



Introducción a la operación de canales de riego en México

Edmundo Pedroza González
Gustavo Adolfo Hinojosa Cuéllar

T COLECCIÓN
TÉCNICA



MEDIO AMBIENTE
SECRETARÍA DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES



IMTA
INSTITUTO MEXICANO
DE TECNOLOGÍA DEL AGUA



MEDIO AMBIENTE
SECRETARÍA DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES



IMTA
INSTITUTO MEXICANO
DE TECNOLOGÍA DEL AGUA

Introducción a la operación de canales de riego en México

Edmundo Pedroza González
Gustavo Adolfo Hinojosa Cuéllar

IMTA
Agosto, 2022

627.52072 Pedroza González, Edmundo
P54 *Introducción a la operación de canales de riego en México /*
Edmundo Pedroza González, Gustavo Adolfo Hinojosa Cuéllar. -- Jiutepec,
Mor. : Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, ©2022.
128 p.
ISBN Colección Técnica: 978-607-8629-24-4
ISBN:978-607-8629-25-1
1. Hidráulica 2. Canales de riego 3. Gestión del agua
4. Medición de caudales 5. México

INTRODUCCIÓN A LA OPERACIÓN DE CANALES DE RIEGO EN MÉXICO

Edmundo Pedroza González, Gustavo Adolfo Hinojosa Cuéllar

D.R. © 2022 Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Blvd. Paseo Cuauhnáhuac 8532, Progreso,
62550 Jiutepec, Mor., México
Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales
www.gob.mx/imta

Cuidado de la edición: Jesús Hernández Sánchez
Diseño editorial y formación: Gema Alín Martínez Ocampo
Diseño de portada: Oscar Alonso Barrón
Fotografías de entrada de capítulo: Archivo IMTA.
Fotografía de portada: Gema Alín Martínez Ocampo
Webmaster: Claudia Patricia Martínez Salgado

<https://doi.org/10.24850/b-imta-2022-02>

ISBN Colección Técnica: 978-607-8629-24-4
ISBN:978-607-8629-25-1

Agosto de 2022, Jiutepec, Morelos

Hecho en México / *Made in Mexico*

Queda prohibido su uso para fines distintos al desarrollo social.

Las opiniones, datos y citas presentados en esta obra son responsabilidad exclusiva de los autores y no reflejan, necesariamente, los puntos de vista de la institución que edita esta publicación.

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

Índice

In memoriam	7
Presentación	9
1. Distritos de riego, definición y ejemplos.	13
1.1. ¿Qué es un distrito de riego?	13
1.2. Transferencia de los DR.	13
1.3. Conceptos utilizados comúnmente en los DR.	14
1.4. Nomenclatura y características principales de los DR	16
1.5. Ejemplos de DR.	17
1.5.1. DR025 Bajo Río Bravo, Tamps.	17
1.5.2. DR041 Río Yaqui, Son.	19
1.5.3. DR 010 Culiacán Humaya, Sin.	22
2. Componentes de la operación: objetivo, actividades e infraestructura	25
3. Evaluación del cumplimiento del objetivo	29
3.1. Indicadores del cumplimiento de entrega del agua en la cantidad adecuada	29
3.1.1. Suficiencia (P_A): entrega de la cantidad requerida	30
3.1.2. Equidad (P_E): entrega justa o equitativa del agua	31
3.1.3. Uniformidad en la entrega (UE)	32
3.1.4. Gasto promedio por riego (GPR)	32
3.2. Indicadores del cumplimiento de entrega oportuna del agua	32
3.2.1. Confiabilidad (PD): entrega constante en el tiempo	33
3.2.2. Tiempo de trayecto presa-usuario (TE)	33
3.2.3. Tiempo para regar la superficie comprometida ($TRSC$)	34
3.3. Indicador de pérdida de agua en la red de canales: eficiencia (E)	34
3.4. Indicadores complementarios.	35
3.4.1. Flexibilidad	35
3.4.2. Pérdidas económicas por desfasamiento (PED)	36
3.4.3. Superficie regada por riego establecido ($SRRE$)	37
3.4.4. Gasto promedio por riego (GPR)	37
3.5. Indicadores de desempeño usados en México	37
3.6. Cálculos y reflexiones sobre la eficiencia (E)	39
3.7. Pérdidas de agua en los canales de riego.	42
4. Programación	49
5. Entrega del agua	53
5.1. Métodos de distribución.	53
5.1.1. Demanda continua.	54
5.1.2. Demanda libre.	54
5.1.3. Demanda programada	54
5.1.4. Rotación o tandeo	54
5.1.5. A la demanda.	54
5.2. Métodos para el control de la variación del tirante	55
5.2.1. Manual sin motor.	56
5.2.2. Manual con motor.	56
5.2.3. Compuertas flotantes	56
5.2.4. Automático local.	56
5.2.5. Automático distribuido	57

5.2.6. Automático central	57
5.2.7. Manual con supervisión remota	58
5.3. Métodos de operación del tramo	58
5.3.1. Tirante constante aguas arriba	60
5.3.2. Tirante constante aguas abajo	60
5.3.3. Operación de volumen constante	61
5.3.4. Operación de volumen controlado	61
5.4. Métodos de operación de las estructuras reguladoras	61
5.4.1. Operación secuencial	61
5.4.2. Operación simultánea	62
5.4.3. Operación selectiva	63
5.4.4. Operación anticipada	63
5.5. Compatibilidad entre los métodos y la infraestructura	64
6. Hidrometría	67
6.1. Medición con molinete mecánico	68
6.2. Hidrometría ultrasónica	69
6.2.1. Aforador de tiempo de travesía	70
6.2.2. Aforador acústico Doppler flotante	72
6.2.3. Aforador acústico Doppler lateral	73
6.3. Aforadores de garganta larga	74
6.4. Aforadores Parshall	75
6.5. Consideraciones en el uso de los aforadores Parshall	76
6.6. El Círculo de la Medición Efectiva (CIME) aplicada a los canales de riego	76
6.6.1. Identificación de las necesidades de administración del agua	77
6.6.1.1. Respeto a los volúmenes asignados	78
6.6.1.2. Evaluación de beneficios por mejoras en la infraestructura	78
6.6.1.3. Ejercicio de la autoridad en la entrega	78
6.6.1.4. Cobro del servicio de riego	78
6.6.1.5. Cálculo de las eficiencias	78
6.6.1.6. Reducción de pérdidas administrativas	78
6.6.2. Requerimientos de medición	79
6.6.2.1. Error máximo aceptable	79
6.6.2.2. Frecuencia de la medición	79
6.6.2.3. Metrología	79
6.6.2.4. Recopilación de información	79
6.6.2.5. Necesidades de telemetría	80
6.6.3. Problemática relacionada	80
6.6.3.1. Insuficiencia de tramos rectos	80
6.6.3.2. Vandalismo	80
6.6.3.3. Variación de la sección de hidráulica	81
6.6.3.4. Presencia de maleza acuática y azolves	81
6.6.3.5. Personal de aforo insuficiente	81
6.6.3.6. Bordo libre insuficiente en los canales	81
6.6.3.7. Sólidos en suspensión	81
6.6.4. Selección de medidores	82
6.6.5. Recepción, almacenamiento y análisis de información	82
6.6.6. Satisfacción de las necesidades de medición	83
6.6.7. Modificaciones en las necesidades de medición	83

7. Infraestructura	85
7.1. Fuentes de abastecimiento.....	86
7.1.1. Presas de almacenamiento.....	86
7.1.2. Ríos	87
7.1.3. Pozos profundos.....	88
7.2. Presas derivadoras.....	89
7.2.1. Bordos sencillos	89
7.2.2. Bordos estructurados.....	89
7.3. Canales	91
7.3.1. Canales de tierra.....	93
7.3.2. Canales revestidos.....	93
7.3.3. Canales entubados	94
7.3.4. Drenes	94
7.4. Estructuras reguladoras y derivadoras: descripción y funcionamiento hidráulico del conjunto	95
7.5. Estructuras reguladoras	97
7.5.1. Estructuras reguladoras manuales	97
7.5.1.1. Represas de agujas.....	98
7.5.1.2. Compuertas planas	100
7.5.1.3. Compuertas radiales manuales y radiales con motor	101
7.5.2. Compuertas automáticas.....	102
7.5.2.1. Compuertas instrumentadas	102
7.5.2.2. Compuertas flotantes.....	102
7.5.3. Vertedores de cresta larga	104
7.5.4. Estructuras derivadoras	105
7.5.4.1. Estructuras derivadoras de gasto variable.....	106
7.5.4.2. Estructuras derivadoras de gasto constante	107
7.6. Consideraciones sobre el uso de compuertas AMIL	111
7.7. Estructuras auxiliares	113
7.7.1. Puentes canal	113
7.7.2. Sifones invertidos.....	115
7.7.3. Túneles	116
7.7.4. Sifones automáticos	116
7.7.5. Desagües de excedencias	118
Referencias	120
Anexo 1. Listado de distritos de riego	122
Índice de figuras	125
Índice de tablas	128

In memoriam

El ingeniero agrónomo especialista en irrigación y egresado de la Escuela Nacional de Agricultura, Gustavo Adolfo Hinojosa Cuellar. Su experiencia fue vasta e importante y desempeñó diferentes cargos dentro del sector hidroagrícola: Subdelegado de Agricultura de la Delegación Estatal de la SARH en Tamaulipas Norte, 1989; Ingeniero en Jefe de Operación y Conservación del Distrito de Riego 025 Bajo Río Bravo, Tamps. 1989-1991; responsable del Programa de Capacitación en apoyo a la transferencia y modernización de los distritos de riego en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 1991-1992, Subgerente Regional de Infraestructura Hidroagrícola de la Gerencia Regional Golfo Norte de la Conagua, 1998-2007; Director de Agua Potable del Organismo de Cuenca Golfo Norte de la Conagua, 2014-2015; Gerente de Distritos de Riego de la Subdirección General de Infraestructura Hidroagrícola de la Conagua, 2016-2018. Falleció mientras ejercía el cargo de Director del Organismo de Cuenca Golfo Norte de la Conagua en 2018.

Descanse en paz Gustavo... descanse en paz porque así lo merece.

Así lo merece porque fue un hombre de una calidad humana extraordinaria, un hombre sabio, un hombre bueno.

Este libro es producto de su vasto conocimiento y sus valiosos consejos. Vaya como un pequeño homenaje para él, pequeño en comparación con su impresionante estatura espiritual.





Presentación

La operación de canales de riego es el conjunto de acciones realizadas para obtener, conducir, distribuir y entregar agua en un distrito de riego, procurando el menor desperdicio posible. La descripción y explicación de la manera de realizar dicha operación, se facilita si se visualiza como una interacción entre los siguientes aspectos: objetivo, actividades e infraestructura.

