
mm de mercurio	mm Hg	133.32	pascal	Pa
bar	bar	100 000.00	pascal	Pa
Fuerza/ peso				
kilogramo fuerza	kg _f	9.80	newton	N
Masa				
libra	lb	0.45	kilogramo	kg
onza	oz	28.30	gramo	g
Peso volumétrico				
kilogramo fuerza/m ³	kg _f /m ³	9.80	N/m ³	N/m ³
libra /ft ³	lb/ft ³	157.08	N/m ³	N/m ³
Potencia				
caballo de potencia	CP, HP	745.69	watt	W
caballo de vapor	CV	735.00	watt	W
Viscosidad dinámica				
poise	μ	0.01	pascal segundo	Pa s
Viscosidad cinemática				
viscosidad cinemática	v	1	stoke	m ² /s (St)
Energía/ Cantidad de calor				
caloría	cal	4.18	joule	J
unidad térmica británica	BTU	1 055.06	joule	J
Temperatura				
grado Celsius	°C	tk=tc + 273.15	grado Kelvin	K

Nota: El valor de la aceleración de la gravedad aceptado internacionalmente es de 9.80665 m/s²

Longitud								
de / a	mm	cm	m	km	mi	milla náutica (nmi)	ft	in
mm	1.000	0.100	0.001					
cm	10000	1.000	0.010				0.033	0.394
m	1 000.000	100.000	1.000	0.001			3.281	39.370
km			0.001	1.000	0.621	0.540	3 280.83	0.039
mi			1 609.347	1.609	1.000	0.869	5 280.000	
nmi			1 852.000	1.852	1.151	1.000	6 076.115	
ft		30.480	0.305				1.000	12.000
in	25.400	2.540	0.025				0.083	1.000

Superficie								
de / a	cm ²	m ²	km ²	ha	mi ²	acre	ft ²	in ²
cm ²	1.00						0.001	0.155
m ²	10 000.00	1.00					10.764	1 550.003
km ²			1.000	100.000	0.386	247.097		
ha		10 000.00	0.010	1.000	0.004	2.471		
mi ²			2.590	259.000	1.000	640.000		
acre		4 047.00	0.004	0.405	0.002	1.000		
ft ²	929.03	0.09					1.000	0.007
in ²	6.45						144.000	1.000

Volumen								
de / a	cm ³	m ³	L	ft ³	gal. EUA	acre-ft	in ³	yd ³
cm ³	1.000		0.001				0.061	
m ³		1.000	1 000.000	35.314	264.200			1.307
L	1 000.000	0.001	1.000	0.035	0.264		61.023	
ft ³		0.028	28.317	1.000	7.481			0.037
gal. EUA		0.004	3.785	0.134	1.000		230.974	
acre-ft		1 233.490				1.000		
in ³	16.387		0.016		0.004		1.000	
Yd ³		0.765		27.000				1.000

Gasto								
de / a	l/s	cm ³ /s	gal/día	gal/min	l/min	m ³ /día	m ³ /h	ft ³ /s
l/s	1.000	1 000.000		15.851	60.000	86.400	3.600	0.035
cm ³ /s	0.001	1.000	22.825	0.016	0.060	0.083		
gal/día		0.044	1.000			0.004		
gal/min	0.063	63.089	1 440.000	1.000	0.000	5.451	0.227	0.002
l/min	0.017	16.667	0.000	0.264	1.000	1.440	0.060	
m ³ /día	0.012	11.570	264.550	0.183	0.694	1.000	0.042	
m ³ /h	0.278		6 340.152	4.403	16.667	24.000	1.000	0.010
ft ³ /s	28.316			448.831	1 698.960	2 446.590	101.941	1.000

Eficiencia de pozo			
de	a	gal/min/pie	l/s/m
gal/min/pie		1.000	0.206
l/s/m		4.840	1.000