Estos tres aspectos son los componentes de la operación de los canales de riego y se presentan con detalle en los capítulos siguientes. Respecto al objetivo se mencionan y describen varios indicadores útiles para evaluar el grado de cumplimiento del mismo. Así mismo, se dedica un capítulo a los pormenores de las actividades principales que se dividen en programación, entrega e hidrometría. En la parte final se clasifican las diferentes obras o construcciones que conforman la red de canales.

Algunos de los contenidos aquí expuestos se fundamentan en fuentes técnicas reconocidas dentro y fuera de nuestro país, otros se derivan de la experiencia individual y conjunta de los autores.

Un primer contacto con los canales de un distrito de riego se estableció cuando el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, IMTA, colaboró en la automatización del canal alto del Yaqui en Sonora. En esa ocasión se trabajó en la simulación de su funcionamiento hidráulico para lo cual fue necesario conocer a detalle su infraestructura y sus elementos topográficos e hidráulicos. Ello redundó en la adquisición de un conocimiento cercano de las diferentes partes del canal, de las lagunas intermedias, de los túneles y sifones, de los diversos tipos de estructuras colocadas en forma transversal en el canal, así como de aquellas ubicadas lateralmente. Muchas estructuras se midieron personalmente.

La simulación requería del conocimiento de la forma de operar el canal, la ubicación de los niveles de agua a controlar, el tipo de compuertas, la manera de calcular las aberturas y los gastos, entre otros detalles.

También se revisó la baja capacidad del canal Culiacán-Humaya para conducir el gasto esperado de acuerdo a su diseño. Otra vez fue necesario realizar

trabajos de campo para conocer la infraestructura y la forma de operarlo y apreciar con todo detalle las características de su construcción.

Además se colocaron y calibraron baterías transversales de compuertas flotantes AMIL en el canal Rode en Tamaulipas. Por otra parte se calcularon las sobreelevaciones resultantes de la obra civil y se instruyó al personal acerca de la nueva forma de operación.

En 1996 se percibieron aparentes inconsistencias en los gastos de entrada y salida de algunas presas. En consecuencia, se llevaron a cabo aforos comparativos en gran número de ellas con los que se evidenciaron inconvenientes importantes en las mediciones. Ello impulsó un programa para su mejoramiento que comenzó en los mismos embalses y se extendió a pozos agrícolas y canales de riego. En la mayoría de los grandes distritos de riego del país se colocaron estaciones hidrométricas ultrasónicas.



Figura presentación 1.
Presa Francisco Zarco.



Los autores de este libro coincidieron laboralmente en el mejoramiento de la medición en la Comarca Lagunera donde se colocaron medidores ultrasónicos en los túneles de salida de la presa Lázaro Cárdenas (El Palmito), en el río Nazas, en la presa Francisco Zarco (Las Tórtolas) y en los canales principales y laterales.

Se logró que el dato entregado por el medidor ultrasónico de la presa El Palmito se tomara como oficial para su operación y se propusieron diversas técnicas para la instalación de los aforadores en los canales, antes de la llegada del agua correspondiente al periodo de riego y, para evitar el vandalismo, retirarlos cuando bajara su nivel



Figura presentación 2.
Presal Lázaro Cárdenas.

1

CAPÍTULO



Distritos de riego, definición y ejemplos

1.1. ¿Qué es un distrito de riego?

Un distrito de riego (DR en lo subsecuente) es una zona geográfica en la que se ubican un conjunto de canales de riego, una o más fuentes de abastecimiento de agua y las áreas de cultivo. Su función principal es el suministro de agua para la producción agropecuaria.

De acuerdo con la Comisión Nacional del Agua (2021), los DR son proyectos de irrigación desarrollados por el Gobierno Federal desde 1926, año de creación de la Comisión Nacional de Irrigación, e incluyen diversas obras, tales como vasos de almacenamiento, derivaciones directas, plantas de bombeo, pozos, canales y caminos, entre otros. En la Figura 1.1 se muestra el esquema general de un DR.

Para la seguridad de los propios canales y para la conducción del agua a través de cerros y ríos, los canales cuentan, entre otras estructuras, con túneles, sifones invertidos o puentes-canal; y desfogues o sifones para controlar los ingresos extraordinarios de agua. En el capítulo 7 se describen con detalle todos los elementos que integran una red de canales.

Vale la pena destacar que, además de los DR, en México existen la Unidad de Riego (UR) y la Unidad de Riego para el Desarrollo Rural, Urderal; ambas tienen los mismos objetivos que los DR pero, aunque cuentan con autonomía, son supervisadas eventualmente por el gobierno federal a través de la Conagua.

1.2. Transferencia de los DR

Antes de 1992, el gobierno federal era el encargado de la administración de los DR a través de diferentes dependencias; al respecto la Conagua informó (Conagua, 2018a):

“Con la creación de la Conagua en 1989 y la promulgación de la Ley de Aguas Nacionales en 1992, dio inicio la transferencia de los DR a los usuarios, apoyada en un programa de rehabilitación parcial de la

infraestructura que se ha ido concesionado en módulos de riego a las asociaciones de usuarios.

A diciembre de 2016, se había transferido a los usuarios más del 99% de la superficie total de los DR. Hasta dicha fecha, solamente dos distritos no habían sido totalmente transferidos a los usuarios: 003 Tula y 018 Colonias Yaquis, en los estados de Hidalgo y Sonora, respectivamente”

La información antes mencionada generó, entre muchas e importantes implicaciones, figuras jurídicas apropiadas para esta circunstancia como

las asociaciones civiles de usuarios y las sociedades de responsabilidad limitada.

1.3. Conceptos utilizados comúnmente en los DR

Administrativos:

Usuario. Productor rural propietario o poseedor de una superficie registrada en el padrón de usuarios de un DR. Constituye la unidad básica de producción y organización.

Padrón de usuarios. Registro donde se inscriben los agricultores ubicados den-

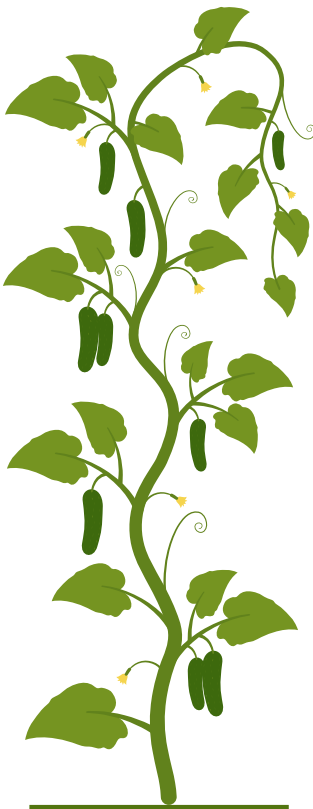


Figura 1.1. Esquema simplificado de un DR.





tro de un DR con derecho a recibir el servicio de riego. La información básica que debe contener es: número de lote, nombre y característica del usuario, superficie total con derecho a riego, tipo de aprovechamiento y derechos de agua.

Asociaciones civiles de usuarios (ACU). Organización de usuarios constituida en los términos del código civil del estado en que se ubica el DR y del que recibe el título de concesión de aguas para administrar, operar y conservar la infraestructura hidroagrícola (red menor) localizada en su módulo de riego. La máxima autoridad es la asamblea general de usuarios. El presidente de la asociación es el responsable de la administración y el gerente técnico de la operación y conservación.

Sociedades de responsabilidad limitada (SRL). Organización de nivel superior que conjunta a todas las ACU de un DR y la integran sus presidentes respectivos. Tiene a su cargo la concesión para administrar, operar y conservar la red principal o mayor del DR.

Transferencia. Proceso administrativo, conforme a la Ley de Aguas Nacionales, mediante el cual se delega a los usuarios de un DR, organizados en ACU, la atribución de administrar, operar y conservar la infraestructura de un módulo de riego.

Operativos:

Lote. Superficie de terreno, propiedad o posesión de un usuario, inscrito en el padrón de usuarios, que recibe el servicio de riego proporcionado por la ACU

a la que pertenece. Varía entre 0.2 y 100 ha. Es la unidad básica a partir de la cual se diseña la operación del DR.

Punto de control. Estructura de un canal de riego a través de la cual se le entrega el agua a un lote, sección de riego, módulo de riego, UR o DR.

Sección de riego. Conjunto de lotes que se riegan por un punto de control común con superficies entre 500 y 2 500 ha.

Módulo de riego. Área compacta con un punto de entrega de agua común, que corresponde a los lotes de los usuarios de una sola ACU. Los términos Módulo de Riego (superficie e infraestructura) y ACU se usan indistintamente. Usualmente la superficie de un módulo de riego varía entre 3 000 y 10 000 ha, aunque existen excepciones en ambos límites.

Unidad de riego de un distrito de riego (no confundir con Urderal). Conjunto de secciones de riego completas que se abastecen por puntos de control comunes. Puede constar de uno o varios módulos de riego, normalmente con superficies entre las 5 000 y 50 000 ha.

Comité hidráulico. Órgano colegiado de concertación cuyo objetivo es manejar adecuadamente el agua y la infraestructura concesionada. Se integra con los representantes de los usuarios (presidentes de las ACU y de las SRL) y personal técnico de la Conagua. El presidente del comité es el ingeniero en jefe del DR y

el secretario es el jefe de operación. Los presidentes de las ACU y las SRL participan como vocales con voz y voto.

1.4. Nomenclatura y características principales de los DR

De acuerdo a su fecha de creación a cada DR se le asignó un número, por ejemplo el 1 para el DR 001 Pabellón en el estado de Aguascalientes, porque fue el primero en crearse. En el Anexo 1 se presenta un listado de los DR en México.

Existen casos especiales de DR que operativamente incluyen a otros, como es el caso del DR 029 Xicoténcatl, Tamps. que concentra al DR 039 Río Frío, Tamps. y a la Unidad San Lorenzo del DR 092 Río Pánuco, Tamps. Se manejan las abreviaturas de los estados porque así se conforma el nombre oficial del DR.

A su vez existen DR manejados de manera independiente, que tienen el mismo número y que para diferenciarlos, se les agrega una letra: DR 092-A Río Pánuco Unidad Las Ánimas, Tamps., 092-B Río Pánuco Unidad Pujal Coy, S.L.P., Ver. y 092-C Río Pánuco Unidad Chicayán, Ver. Esto debido a que sus fuentes de abastecimiento son independientes y distantes. Para el caso del DR 092-A es el río Guayalejo en Tamaulipas, para el 092-B el río Tampaón en San Luis Potosí y para el 092-C el río Chicayán en Veracruz.

Existen casos como el de los DR 018 Colonias Yaquis, Son. y 041 Río Yaqui, Son. que operan separadamente, aunque su fuente de abastecimiento es la misma, el DR 005 Delicias, Chih. comparte su fuente de abastecimiento con la UR Labores Viejas, sin embargo operan independientemente.

Tabla 1.1. Características de los DR y las UR y algunas diferencia entre ellos.

Característica	Distrito de riego	Unidad de riego
Superficie (ha)	Mayor a 2 000 ha	Menor a 500 ha
Propiedad de la infraestructura mayor	Federal	Particular y/o ejidal
Propiedad de la tierra	Particular y/o ejidal	Particular y/o ejidal
Cantidad	88	39 000, aproximadamente
Organización de usuarios	Asociación Civil de Usuarios	Sociedades no formales, organizadas para la concesión
Título de concesión	Agua, infraestructura y maquinaria	Agua
Supervisión de la operación	Permanente por Conagua	Eventual
Planificación del riego	Plan de riego autorizado por Conagua	Indefinido
Influencia en el entorno económico	Regional e incluso estatal	Local
Cuotas de riego	Se entregan parcialmente al gobierno federal y para uso de la ACU	Uso particular
Régimen legal de la asociación	Código civil del estado	Usos y costumbres

Desde el año 2005, el DR 081 Estado de Campeche, Camp. presenta una figura administrativa especial denominada Coordinación de Unidades de Riego.

En 2018 la Conagua reportó la operación de 86 DR en el país, con alrededor de 6.5 millones de hectáreas, incluyendo más de 40 mil UR (Conagua, 2018b). En la Tabla 2.1 se muestran las principales características de los DR y las UR y algunas diferencias entre ellos. Es importante señalar que estas características son específicas para cada tipo de área de riego, pero existen excepciones en cada caso; por ejemplo, se tienen UR mayores a 4 000 hectáreas (UR Río Blanco, municipio de Hidalgo en el estado de Tamaulipas) y UR organizadas en ACU y SRL.

1.5. Ejemplos de DR

A continuación se describen tres DR del norte del país; se eligieron por su gran dimensión y contar con una amplia variedad de elementos comunes a los demás. Es importante destacar que todos los DR poseen una organización similar pero adaptada a las condiciones locales de disponibilidad de agua, tipo de fuente de abastecimiento, sistemas de producción, climatología e incluso condiciones socioeconómicas.

1.5.1. DR025 Bajo Río Bravo, Tamps.

Se encuentra en el estado de Tamaulipas al noreste del país, entre los municipios



Figura 1.2. Localización del DR 025 Bajo Río Bravo, Tamps.

de Matamoros, Valle Hermoso, Río Bravo y Reynosa, en la frontera con los Estados Unidos. Tiene una superficie bajo riego del orden de las 200 000 hectáreas. El acuerdo presidencial por medio del cual quedó establecido data de 1942; posteriormente, en otro acuerdo presidencial, del 9 de febrero de 1955, se especificaron sus límites. Oficialmente comenzó a operar en 1941.

Este DR se abastece de las presas de almacenamiento La Amistad y Falcón, situadas sobre el río Bravo en la frontera entre México y los Estados Unidos y de

dos presas de derivación internacionales. Además, cuenta con 423 km de canales principales, de los cuales 78 km son revestidos; 1,928 km de canales laterales, 38 km de ellos revestidos. La red de drenaje tiene una longitud de 2,704 km. El DR cuenta con 2,246 km de caminos: 46 pavimentados, 555 revestidos y 1 645 de tierra. El número de estructuras hidráulicas supera las 5,500 distribuidas en canales principales, laterales y drenes.

Las extracciones de la presa Falcón se realizan por la obra de toma mexicana y se conducen unos 120 km a través

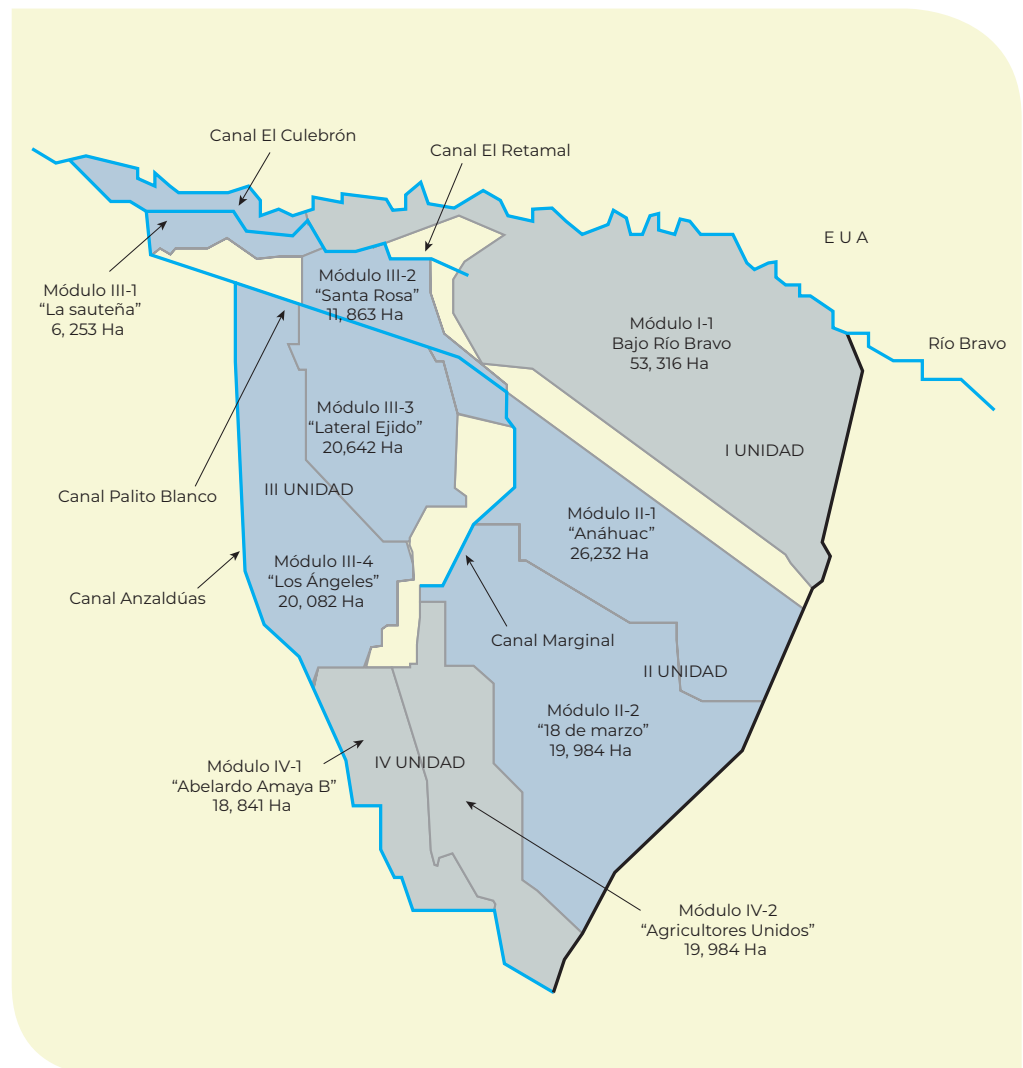


Figura 1.3. Distribución de los módulos en el DR025 Bajo Río Bravo, Tamps.



del río Bravo hasta la presa derivadora internacional Anzaldúas, en cuya margen derecha nace el canal principal del mismo nombre, con una capacidad de 250 m³/s en su parte inicial.

La estación de bombeo Anzaldúas-Rode en el kilómetro 4, constituye una fuente alternativa para apoyar el abastecimiento de la tercera unidad del DR 026 Bajo Río San Juan, Tamps. y para abastecer el servicio público-urbano de la ciudad de Reynosa, con una capacidad de 30 m³/s. El canal Anzaldúas es el límite occidental oficial y físico del DR y tiene extracciones únicamente en su margen izquierda. El límite oriental del DR es la carretera federal 101 Matamoros-Cd. Victoria.

El canal de tierra Anzaldúas, como red principal o mayor, termina en el km 70, sin embargo la conducción como canal secundario (red menor) termina en el km 92+230. A lo largo del canal se ubican más de 40 tomas directas y nueve represas, tres sifones y siete desagües.

La organización para la operación incluye 4 unidades de riego y 9 módulos de riego o ACU¹:

- Primera unidad Control, constituida por la Asociación de Usuarios del Bajo Bravo, AC.
- Segunda Unidad Valle Hermoso, comprende los módulos II-1 Asociación Anáhuac A.C. y II-2 Asociación de Usuarios 18

de Marzo de la Segunda Unidad Valle Hermoso A.C.

- Tercera Unidad Río Bravo comprende 4 módulos: III-1 Asociación de Usuarios La Sauteña A.C., III-2 Asociación de Usuarios Santa Rosa A.C., III-3 Asociación de Usuarios Lateral Ejido A.C. y III-4 Asociación de Usuarios Hidráulica Los Ángeles A.C.
- Cuarta Unidad Anzaldúas Sur comprende dos módulos: IV-1 Asociación de Usuarios Ing. Abelardo Amaya Brondo de la Cuarta Unidad Anzaldúas Sur, A.C. y IV-2 Asociación de Usuarios Agricultores Unidos de Valle Hermoso de la Cuarta Unidad Anzaldúas Sur A.C.

La Sociedad de Asociaciones Civiles del Distrito de Riego 025 Bajo Río Bravo, denominada Amistad-Falcón S. de R.L. de I.P. y C.V. es la organización cúpula que concentra a las 9 ACU.

1.5.2. DR041 Río Yaqui, Son.

Se localiza en la región noroeste de México al sur del estado de Sonora en los municipios de Cajeme, BÁCUM, San Ignacio, Río Muerto, Benito Juárez, Etchojoa y Navojoa. Se estableció por acuerdo presidencial del 1º de noviembre de 1955. Para su abastecimiento se aprovechan los escurrimientos del río Yaqui, alrededor de 2,900 hm³ anuales, además de cerca de 300 hm³ de agua subterránea. Con estos volúmenes se riegan más de 200,000 ha que,

¹ Se agradece la información al Ing Héctor Molano Agado, encargado del DR 025 Bajo Río Bravo, Tamps.

mediante segundos cultivos, equivalen a unas 302,000 ha sembradas principalmente de trigo, soya, cártamo y maíz.

El DR tiene su principal fuente de abastecimiento en el sistema de presas del río Yaqui: Lázaro Cárdenas (Angostura), Plutarco Elías Calles (El Novillo) y Álvaro Obregón (Oviachic). La presa Álvaro Obregón inició sus operaciones en 1952, cuenta con dos obras de toma: la margen izquierda, operada por el DR 041 da origen al Canal Alto del Yaqui y otra, en la margen derecha, es el inicio del Canal Bajo del Yaqui a cargo de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) que debe ajustar sus planes de generación de energía eléctrica en función de los requerimientos de riego.

La Figura 1.4 muestra la división del DR, en particular el área dominada por el Canal Alto del Yaqui, en la que se observa que el DR está dividido, primeramente, en unidades, después en zonas, módulos y finalmente, en secciones de riego. Esta división tiene estrecha relación con la organización operativa del DR.