Permeabilidad							
de	a	cm/s	gal/día/Pie ²	millones gal/día/acre	m/día	pie/s	Darcy
cm/s		1.000	21 204.78		864.000	0.033	
gal/día/pie ²			1.000		0.041		0.055
millón gal/día/acre				1.000	0.935		
m/día		0.001	24.543	1.069	1.000		1.351
pie/s		30.480			26 334.72	1.000	
Darcy			18.200		0.740		1.000

Peso									
de	a	grano	gramo	kilogramo	libra	onza	tonelada corta	tonelada larga	tonelada métrica
Grano (gr)		1.000	0.065						
Gramo (g)		15.432	1.000	0.001	0.002				
Kilogramo (kg)			1 000.000	1.000	2.205	35.273			0.001
Libra (lb)			453.592	0.454	1.000	16.000			
Onza (oz)		437.500	28.350			1.000			
t corta				907.180	2 000.000		1.000		0.907
t larga				1 016.000	2 240.000		1.119	1.000	1.016
t métrica				1 000.000	2 205.000		1.101	0.986	1.000

Potencia									
de	a	CV	HP	kW	W	ft lb/s	kg m/s	BTU/s	kcal/s
CV		1.000	0.986	0.736	735.500	542.500	75.000	0.697	0.176
HP		1.014	1.000	0.746	745.700	550.000	76.040	0.706	0.178
kW		1.360	1.341	1.000	1 000.000	737.600	101.980	0.948	0.239
W				0.001	1.000	0.738	0.102		
ft lb/s					1.356	1.000	0.138	0.001	
kg m/s		0.013	0.013	0.009	9.806	7.233	1.000	0.009	0.002
BTU/s		1.434	1.415	1.055	1 055.000	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal/s		5.692	5.614	4.186	4 186.000	3 088.000	426.900	3.968	1.000

Presión								
de	a	atmósfera	Kg/cm ²	lb/in ²	mm de Hg	in de Hg	m de H ₂ O	ft de H ₂ O
atmósfera		1.000	1.033	14.696	760.000	29.921	10.330	33.899
kg/cm ²		0.968	1.000	14.220	735.560	28.970	10.000	32.810
lb/in ²		0.068	0.070	1.000	51.816	2.036	0.710	2.307
mm de Hg		0.001	0.001	0.019	1.000	0.039	0.013	0.044
in de Hg		0.033	0.035	0.491	25.400	1.000	0.345	1.133
m de agua		0.096	0.100	1.422	73.560	2.896	1.000	3.281
ft de agua		0.029	0.030	0.433	22.430	0.883	0.304	1.000

Energía									
de	a	CV hora	HP hora	kW hora	J	ft.lb	kgm	BTU	kcal
CV hora		1.000	0.986	0.736				2 510.000	632.500
HP hora		1.014	1.000	0.746				2 545.000	641.200
kW hora		1.360	1.341	1.000				3 413.000	860.000
J					1.000	0.738	0.102		
ft.lb					1.356	1.000	0.138		
kgm					9.806	7.233	1.000		
BTU					1 054.900	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal					4 186.000	3 087.000	426.900	426.900	1.000

Transmisividad				
de	a	cm ² /s	gal/día/pie	m ² /día
cm ² /s		1.000	695.694	8.640
gal/día/ft		0.001	1.000	0.012
m ² /día		0.116	80.520	1.000