Cada módulo puede contener una o más secciones que operan con una organización presidida por un gerente de módulo; un jefe de sección o canalero, que maneja el agua de varios lotes, turna las solicitudes de riego al jefe de zona, quien las reporta al gerente técnico de la ACU y este al jefe de unidad para terminar, operativamente hablando, recibéndolas el gerente de operación de la SRL quien solicita el

agua al DR, desde donde se instruye al personal que opera la presa Oviachic acerca de las maniobras para que libere el recurso correspondiente. Se cuenta con 42 módulos de riego que administran la red menor y con una SRL encargada de la red mayor. El DR administra las obras de cabeza y gestiona la relación con la CFE.

El Canal Alto del Yaqui tiene una longitud de 120 km y una capacidad de 90 m³/s; es el límite oriental y físico oficial del DR, beneficia únicamente a la superficie localizada en su margen derecha; los primeros 42 km cuentan con pocas tomas para riego.

Este primer tramo incluye tres túneles de 7 m de diámetro que en total miden 1.7 km; cuatro sifones para salvar arroyos; cuatro entradas de arroyos al canal, que también sirven como vasos de almacenamiento lateral, y 8 represas de compuertas radiales operadas con motores eléctricos. Si bien está revestido de concreto, este material no cubre las secciones correspondientes a los dos vasos de regulación que se encuentran en su trayecto, el primero a 3.5 km del inicio del canal se conoce como El Potrero, con una superficie máxima inundable de 30 ha y el segundo, llamado Agua Caliente, ubicado en el kilómetro 10.2, tiene, al nivel del vertedor, una superficie inundable de 700 ha.

No obstante que el primer tramo del Canal Bajo del Yaqui cuenta con una capacidad de 110 m³/s, nunca ha operado con ese caudal porque en el km 62

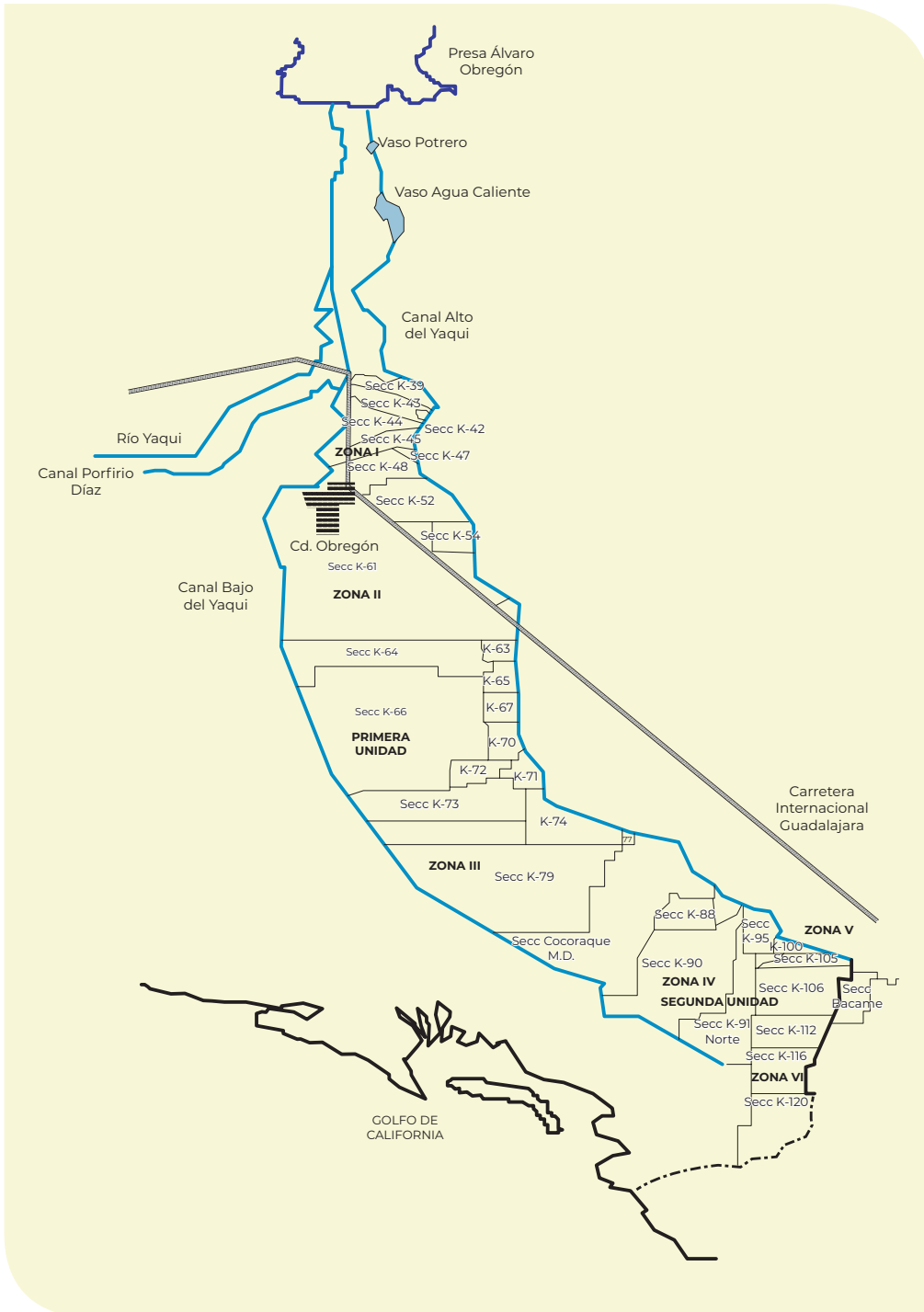


Figura 1.4. Divisiones para la operación del DR041 Río Yaqui, Son.

se encuentran, muy cercanos entre sí, dos puentes carreteros y uno de ferrocarril que actúan como sifón, lo cual ha impedido que la demanda crezca a ese grado, el gasto máximo registrado es de 80 m³/s y al final del tramo 9 m³/s.

Una estructura relevante es el sifón Cocoraque en el kilómetro 81. Además, el canal tiene tres entradas de arroyos que actúan como vasos de almacenamiento laterales. Del kilómetro 105 al 120 el canal desciende bruscamente de nivel: de 59 a 33 msnm.



Figura 1.5. Ubicación del DR010 Culiacán Humaya, Sin.

1.5.3. DR 010 Culiacán Humaya, Sin.

Está ubicado en Sinaloa cerca de la ciudad de Culiacán, en los municipios de Angostura, Culiacán, Mocorito, Navolato y Salvador Alvarado; sus límites fueron precisados en los acuerdos presidenciales del 11 de septiembre de 1946 y del 10 de septiembre de 1952.

Este DR forma parte del Sistema Hidráulico Agrícola de los ríos San Lorenzo, Culiacán y Mocorito. Se abastece principalmente de la presa Adolfo López Mateos sobre el río Humaya, a 32 km al norte de Culiacán, la cual inició su operación en septiembre de 1963. El túnel 1 de la presa, con longitud de 588 m, descarga al río Humaya y el túnel 2, con longitud de 603 m, conduce agua a una planta generadora de electricidad.

El DR tiene un jefe de operación subordinado a la jefatura de distrito dependiente de la dirección local de la Conagua en el estado; a su cargo están los jefes de unidad, los gerentes de módulo y los jefes de sección, que atienden alrededor de 2 500 ha.

Este DR se integra por unidades distribuidas en módulos y estos en secciones. Cada módulo cuenta con un número de secciones tal que ninguno excede las 2 500 ha; así, un módulo de 10 000 ha, por ejemplo, tendrá cuatro secciones.

El canal más importante es el Canal Principal Humaya, con una longitud de 156 km y una gran cantidad de estructuras: 26 represas, un túnel de 1,310 m de longitud, doce diques en los sitios de cruce con los arroyos. Se cuenta con quince sifones, uno con 840 m de

Tabla 1.2. Características de tres DR del norte del país.

Distrito de Riego	Superficie (ha)	Usuarios		ACU	
		Número	Superficie media (ha)	Número	Superficie media (ha)
010 Culiacán-Humaya, Sin.	212 141	18 969	11.18	12	17,678
025 Bajo Río Bravo, Tamps.	201 237	15 970	12.60	9	22,360
041 Río Yaqui, Son.	227 225	21 875	10.39	42	5,410
Total	640 603	56 814	11.28	63	10,168

longitud, algunos circulares con diámetros de entre 5 y 4 m, con uno o dos conductos, y otros rectangulares de entre 5 y 4 m de ancho con uno, dos o tres conductos.

El canal inicia en la elevación 73.04 msnm y termina en la 44.83. En los primeros kilómetros la pendiente tiene valores que fluctúan entre 0.0003 y 0.0002, para posteriormente

mantener un valor de 0.00015. La sección transversal es trapecial con taludes de 1.25:1 y en las zonas de compuertas el canal es de sección rectangular.

En la Tabla 1.2, se anotan las características de los tres DR mencionados, destaca la superficie media por ACU en el DR 041 con 5 410 hectáreas y en el DR 025 con 22 360 hectáreas.

2

CAPÍTULO



Componentes de la operación: objetivo, actividades e infraestructura

Para explicar cómo se operan los DR, es conveniente considerar la interacción de los tres componentes: objetivo, actividades e infraestructura (Ver Figura 2.1).

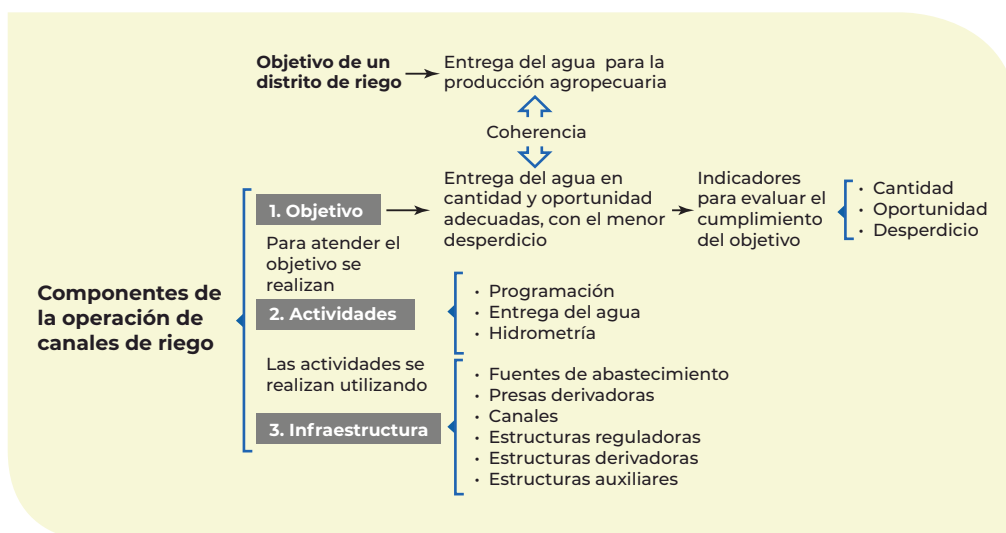


Figura 2.1.
Componentes de la operación de canales de riego.

Primeramente, debe considerarse que la intención sustantiva de un DR es entregar agua para la producción agropecuaria; consecuentemente, el objetivo de la operación de los canales debe ser coherente con esa intención. Si en el DR se pretende proveer el agua para la producción agropecuaria, mediante la operación de los canales se concreta dicha pretensión.

De esta manera, la operación de canales de riego obtiene su propio objetivo que es la entrega del agua en la cantidad y oportunidad adecuadas, con el menor desperdicio posible. Si bien es importante tener presente el objetivo, conviene evaluar su grado de cumplimiento mediante diversos indicadores que se ejemplifican más adelante.

Las actividades son programación, entrega e hidrometría. La primera de ellas inicia con la recopilación de las solicitudes de agua para diseñar el programa de su entrega, actividad más relevante, que se realizará a través de diversos métodos; las razones del uso de cada uno de ellos se describirán en función de su mutua compatibilidad.

Un aporte original es considerar a la hidrometría parte de la operación. Si bien este tema es muy amplio, en este libro solo se atenderán

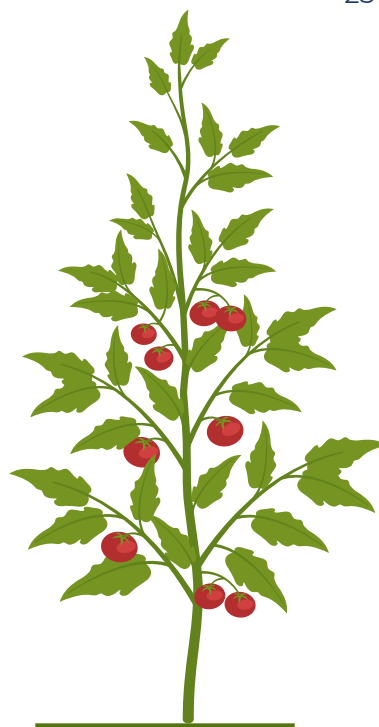




Figura 2.2. Presa de almacenamiento DR010 Culiacán, Sinaloa.



Figura 2.3. DR041 Río Yaqui, Sonora.



técnicas ultrasónicas, algunos aforadores y el molinete, toda vez que constituyen las opciones más frecuentes utilizadas en los distritos de riego del país; además del aforo por medio de compuertas que los canaleros acostumbran utilizar para lograr estimaciones aproximadas y tomar decisiones oportunas. Adicionalmente se presenta el Círculo de la Medición Efectiva que es una herramienta metodológica para diseñar proyectos de medición con mejores perspectivas de éxito o para calificar el desempeño de sistemas de medición ya instalados.

La infraestructura es la red de canales y sus elementos, que se encuentran comúnmente en los distritos de riego del país. Se incluyen las diferentes fuentes de abastecimiento que, sin ser parte de la red, influyen en la manera en que estos son operados. No se incluyen diversas obras civiles, como edificios y caminos porque están alejados de la operación directa y funcional de los canales.

En los tres capítulos siguientes se describen con detalle los elementos y aspectos que constituyen a los componentes de la operación de los canales.

3

CAPÍTULO



Evaluación del cumplimiento del objetivo

Para apoyarse en la toma de decisiones, los administradores de la red de canales pueden recurrir a indicadores de desempeño directamente relacionados con el cumplimiento del objetivo: cantidad y oportunidad sin desperdicio, ver la Figura 3.1.

A continuación se presenta información relativa a los indicadores y, donde corresponda, se cita la fuente. Se menciona este hecho ya que no se abunda en algunas formas de cálculo porque únicamente se pretende dar a conocer las propuestas. Por ejemplo, varias opciones se tomaron de los autores David J. Molden y Timoty K. Gates (Molden y Gates, 1990).

3.1. Indicadores del cumplimiento de entrega del agua en la cantidad adecuada

La conservación del agua juega un papel importante en la política de distribución porque puede haber ahorros que, posteriormente se utilizarían para regar más superficie. Un sistema que entrega agua en exceso no conserva el recurso, inunda las tierras agrícolas, causa problemas de salinidad y aumenta innecesariamente los requerimientos de drenaje.



Figura 3.1. Indicadores para evaluar el cumplimiento del objetivo.

También se da el caso de entrega en cantidades insuficientes. El exceso y el déficit de agua en los cultivos afectan igualmente su correcto desarrollo y, en consecuencia, disminuyen su productividad.

Para evaluar el grado de cumplimiento en la cantidad entregada se recomienda utilizar los indicadores que a continuación se presentan.

3.1.1. Suficiencia (P_A): entrega de la cantidad requerida

La cantidad de agua requerida, definida como la necesaria para lograr una política agrícola determinada, depende de la disponibilidad, de la programación, de la capacidad hidráulica de las estructuras para entregar el agua de acuerdo a la programación, y de la operación y mantenimiento de las estructuras. Una medida de desempeño relacionada con este objetivo puede estimarse con la Ecuación 3.1 (Molden y Gates, 1990).

$$P_A = \frac{1}{T} \sum_T \left(\frac{1}{R} \sum_R p_A \right) \quad \text{Ecuación 3.1.}$$

$$\text{Donde } p_A = \frac{Q_D}{Q_R} \text{ si } Q_D \leq Q_R \quad \text{Ecuación 3.2.}$$

$$\text{y } p_A = 1, \text{ en caso contrario} \quad \text{Ecuación 3.3.}$$

Q_D es la cantidad de agua entregada y Q_R es la cantidad de agua requerida; T es un periodo de tiempo determinado y R es la región o subregión del sistema en que se distribuye el agua. Por ejemplo, R puede ser el canal principal y T un ciclo

de riego. En este caso, p_A se determinaría en todos los puntos de entrega del canal principal a los canales laterales.

Con la Ecuación 3.1 se establece que el desempeño del sistema respecto a la suficiencia P_A , es un promedio temporal y espacial del cociente de la cantidad de agua entregada, entre la cantidad requerida.

Con la Ecuación 3.2 se indica que se trata de cantidades discretas; esto es, los valores de Q_D y Q_R , están definidos para X ubicaciones discretas de entrega de agua en una cierta región R y en tiempos finitos t , en un periodo T . Los tiempos t , no deber ser menores a los periodos en los que la función p_A existe y es finita (correspondientes a los periodos en los que $QR > 0$). La función P_A , impone un límite superior al indicador de suficiencia en los puntos de evaluación; es decir, cuando la entrega supera la demanda, la suficiencia se considera adecuada y la magnitud del exceso no se toma en cuenta.

La intención de considerar la unidad, en lugar de utilizar el resultado numérico de la división cuando se tiene más agua entregada que la requerida, es para evitar balances engañosos; si no se usa esta estrategia, podría darse el caso extremo e hipotético de que se esté entregando agua en exceso en la misma cantidad que la cantidad de agua en déficit, si esto sucediera se tendría la idea falsa de que existe una adecuada suficiencia, cuando en realidad lo que está ocurriendo es que se está entregando más

agua que la solicitada en ciertos puntos y menos en otros.

Este caso es real y ha sucedido cuando los operadores de canales creen que tienen una adecuada suficiencia porque no se dan cuenta que en algunos casos entregan agua de más y en otros de menos y, en ocasiones, es deseable que la verdadera razón de esa “adecuada” pero falsa suficiencia no se conozca.

Las nomenclaturas P_A (mayúsculas) y p_A (minúscula y mayúscula) implican una pequeña incertidumbre visual; en la Ecuación 3.1 el término p_A que se encuentra en el segundo miembro es minúscula y es precisamente el término que se evalúa por medio del cociente entre el caudal entregado y el requerido.

Para calcular la suficiencia se requiere información de los gastos entregados y requeridos en cada uno de los puntos de entrega de una zona en la que se desee estimar el indicador. Por ejemplo, se podría tener una zona de riego con 45 puntos de entrega y el ciclo de riego dura cuatro meses. En este caso se calcula la división del gasto entregado entre el requerido en cada punto, se suman los resultados y se dividen entre el número de puntos, en este caso 45; supóngase que se tiene un dato diario, entonces la operación anterior se hace para todos los días de los cuatro meses y el resultado se divide entre el número total de días.

Molden y Gates proponen que la entrega de la cantidad requerida de

agua, evaluada mediante el indicador de suficiencia P_A , se considere pobre si el valor numérico del indicador es menor o igual a 0.8; si el indicador es mayor que 0.8 y menor que 0.89, la entrega es regular, y si el indicador está entre 0.9 y 1.0, la entrega será buena.

3.1.2. Equidad (P_E): entrega justa o equitativa del agua

La equidad, aplicada a un sistema de distribución de agua, puede definirse como la entrega de “cantidades justas” a los usuarios en todo el sistema. La entrega equitativa es difícil de medir ya que el concepto de “cantidad justa” comúnmente tiene interpretaciones subjetivas. Sin embargo, es importante definir alguna medida de la equidad ya que los sistemas pueden diseñarse o rehabilitarse, de manera de entregar agua en forma imparcial a los usuarios.

La equidad puede definirse como la uniformidad espacial de la variación de la cantidad entregada respecto de la requerida o programada de acuerdo a la Ecuación 3.4 (Molden y Gates, 1990).

$$P_E = \frac{1}{T} \sum CV_R \left(\frac{Q_D}{Q_R} \right) \quad \text{Ecuación 3.4.}$$

Donde el conjunto $CV_R(Q_D/Q_R)$ es la diferencia del valor puntual del cociente (Q_D/Q_R) respecto del promedio de todos los valores del mismo cociente reportados en el periodo elegido T , para una cierta región R . El periodo y región

pueden seleccionarse de acuerdo a la necesidad de cálculo del indicador. En este caso, la equidad será mejor mientras menor sea el indicador: si es mayor a 0.25, es pobre; si está entre 0.25 y 0.11, es regular; finalmente se tendrá una buena equidad si el indicador es igual o menor que 0.1.

3.1.3. Uniformidad en la entrega (UE)

Es una medida de la respuesta del sistema para controlar la variación de los niveles del agua en los canales. Se propone considerarla como la variación de un coeficiente de gasto el cual, a su vez, es la desviación estándar de los gastos en una sección principal del hidrograma de entrega respecto al gasto medio en la misma sección (Palmer, Clemmens y Dedrick, 1989).

Los valores de este indicador tienen relación directa con la variación de niveles del agua ante la presencia de perturbaciones provocadas por el cambio de gasto. Dicha variación es una de las características intrínsecas en los sistemas de entrega por demanda controlada y puede ser la causa de un pobre desempeño, debido a que el sistema presenta limitaciones en las estructuras reguladoras de control, en los tramos de conducción o por ineficiencia del personal de operación.