Conversión de pies y pulgadas, a metros												
ft, in/m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0.000	0.025	0.051	0.076	0.102	0.127	0.152	0.178	0.203	0.229	0.254	0.279
1	0.305	0.330	0.356	0.381	0.406	0.432	0.457	0.483	0.508	0.533	0.559	0.584
2	0.610	0.635	0.660	0.686	0.711	0.737	0.762	0.787	0.813	0.838	0.864	0.889
3	0.914	0.940	0.965	0.991	1.016	1.041	1.067	1.092	1.117	1.143	1.168	1.194
4	1.219	1.245	1.270	1.295	1.321	1.346	1.372	1.397	1.422	1.448	1.473	1.499
5	1.524	1.549	1.575	1.600	1.626	1.651	1.676	1.702	1.727	1.753	1.778	1.803
6	1.829	1.854	1.880	1.905	1.930	1.956	1.981	2.007	2.032	2.057	2.083	2.108
7	2.134	2.159	2.184	2.210	2.235	2.261	2.286	2.311	2.337	2.362	2.388	2.413
8	2.438	2.464	2.489	2.515	2.540	2.565	2.591	2.616	2.642	2.667	2.692	2.718
9	2.743	2.769	2.794	2.819	2.845	2.870	2.896	2.921	2.946	2.972	2.997	3.023
10	3.048	3.073	3.099	3.124	3.150	3.175	3.200	3.226	3.251	3.277	3.302	3.327
11	3.353	3.378	3.404	3.429	3.454	3.480	3.505	3.531	3.556	3.581	3.607	3.632
12	3.658	3.683	3.708	3.734	3.759	3.785	3.810	3.835	3.861	3.886	3.912	3.937
13	3.962	3.988	4.013	4.039	4.064	4.089	4.115	4.140	4.166	4.191	4.216	4.242
14	4.267	4.293	4.318	4.343	4.369	4.394	4.420	4.445	4.470	4.496	4.521	4.547
15	4.572	4.597	4.623	4.648	4.674	4.699	4.724	4.750	4.775	4.801	4.826	4.851
16	4.877	4.902	4.928	4.953	4.978	5.004	5.029	5.055	5.080	5.105	5.131	5.156
17	5.182	5.207	5.232	5.258	5.283	5.309	5.334	5.359	5.385	5.410	5.436	5.461
18	5.486	5.512	5.537	5.563	5.588	5.613	5.639	5.664	5.690	5.715	5.740	5.766
19	5.791	5.817	5.842	5.867	5.893	5.918	5.944	5.969	5.994	6.020	6.045	6.071
20	6.096	6.121	6.147	6.172	6.198	6.223	6.248	6.274	6.299	6.325	6.350	6.375
21	6.401	6.426	6.452	6.477	6.502	6.528	6.553	6.579	6.604	6.629	6.655	6.680
22	6.706	6.731	6.756	6.782	6.807	6.833	6.858	6.883	6.909	6.934	6.960	6.985
23	7.010	7.036	7.061	7.087	7.112	7.137	7.163	7.188	7.214	7.239	7.264	7.290
24	7.315	7.341	7.366	7.391	7.417	7.442	7.468	7.493	7.518	7.544	7.569	7.595
25	7.620	7.645	7.671	7.696	7.722	7.747	7.772	7.798	7.823	7.849	7.874	7.899
26	7.925	7.950	7.976	8.001	8.026	8.052	8.077	8.103	8.128	8.153	8.179	8.204
27	8.230	8.255	8.280	8.306	8.331	8.357	8.382	8.407	8.433	8.458	8.484	8.509
28	8.534	8.560	8.585	8.611	8.636	8.661	8.687	8.712	8.738	8.763	8.788	8.814
29	8.839	8.865	8.890	8.915	8.941	8.966	8.992	9.017	9.042	9.068	9.093	9.119
30	9.144	9.169	9.195	9.220	9.246	9.271	9.296	9.322	9.347	9.373	9.398	9.423
31	9.449	9.474	9.500	9.525	9.550	9.576	9.601	9.627	9.652	9.677	9.703	9.728
32	9.754	9.779	9.804	9.830	9.855	9.881	9.906	9.931	9.957	9.982	10.008	10.033
33	10.058	10.084	10.109	10.135	10.160	10.185	10.211	10.236	10.262	10.287	10.312	10.338
34	10.363	10.389	10.414	10.439	10.465	10.490	10.516	10.541	10.566	10.592	10.617	10.643
35	10.668	10.693	10.719	10.744	10.770	10.795	10.820	10.846	10.871	10.897	10.922	10.947

La segunda columna es la conversión de pies a metros; las siguientes columnas son la conversión de pulgadas a metros que se suman a la anterior conversión.

Tabla de conversión de pulgadas a milímetros								
Pulgadas	0	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8
0	0	3.175	6.35	9.525	12.7	15.875	19.05	22.225
1	25.4	28.575	31.75	34.925	38.1	41.275	44.45	47.625
2	50.8	53.975	57.15	60.325	63.5	66.675	69.85	73.025
3	76.2	79.375	82.55	85.725	88.9	92.075	95.25	98.425
4	101.6	104.775	107.95	111.125	114.3	117.475	120.65	123.825
5	127.0	130.175	133.35	136.525	139.7	142.875	146.05	149.225
6	152.4	155.575	158.75	161.925	165.1	168.275	171.45	174.625
7	177.8	180.975	184.15	187.325	190.5	193.675	196.85	200.025
8	203.2	206.375	209.55	212.725	215.9	219.075	222.25	225.425
9	228.6	231.775	234.95	238.125	241.3	244.475	247.65	250.825
10	254.0	257.175	260.35	263.525	266.7	269.875	273.05	276.225
11	279.4	282.575	285.75	288.925	292.1	295.275	298.45	301.625
12	304.8	307.975	311.15	314.325	317.5	320.675	323.85	327.025
13	330.2	333.375	336.55	339.725	342.9	346.075	349.25	352.425
14	355.6	358.775	361.95	365.125	368.3	371.475	374.65	377.825
15	381.0	384.175	387.35	390.525	393.7	396.875	400.05	403.225
16	406.4	409.575	412.75	415.925	419.1	422.275	425.45	428.625
17	431.8	434.975	438.15	441.325	444.5	447.675	450.85	454.025
18	457.2	460.375	463.55	466.725	469.9	473.075	476.25	479.425
19	482.6	485.775	488.95	492.125	495.3	498.475	501.65	504.825
20	508.0	511.175	514.35	517.525	520.7	523.875	527.05	530.225
21	533.4	536.575	539.75	542.925	546.1	549.275	552.45	555.625
22	558.8	561.975	565.15	568.325	571.5	574.675	577.85	581.025
23	584.2	587.375	590.55	593.725	596.9	600.075	603.25	606.425
24	609.6	612.775	615.95	619.125	622.3	625.475	628.65	631.825
25	635.0	638.175	641.35	644.525	647.7	650.875	654.05	657.225
26	660.4	663.575	666.75	669.925	673.1	676.275	679.45	682.625
27	685.8	688.975	692.15	695.325	698.5	701.675	704.85	708.025
28	711.2	714.375	717.55	720.725	723.9	727.075	730.25	733.425
29	736.6	739.775	742.95	746.125	749.3	752.475	755.65	758.825
30	762.0	765.175	768.35	771.525	774.7	777.875	781.05	784.225

Fórmulas generales para la conversión de los diferentes sistemas

Centígrados a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F}=9/5^{\circ}\text{C}+32$
Fahrenheit a Centígrados	$^{\circ}\text{C}=5/9 (^{\circ}\text{F}-32)$
Réaumur a Centígrados	$^{\circ}\text{C}=5/4 ^{\circ}\text{R}$
Fahrenheit a Réaumur	$^{\circ}\text{R}=4/9 (^{\circ}\text{F}-32)$
Réaumur a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F}=(9/4^{\circ}\text{R})+32$
Celsius a Kelvin	$^{\circ}\text{K}=273.15+^{\circ}\text{C}$
Fahrenheit a Rankine	$^{\circ}\text{Ra}=459.67+^{\circ}\text{F}$