3.1.4. Gasto promedio por riego (GPR)

El gasto promedio por riego (*GPR*) se puede estimar por medio de la Ecuación 3.5, donde Q_{Tom} es la suma de todos los gastos entregados en las tomas de usuario, tomas granja, o tomas parcelarias, por su magnitud es preferible usar unidades en m^3/s ; *NRE* es el número de riegos establecidos. Ambos valores se consideran para un mismo periodo, por ejemplo, un día; la recomendación de Ingeniería de Riego y Drenaje IDRYD² es que el *GPR* esté entre 110 y 120 l/s (SARH, 1977).

$$GPR = Q_{Tom} / NRE \quad \text{Ecuación 3.5.}$$

3.2. Indicadores del cumplimiento de entrega oportuna del agua

El agua debe entregarse en la cantidad y tiempos adecuados; ya se han presentado indicadores útiles para evaluar la cantidad, en seguida se presentan indicadores relacionados con el tiempo de entrega. Si no se entrega en el momento oportuno, el impacto en la producción será devastador. Con frecuencia este aspecto se descuida y permanece como una limitante de la productividad de las áreas de riego.

2 En el Centro de Capacitación en Irrigación y Drenaje 'Benito Juárez' de El Carrizo, Sinaloa, se impartía el curso a nivel técnico superior *Operación de Distritos de Riego*. El documento que se entregaba tenía el mismo nombre y constaba de cuatro tomos, el segundo de los cuales se refiere a la Ingeniería de Riego y Drenaje (IDRYD). Se agradece la información al Dr. Israel Velasco Velasco.

3.2.1. Confiabilidad (P_D): entrega constante en el tiempo

La confiabilidad se define como la variación en el tiempo del cociente de la cantidad entregada entre la cantidad requerida o programada. Un sistema que entrega agua en cantidades constantes es un sistema confiable. La confiabilidad es un factor muy importante para los agricultores porque mejora la planeación de sus actividades.

La confiabilidad aquí definida no toma en cuenta el hecho de que la cantidad entregada sea mayor o menor a la requerida, se enfoca únicamente en la variación de la relación entre ambas. Es decir, un sistema que entrega consistentemente una cantidad de agua menor a la requerida, sin variación en el tiempo, es preferible a otro que entrega el agua con variaciones temporales impredecibles.

Un agricultor puede planear sus actividades sobre una cantidad de agua inadecuada pero constante, sembrando menos, cambiando cultivos, cambiando la superficie sembrada o cambiando el número de tomas granja. Por el contrario, un agricultor no puede planear si tiene variaciones impredecibles del gasto en su toma-granja.

La medida de la confiabilidad puede definirse usando la Ecuación 3.6 (Molten y Gates, 1990).

$$P_D = \frac{1}{R} \sum_R CV_T \left(\frac{Q_D}{Q_R} \right) \quad \text{Ecuación 3.6.}$$

De manera similar que en el indicador de Equidad (P_E), el conjunto $CV_T(Q_D/Q_R)$, es la variación puntual del cociente (Q_D/Q_R) respecto del promedio de todos los cocientes de una región para un periodo determinado.

En ocasiones, la confiabilidad es limitada por la incapacidad de la red principal para abastecer los canales laterales y sublaterales; ello se debe al criterio de diseño original.

Esta situación se traduce en la inconformidad de los agricultores al notar que el canal por el que reciben el agua no funciona a máxima capacidad. En los DR con monocultivos como el 025 Bajo Río Bravo, Tamps., el 026 Bajo Río San Juan, Tamps. y el 086 Río Soto La Marina, Tamps. entre otros, esta condición es más aguda que en los DR con una mayor diversificación de cultivos como el DR 010 Culiacán-Humaya, Sin y el DR 041 Río Yaqui, Son.

Otra circunstancia que afecta la confiabilidad es el traslape de la aplicación del primer riego de auxilio con el segundo y de este con los siguientes. La presencia de lluvias que uniformizan la humedad de los terrenos agudiza esta situación.

3.2.2. Tiempo de trayecto presa-usuario (TE)

El conocimiento de este valor es fundamental, ya sea para entregar el agua a tiempo o para hacer los recortes de caudales cuando ya se han cubierto los requerimientos. Los movimientos

en la fuente de abastecimiento deben hacerse con la debida anticipación, de lo contrario habrá usuarios sin regar o excedentes de agua durante el tiempo que se demore la toma de decisión.

Dicho tiempo se calcula como se indica en la Ecuación 3.7, donde T es el tiempo de traslado del agua de la fuente de abastecimiento al punto de control del distrito; T_{lat} es el tiempo de traslado del agua del punto de control del distrito a los puntos de control de las unidades o módulos de riego; y TT es el tiempo de traslado de puntos de control de las unidades o módulos de riego a las tomas-usuarios. Es recomendable manejar los tiempos en horas y cuando se rebasen las 24 horas, cambiar a días.

$$TE = T + T_{lat} + TT \quad \text{Ecuación 3.7.}$$

3.2.3. Tiempo para regar la superficie comprometida (TRSC)

En ocasiones se acuerda entre las autoridades del DR y los usuarios un determinado tiempo para regar toda la superficie de un distrito. Para saber si se está en condiciones de lograr dicho tiempo se puede usar la Ecuación 3.8; donde SSR es la superficie solicitada de riego, en ha y SRD es la superficie regada diaria, en ha/día, el resultado se expresa en días.

$$TRSC = SSR/SRD \quad \text{Ecuación 3.8.}$$

Cuando el $TRSC$ es mayor que el acordado se pueden aumentar las

extracciones, aumentar la superficie regada diaria o bien, realizar ambas acciones para disminuir el $TRSC$.

3.3. Indicador de pérdida de agua en la red de canales: eficiencia (E)

Hasta ahora se ha hablado de exceso o déficit en la entrega de agua de un canal mayor a uno menor o de un canal menor a las zonas de cultivo, pero el agua también se pierde en su tránsito por los canales.

La eficiencia E es la relación que existe entre los reportes del agua que sale y la que entra a un canal. Esta relación es un cociente: en el numerador se coloca el agua que sale y en el denominador el agua que entra y el resultado se expresa en porcentaje. Así, un canal cien por ciento eficiente es aquel en el que la cantidad de agua que entra es la misma que la que sale. Sin embargo, el caso más común son las eficiencias menores porque los reportes indican que las entradas son mayores que las salidas. Solamente en casos especiales la eficiencia es mayor.

Se enfatiza el hecho de manejar agua “reportada” en entradas y salidas; el énfasis es muy importante: se supone medición (aforo) en la entrada y en todas las salidas, de esta manera las cantidades de agua se conocen en virtud de los reportes de los aforos. El reporte del agua que sale resulta menor por dos razones: cierta cantidad se per-

dió en el tránsito por los canales y otra no se midió. En el primer caso el agua se pierde por infiltración, evaporación y evapotranspiración; en el segundo caso se relaciona con una operación inadecuada de la red de canales. El tema de las pérdidas de agua se desarrolla en el numeral 3.7.

Desde la perspectiva de la definición, se plantea una forma genérica para calcular la eficiencia (Ecuación 3.9).

$$E = \frac{ASC}{Ae} 100 \quad \text{Ecuación 3.9.}$$

Respecto a dicha Ecuación 3.9, se plantean los siguientes aspectos:

- Se identifica con la letra E a la eficiencia, es adimensional y se acostumbra expresar en porcentaje, es por eso que en el segundo miembro de la ecuación se tiene un número cien.
- Al trío de letras ASC se le debe identificar con el agua que sale del canal por las derivaciones hacia otros canales y por el final del mismo canal; la característica fundamental consiste en que es un dato reportado, por lo que se debe tener medición para contar con la información.
- Las literales Ae se usan para designar al agua que entra al canal; igualmente se trata del dato reportado y obtenido por medición (aforo). Ello implica que solamente se considere el agua que entra por el inicio y no

se toman en cuenta entradas o aportes de cualquier otro tipo, principalmente lluvias; el cálculo de la eficiencia no servirá si existen otros aportes.

- En la cantidad de agua que entra y la que sale se puede usar el gasto o el volumen; ambos casos son adecuados pero se debe tener cuidado de no omitir ninguna salida.
- Por la magnitud de los valores es preferible el uso de las unidades en metros cúbicos.

3.4. Indicadores complementarios

Además de los indicadores para evaluar el cumplimiento de la entrega del agua en cantidad, con oportunidad y sin desperdicio, se tienen otros indicadores directamente relacionados con dichos propósitos, a continuación se muestran algunos.

3.4.1. Flexibilidad

Este indicador se incluye en el apartado de indicadores complementarios porque con él se atienden tanto la cantidad como la oportunidad. Se proponen tres componentes del indicador: frecuencia, cantidad y duración y se asigna una puntuación para diferentes condiciones en cada componente, ver Tabla 3.1 (Burt y Styles, 2000).

Se observa que las puntuaciones más altas en cada componente corresponden

a las mejores condiciones. La aspiración de una administración adecuada debe orientarse a lograr, en la medida de lo posible, los puntajes altos.

3.4.2. Pérdidas económicas por desfaseamiento (PED)

Una confiabilidad baja en un servicio de riego también implica que el agua se entregue en momentos inadecuados y, generalmente, el desfase es posterior. Ello conduce a pérdidas económicas dado que la producción merma. El Dr. Enrique Palacios Vélez propone la Ecuación 3.10 para conocer las pérdidas

económicas causadas por el desfaseamiento en el tiempo, en la aplicación del riego (Palacios, 1981):

$$PED = P_y * b_2 (Et^2 / La^2) * D^2 \text{ Ecuación 3.10.}$$

Donde *PED* es la pérdida económica por unidad de superficie en pesos; *P_y* es el precio del producto sembrado en pesos; *b₂* es el coeficiente de regresión de la función de producción del cultivo, adimensional; *Et* es la demanda evapotranspirativa del cultivo en mm/día; *La* es la humedad del suelo existente debido a la lámina de riego aplicada en mm y *D* es el número de días desfasados en la aplicación óptima del riego en días.

Tabla 3.1. Puntuación, condiciones y componentes del indicador de flexibilidad (Burt Styles, 2000).

Puntuación	Condición
Primer componente: frecuencia	
1	Siempre se tiene una rotación fija.
2	Rotación fija con acuerdo, o frecuencia limitada, o rotación fija únicamente durante periodos de alta demanda.
3	Se avisa a los usuarios con más de 24 horas antes de su entrega
4	Se avisa a los usuarios con menos de 24 horas antes de su entrega.
5	Los usuarios no requieren de aviso para su entrega.
Segundo componente: cantidad	
1	Se entrega siempre la misma cantidad de agua.
2	Se permiten muchos cambios de gasto durante el ciclo de riego.
3	Se permiten más de dos cambios de gasto durante el ciclo de operación (semanal, por ejemplo).
4	Se puede cambiar el gasto en cualquier momento, previo aviso.
5	Se puede cambiar el gasto en cualquier momento sin avisar.
Tercer componente: duración	
1	Se tiene una duración fija.
2	Se tiene una duración fija, pero se permite alguna flexibilidad.
3	Los usuarios deben elegir una duración con cambios cada 24 h.
4	Los usuarios pueden elegir cualquier duración pero deben avisar.
5	Los usuarios pueden elegir cualquier duración y no se requiere aviso.

Como se observa, la pérdida económica de un cultivo, ocasionada por el desfase del riego, es una función cuadrática del número de días que se desplaza el riego y de la demanda evapotranspirativa -más aguda en verano que en invierno- e inversamente proporcional a la humedad del suelo. Esta presentación cuantitativa del efecto del desfase en el riego puede describir la impaciencia, ira y mal genio del usuario, que crece al cuadrado entre mayor sea la tardanza para recibir el agua.

3.4.3. Superficie regada por riego establecido (SRRE)

Con este indicador se puede revisar la superficie regada por riego establecido (Ecuación 3.11) donde *SRD* es la superficie regada diaria, en hectáreas y *NRE* es el número de riegos establecidos en riego por día. En IDRYD se recomienda que este indicador sea de 8 hectáreas por turno de riego.

$$SRRE = SRD / NRE \quad \text{Ecuación 3.11.}$$

3.4.4. Gasto promedio por riego (GPR)

Es un indicador en el que considera un área específica de riego; puede ser el DR completo, o el área dominada por algún canal lateral o menor. Se usa la ecuación 3.12; donde *Q_{Tom}*, es la totalidad del gasto entregado en el área considerada, en l/s y en un cierto día, y *NRE* es el número de riegos establecidos en ese mismo día y área. La IDRYD recomienda que su valor oscile entre los 110 y 120 l/s/riego.

$$GPR = Q_{Tom} / NRE \quad \text{Ecuación 3.12.}$$

3.5. Indicadores de desempeño usados en México

Mucha información de los DR está disponible para su uso; un ejemplo de

Tabla 3.2. Datos de un DR registrados diariamente a las 06:00 hr.

Dato	Abreviatura	Valor	Unidades
Capacidad de obra de toma de presa.	<i>Q_{max}</i>	250	m ³ /s.
Gasto extraído de presa.	<i>Q_e</i>	230	m ³ /s.
Gasto entregado en punto de control de una Unidad, Módulo o Sección de riego.	<i>Q_{Lat}</i>	207.5	m ³ /s.
Gasto entregado en las tomas-usuario, tomas-granja o tomas-parcelarias.	<i>Q_{Tom}</i>	148.25	m ³ /s.
Superficie regada diaria.	<i>SRD</i>	7,822	hectárea/día.
Superficie que solicita regar.	<i>SSR</i>	61,229	hectárea.
Número de riegos establecidos.	<i>NRE</i>	1,099	riego/día.
Número de riegos solicitados.	<i>NRS</i>	1,347	riego.

dichos datos se presenta en la Tabla 3.2, los valores corresponden al día 13 de mayo de 1990.

Existe otra información relacionada con los tiempos de cada DR que es relativamente constante y conocida (Tabla 3.3). La experiencia juega un factor fundamental pues debe ser información que la práctica diaria permite obtener.

Con los datos de la Tabla 3.2 y de la Tabla 3.3 se pueden estimar los indicadores *TE* (Trayecto de la presa a la toma-usuario); *TRSC* (Tiempo para regar la superficie comprometida); *SRRE* (Superficie regada por riego establecido) y *GPR* (Gasto promedio por riego). Al respecto de los resultados se hacen algunas observaciones pertinentes.

a) *TE* (Trayecto de la presa a la toma-usuario)

$$TE = T + T_{lat} + TT = 24 + 24 + 24 = 72 \text{ horas} = 3 \text{ días}$$

En la operación de canales es fundamental conocer los tiempos de tránsito

para poder entregar puntualmente el recurso ya que los usuarios de aguas arriba disponen de este en menos tiempo que los de aguas abajo.

Un agricultor que tiene una inversión importante en su parcela es muy sensible a las demoras en la entrega del agua ya que, además de una probable pérdida de la inversión inicial, también puede enfrentar pérdidas económicas al contratar personal que estará ocioso durante el tiempo que no reciba el agua. Asimismo, para realizar los cortes de agua se debe considerar el tiempo de tránsito y el recurso almacenado en los canales aguas arriba para evitar desperdicios.

b) *TRSC* (Tiempo para regar la superficie comprometida)

$$TRSC = SSR/SRD = 61,229/7,822 = 7.8 \text{ días}$$

Como el compromiso del distrito es entregar el agua de riego en 7 días y el resultado es de 7.8 días, se requiere reducir el tiempo de espera para que

Tabla 3.3. Tiempos importantes en un DR.

Descripción del tiempo	Abreviatura	Valor	Unidad
Traslado del agua de la obra de toma de la fuente de abastecimiento al punto de control del distrito o a la derivadora.	<i>T</i>	24	horas
Traslado del agua del punto de control del distrito a los puntos de control de las unidades y módulos de riego.	<i>T_{lat}</i>	24	horas
Traslado de puntos de control de las unidades, módulos de riego a las tomas-usuarios.	<i>TT</i>	24	horas
Tiempo de compromiso por el distrito para entregar el agua a tomas-usuarios (es función de la disponibilidad de agua en el momento).	<i>TC</i>	de 0 a 7	días
Trayecto de la presa a la toma-usuario.	<i>TE</i>	24	horas

los agricultores reciban su riego antes de los 7 días. Esto es posible mediante dos opciones: por un lado, se pueden aumentar las extracciones si hay capacidad. En el ejemplo $Q_{max} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_e = 230 \text{ m}^3/\text{s}$, ello indica que existe la posibilidad de aumentar las extracciones hasta en $20 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo que esta opción es viable. Por otro lado, si no hay capacidad, entonces se puede incrementar la superficie regada diaria mediante visitas de supervisión en campo para identificar posibles limitantes.

Si este índice fuese cercano a 3 días o menor, se requiere pedir cortes a la presa, porque 3 días es lo que tarda el agua en viajar de la presa a la toma-usuario en este distrito.

c) *SRRE (Superficie regada por riego establecido)*
 $SRRE = SRD/NRE = 7,822 \text{ ha}/1,099$
riegos = 7.1 ha por riego.

Con la información obtenida se analiza la superficie regada diaria por riego establecido, en este caso este indicador está al 90% de la meta de 8 ha/día (recomendación de IDRYD) por lo tanto se requiere tomar acciones para que los usuarios rieguen a ese ritmo; seguramente al tener supervisión nocturna de los riegos se identifiquen las limitantes en este aspecto.

d) *GPR (Gasto promedio por riego)*
 $GPR = Q_{Tom}/NRE = 148.25/1,099 =$
134.9 l/s/riego

El resultado es mayor a la recomendación; una posible solución sería ajustar

a la baja el caudal entregado al usuario y aumentar el número de riegos.

Otra solución es aumentar el número de riegos con el mismo volumen. También es posible que por algún error de información no se esté reportando la totalidad de superficie regada. En ocasiones este aumento de caudal se debe a que se empiezan a regar cultivos de alta demanda como arroz o caña de azúcar, mientras que los cultivos de granos y de baja demanda concluyen su período de riegos.

Estos indicadores se obtuvieron a nivel distrito; para comparar el desempeño de las unidades, o de los módulos, o incluso de las secciones, deberán calcularse los mismos indicadores. La atención se debe enfocar hacia aquellas áreas que tengan sus indicadores por debajo de la media distrital.

Los indicadores son muy útiles, pero deben obtenerse para cada DR en específico, calibrarse y ajustarse en el tiempo; para ello se requiere la experiencia del personal de operación.

3.6. Cálculos y reflexiones sobre la eficiencia (E)

La Ecuación 3.9, se puede modificar de la siguiente manera (Ecuación 3.13).

$$E_m = \frac{\sum_{m=1}^m Vs_m}{\sum_{m=1}^m Ve_m} \times 100 \quad \text{Ecuación 3.13.}$$

Donde E_m es la eficiencia del canal para el día m (adimensional); V_s es el agua que sale del canal expresada en volumen, y V_e es el volumen que ha entrado al canal; ambos valores son acumulados hasta el día m y se expresan en m^3 . Esta eficiencia se usa para planeación en ciclos agrícolas posteriores; el resultado es una gráfica como la mostrada en la Figura 3.2.

El análisis de la evolución diaria de la eficiencia de conducción es un gran apoyo para la toma de decisiones. Las variaciones diarias que salgan de un rango "normal" deben evaluarse y encontrar las causas, Por ejemplo, si la eficiencia disminuye, posiblemente se están llenando los canales. Por el contrario, las tendencias al alza pueden deberse al vaciado de canales, común al finalizar el periodo de riegos. Ambos casos pueden suscitarse por información no reportada.

También es común calcular las eficiencias como sigue:

- a) Eficiencia red mayor (ERM) = Q_{Lat}/Q_e
= $207.5/230 = 90.2\%$
- b) Eficiencia red menor (ERM) = Q_{Tom}/Q_{Lat}
= $148.25/207.5 = 71.4\%$
= $ERM * ERM =$
- c) Eficiencia total distrito (EDR) $90.2\% * 71.4\% =$
 64.41%

En México, se suele dividir la eficiencia de los canales en dos partes: la eficiencia de conducción y la eficiencia de distribución; la primera se refiere a la red mayor, es decir, al canal principal y laterales; y la segunda se aplica a la red menor, o sea a la red de canales menores o ramales. Sin embargo, es difícil encontrar valores de eficiencias de conducción y distribución separados, un ejemplo de esto se puede encontrar en la Tabla 3.4, donde se presenta el valor de las eficiencias en conjunto (SARH, 1980).

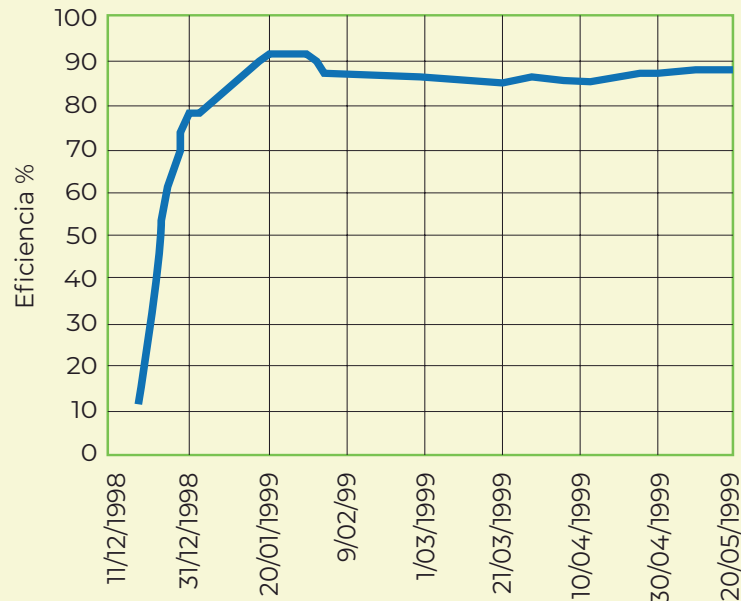


Figura 3.2. Evolución temporal de la eficiencia de conducción en el canal A. Coria, DR 011 Alto Lerma, Gto.

Tabla 3.4. Eficiencias de conducción y distribución en México.