Rankine a Kelvin

 $^{\circ}\text{K}=5/9^{\circ}\text{Ra}$

Factores químicos de conversión					
	A	B	C	D	E
Constituyentes	epm a ppm	ppm a epm	epm a gpg	gpg a epm	ppm a ppm CaCO ₃
calcio Ca ⁺²	20.04	0.04991	1.1719	0.8533	2.4970
hierro Fe ⁺²	27.92	0.03582	1.6327	0.6125	1.7923
magnesio Mg ⁺²	12.16	0.08224	0.7111	1.4063	4.1151
potasio K ⁺¹	39.10	0.02558	2.2865	0.4373	1.2798
sodio Na ⁺¹	23.00	0.04348	1.3450	0.7435	2.1756
bicarbonato (HCO ₃) ⁻¹	61.01	0.01639	3.5678	0.2803	0.8202
carbonato (CO ₃) ⁻²	30.00	0.03333	1.7544	0.5700	1.6680
cloro (Cl) ⁻¹	35.46	0.02820	2.0737	0.4822	1.4112
hidróxido (OH) ⁻¹	17.07	0.05879	0.9947	1.0053	2.9263
nitrate (NO ₃) ⁻¹	62.01	0.01613	3.6263	0.2758	0.8070
fosfato (PO ₄) ⁻³	31.67	0.03158	1.8520	0.5400	1.5800
sulfato (SO ₄) ⁻²	48.04	0.02082	2.8094	0.3559	1.0416
bicarbonato de calcio Ca(HCO ₃) ₂	805.00	0.01234	4.7398	0.2120	0.6174
carbonato de calcio (CaCO ₃)	50.04	0.01998	2.9263	0.3417	1.0000
cloruro de calcio (CaCl ₂)	55.50	0.01802	3.2456	0.3081	0.9016
hidróxido de calcio Ca(OH) ₂	37.05	0.02699	2.1667	0.4615	1.3506
sulfato de calcio (CaSO ₄)	68.07	0.01469	3.9807	0.2512	0.7351
bicarbonato férrico Fe(HCO ₃) ₃	88.93	0.01124	5.2006	0.1923	0.5627
carbonato férrico Fe ₂ (CO ₃) ₃	57.92	0.01727	3.3871	0.2951	0.8640
sulfato férrico Fe ₂ (CO ₄) ₃	75.96	0.01316	4.4421	0.2251	0.6588
bicarbonato magnésico Mg(HCO ₃) ₂	73.17	0.01367	4.2789	0.2337	0.6839
carbonato magnésico (MgCO ₃)	42.16	1.02372	2.4655	0.4056	1.1869
cloruro de magnesio (MgCl ₂)	47.62	0.02100	2.7848	0.3591	1.0508
hidróxido de magnesio Mg(OH) ₂	29.17	0.03428	1.7058	0.5862	1.7155
sulfato de magnesio (MgSO ₄)	60.20	0.01661	3.5202	0.2841	0.6312

epm = equivalentes por millón

ppm = partes por millón

gpg = granos por galón

p.p.m. CaCO₃ = partes por millón de carbonato de calcio



ILUSTRACIONES

Ilustración 1.1 Obras de captación	3
Ilustración 3.1 Ciclo hidrológico	10
Ilustración 3.2 Aplicación del método de los polígonos de Thiessen.	13
Ilustración 3.3 Estructura típica para recolección de agua de lluvia a nivel domiciliario	14
Ilustración 3.4 Techo cuenca	15
Ilustración 4.1 Presa derivadora	18
Ilustración 4.2 Obra de toma directa con canal de llamada	19
Ilustración 4.3 Obra de toma directa en río	20
Ilustración 4.4 Obra de toma directa en río (alternativa 2)	20
Ilustración 4.5 Tirante crítico en vertedor de pared gruesa	21
Ilustración 4.6 Tirante crítico en caída libre	22
Ilustración 4.7 Distribución de la velocidad del flujo en una sección transversal	24
Ilustración 4.8 Colocación de limnógrafo	25
Ilustración 4.9 Curva elevaciones-gastos	25
Ilustración 4.10 Obra de toma directa I	28
Ilustración 4.11 Obra de toma directa II	28
Ilustración 4.12 Obra de toma directa III	29
Ilustración 4.13 Obra de toma directa IV	29
Ilustración 4.14 Obra de toma directa V	30
Ilustración 4.15 Obra de toma directa VI	30
Ilustración 4.16 Obra de toma flotante	32
Ilustración 4.17 Obra de toma flotante	32
Ilustración 4.18 Tipos de barrajes	34
Ilustración 4.19 Dique con escotadura	35
Ilustración 4.20 Obra de toma en dique	36
Ilustración 4.21 Dique con obra de toma	37
Ilustración 4.22 Obra de toma en presa derivadora	39
Ilustración 4.23 Obra de toma con compuertas deslizantes	42
Ilustración 4.24 Obra de toma y estructura de limpia	42
Ilustración 4.25 Obra de toma con compuerta deslizante y conducción a un canal	43
Ilustración 4.26 Obra de toma múltiple	45
Ilustración 4.27 Curva elevaciones-capacidades	46
Ilustración 4.28 Tomas con baja carga de agua	47
Ilustración 4.29 Obras de toma profundas	48
Ilustración 4.30 Rejillas	49
Ilustración 4.31 Coeficiente de contracción	51
Ilustración 4.32 Flujo bajo una compuerta vertical	52
Ilustración 4.33 Flujo bajo una compuerta radial	53

Ilustración 4.34 Coeficiente de gasto de una compuerta plana vertical	53
Ilustración 4.35 Válvula tipo mariposa	55
Ilustración 4.36 Válvula de aguja	55
Ilustración 4.37 Válvula esférica	55
Ilustración 4.38 Válvula de chorro divergente	55
Ilustración 4.39 Diferentes pérdidas	58
Ilustración 4.40 Variación del coeficiente para curvas con relación a su radio para curvas de sección circular	62
Ilustración 4.41 Coeficiente de corrección para las pérdidas en las curvas	63
Ilustración 4.42 Obras de toma en cortinas de concreto o presas de gravedad	65
Ilustración 4.43 Obra de toma típica para agua potable	67
Ilustración 4.44 Obra de toma en cortina de gravedad	67
Ilustración 4.45 Obra de toma en túnel	69
Ilustración 4.46 Obra de toma en cortina de materiales graduados	69
Ilustración 4.47 Obra de toma mediante túneles	70
Ilustración 4.48 Obra de toma mediante túneles	70
Ilustración 4.49 Obra de toma mediante túneles	70
Ilustración 4.50 Obra de toma para presa pequeña	71
Ilustración 4.51 Obra de toma provista de compuertas deslizantes y conductos de concreto	72
Ilustración 4.52 Obra de toma en túnel	72
Ilustración 4.53 Obra de toma para agua potable	74
Ilustración 4.54 Obra de toma, corte transversal	74
Ilustración 4.55 Obra de toma, detalle toma baja	75
Ilustración 4.56 Obra de toma, detalle toma alta	76
Ilustración 4.57 Manantial de afloramiento	77
Ilustración 4.58 Manantial de afloramiento vertical	78
Ilustración 4.59 Manantial emergente	79
Ilustración 4.60 Manantial de grieta o filón	79
Ilustración 4.61 Manantial de afloramiento horizontal	80
Ilustración 4.62 Manantiales intermitentes	81
Ilustración 4.63 Venero protegido por una cámara formada por muro y estructura de cubierta	83
Ilustración 4.64 Venero protegido por una cámara formada por muro y estructura de cubierta	83
Ilustración 4.65 Captación indirecta de manantial	86
Ilustración 5.1 Pozo excavado	89
Ilustración 5.2 Pozo con ademe de mampostería de tabique	90
Ilustración 5.3 Pozos someros	91
Ilustración 5.4 Galerías filtrantes	93
Ilustración 5.5 Galería filtrante, transversal al escurrimiento	94
Ilustración 5.6 Galería filtrante	95

Ilustración 5.7 Cono de depresión en galería filtrante	96
Ilustración 5.8 Galería filtrante (detalles)	97
Ilustración 5.9 Pozo radial o Ranney	99
Ilustración 5.10 Sistema de puyones (well-point)	103



TABLAS

Tabla 4.1 Coeficiente n de Manning para conductos a presión	60
Tabla 4.2 Coeficientes de descarga y de pérdida para orificios cuadrados	62
Tabla 4.3 Coeficiente de pérdidas para ampliaciones	64
Tabla 4.4 Coeficientes de pérdida para válvulas de compuerta	64