Distrito de riego	Eficiencia de conducción y distribución %
014 Río Colorado	47.80
017 La Laguna	55.00
110 Humaya	74.90
041 Río Yaqui	63.30
038 Río Mayo	64.10
075 Valle del Fuerte	34.50
010 Culiacán	52.30
005 Delicias	60.50
025 Bajo Bravo	57.10
026 Bajo San Juan	57.90
011 Alto Río Lerma	72.60
085 Begoña	95.90
087 Tepalcatepec	41.00
016 Morelos	56.00
063 Zamora	44.40
003 Tula	55.60
024 Ciénega Chapala	58.00
082 Río Blanco	67.80
019 Tehuantepec	51.20
Promedio	58.49

En la Tabla 3.5 se presenta una recopilación de las eficiencias en canales principales. La información, que presenta muchos faltantes, se obtuvo de los informes que los DR envían a oficinas centrales de la Conagua. Si se acepta que la eficiencia de distribución es el producto de la eficiencia en los canales principales, por la eficiencia en los laterales, se puede despejar esta última y encontrar su valor promedio que resulta de 72%. Se puede decir entonces, que el promedio nacional de la eficiencia en canales principales y en laterales, está situada entre los valores de 80 % y 70%, respectivamente.

Según la Conagua (2018b), se tiene una baja eficiencia global en el manejo del agua debida al deterioro de la infraestructura y a la tecnología prevalecte al momento de su construcción.

Tabla 3.5. Eficiencias en canales principales.

Distrito	Canal	Año agrícola											Promedio
		88-89	89-90	90-91	91-92	92-93	93-94	94-95	95-96	96-97	97-98	98-99	
041 Río Yaqui	Alto	80.8	82.0	85.9	85.0	85.1	90.2	87.4	89.0	88.5	89.2		86.3
	Bajo	87.5	81.5	81.8	87.6	87.3	85.6	83.4	87.2	86.8	86.5		85.5
076 Río Fuerte	Norte		83.0	81.2	77.2	80.4		82.7					80.9
	Sur		83.8	83.4	81.8	84.0		88.7					84.3
	Valle del Fuerte		90.7	92.3	93.4	90.6	93.2						92.0
038 Río Mayo	Cahuinahua	91.7	75.7	71.5	65.2	77.0	70.9						75.3
	Santa Rosa	81.2	75.3	77.2	84.0	81.0	78.5	77.5	77.6	63.9	65.1	69.9	75.6
	Margen Derecha		77.7	78.7	84.3	72.5	73.2	66.9	66.5	82.6	78.4	83.3	76.4
	Rosales		79.1	83.4	84.0	71.4	72.6	70.6	66.8	66.5	67.0	75.9	73.7
	Margen Izquierda		84.8	86.6	86.8	86.2	85.8	83.3	88.9	86.5	84.6	80.8	85.4
010 Culiacán, Humaya, San Lorenzo	Humaya					81.0	75.7	71.8		82.3	81.5		78.5
	Oriental					88.6	91.3	87.0		89.4	89.0		89.1
	Rosales					82.8	74.7	76.7		57.8	89.9		76.4
	Nuevo San Lorenzo					89.0	84.8	86.6		87.9	85.0		86.6
	Viejo San Lorenzo					73.3	73.9	83.8		54.8	79.8		73.1
	Colorado					76.1	80.4	84.2		80.4	80.2		80.3
Promedio general												81.2	

3.7. Pérdidas de agua en los canales de riego

Los valores presentados, relacionados con la eficiencia de conducción y distribución, sugieren que es importante realizar esfuerzos encaminados a aumentar las eficiencias por medio de la disminución de las pérdidas.

Las pérdidas dependen de la evaporación, de la infiltración, del tipo y condición de la infraestructura y también de la operación. Las pérdidas por evaporación se deben a la evaporación directa del agua en los canales, a la transpiración de las plantas acuáticas que se desarrollan directamente en las conducciones y a la evapotranspiración de la maleza que se presenta en los taludes del canal.

Las pérdidas por operación están relacionadas con el manejo del agua. Según Luján(1992) las causas principales de las pérdidas por operación son: desequilibrio entre el agua proveniente de la captación y la solicitada; capacidad de almacenamiento de las propias conducciones; sobre-oferta de agua al sistema por deficiencias en el control y medición; por reducciones en la demanda de difícil previsión (lluvias o descenso de los valores de evapotranspiración) y por lentitud de la respuesta del sistema ante cambios en la demanda.

Palacios (1996) separa las pérdidas en intrínsecas y en operacionales. Las primeras son relativamente constantes

para cada DR y se refieren a las pérdidas por evaporación, por infiltración y por fugas, es decir aquellas que se deben a las condiciones climáticas, de textura de suelos, longitud y estado de conservación de la red de canales.

Las pérdidas se generan por causas relacionadas con el manejo del agua y se presentan en función del gasto, de la experiencia del personal y de la supervisión. Tanto las pérdidas intrínsecas como las operacionales se aplican a la conducción en red mayor y a la distribución en red menor. Palacios, propone correlacionar lo gastos entregados al distrito (Q_e) con los gastos servidos por el distrito en puntos de control (Q_s) por medio de la Ecuación 3.14.

$$Q_e = b + a Q \quad \text{Ecuación 3.14.}$$

Donde Q_e es el gasto entregado al distrito en m^3/s ; Q_s es el gasto servido en punto de control en m^3/s ; a es la pendiente de la ecuación que representa la eficiencia de operación (E_o) en %, y que se calcula con la Ecuación 3.15 y b es la constante de la ecuación que representa las pérdidas o eficiencia intrínseca (E_i) en %, que se estima como se indica en la Ecuación 3.16, donde a su vez, Q_{em} es el gasto medio entregado al distrito en m^3/s .

$$E_o = (1/a) 100 \quad \text{Ecuación 3.15.}$$

$$E_i = (1 - b/Q_{em}) 100 \quad \text{Ecuación 3.16.}$$

Así, la eficiencia total del DR (E_t) se puede estimar por medio de la Ecuación 3.17 o bien la Ecuación 3.18.

$$E_t = E_i * E_o \quad \text{Ecuación 3.17.}$$

$$E_t = 100 Q_s / Q_e \quad \text{Ecuación 3.18.}$$

Utilizando esta propuesta de Palacios se obtuvieron las ecuaciones y valores para la red principal de canales del DR 025 Bajo Río Bravo, Tamps. para 4 años agrícolas, del punto de control del DR al punto de control de la UR (Tabla 3.6)

De la Tabla 3.6 se destacan varias reflexiones:

- Se tienen altos coeficientes de determinación que indican alta correlación entre las variables analizadas.
- Las pérdidas intrínsecas fluctúan entre 9 y 12 m³/s. Entre menor es el Q_{em} , estas tienden a ser más altas, debido a que la red principal se llena para dar el servicio de riego y por condiciones climatológicas este volumen no se utiliza, situación que puede repetirse varias veces en el año agrícola.

- Las eficiencias de operación tienden a ser menores en cuanto mayor es el Q_{em} , esto debido a que es más complicado manejar la red con demandas altas.
- Los años agrícolas en un mismo distrito son diferentes en la misma medida que las condiciones climáticas. En particular en el DR 025, la precipitación durante el período de desarrollo de los cultivos es muy variable llegándose a tener años con requerimiento de riego mínimo.
- En el período analizado el volumen entregado varió entre 648.6 Hm³ en el año agrícola 1978-79 y hasta 1,231.9 Hm³ en el año agrícola 1974-75

Para su operación, el DR 025 se divide en 4 unidades de riego con características específicas en función de la ubicación y del diseño del distrito. Con la misma metodología se analizó el año agrícola 1979-80 utilizando la información a nivel de UR. Para el efecto se obtuvieron cuatro ecuaciones adicionales para ese año agrícola, las que al sumar los valores de b de estas, coincide prácticamente con el valor de b obtenido para el DR 025 (Tabla 3.7).

Tabla 3.6. Eficiencias intrínsecas (E_i), de operación (E_o) y total (E_t). DR025 Bajo Río Bravo Tamps.

Año agrícola	Ecuación	Coeficiente determinación R^2	Eficiencias (%)			Días de Operación	Gasto medio (m ³ /s)	
			E_i	E_o	E_t		Q_{em}	Q_{sm}
1974-75	$Q_e = 9.266 + 1.097Q_s$	0.985	88.4	91.2	80.6	178	80.1	64.6
1977-78	$Q_e = 11.676 + 1.108Q_s$	0.981	82.1	90.2	74.1	203	65.3	48.5
1978-79	$Q_e = 12.470 + 1.043Q_s$	0.811	67.6	95.8	64.8	195	38.5	24.9
1979-80	$Q_e = 11.867 + 1.023Q_s$	0.986	86.8	90.7	78.7	145	89.8	70.1

Tabla 3.7. Eficiencias intrínsecas (E_i), de operación (E_o) y total (E_t) en las UR del DR025 Bajo Río Bravo, Tamps.

Distrito y Unidad	Ecuación	Coeficiente determinación R_2	Eficiencias (%)			Gasto medio (m^3/s)	
			E_i	E_o	E_t	Q_{em}	Q_{sm}
Distrito	$Q_e = 11.867 + 1.023Q_s$	0.986	86.8	90.7	78.7	89.8	70.1
1. Control	$Q_{ec} = 0.610 + 1.094Q_{sc}$	0.969	92.0	96.4	88.7	16.7	14.7
2. Valle Hermoso	$Q_{evh} = 2.505 + 1.040Q_{svh}$	0.982	96.2	89.9	86.5	24.8	21.4
3. Río Bravo	$Q_{erb} = 7.005 + 1.097Q_{srb}$	0.933	91.1	79.0	72.0	33.4	24.0
4. Anzaldúas	$Q_{eas} = 1.828 + 1.199Q_{sas}$	0.972	83.4	86.9	72.4	13.9	10.1

Donde:
 Q_{ec} = gasto entregado para la primera unidad Control. m^3/s
 Q_{sc} = gasto servido por la primera unidad Control. m^3/s
 Q_{evh} = gasto entregado para la segunda unidad Valle Hermoso. m^3/s
 Q_{svh} = gasto servido por la segunda unidad Valle Hermoso. m^3/s
 Q_{erb} = gasto entregado para la tercera unidad Río Bravo. m^3/s
 Q_{srb} = gasto servido por la tercera unidad Río Bravo. m^3/s
 Q_{eas} = gasto entregado para la cuarta unidad Anzaldúas Sur. m^3/s
 Q_{sas} = gasto servido por la cuarta unidad Anzaldúas Sur. m^3/s

De la Tabla 3.7 se destacan varias observaciones:

- Existe una alta correlación entre Q_e y Q_s
- Las pérdidas intrínsecas del DR 025, obtenidas en forma general son de $11.867 m^3/s$.
- Al obtener las ecuaciones independientes por unidad, las pérdidas intrínsecas se distribuyen en $0.61 m^3/s$ para la Unidad Control, $2.505 m^3/s$ para la Unidad Valle Hermoso, $7.005 m^3/s$ para la Unidad Río Bravo y $1.828 m^3/s$ para la Unidad Anzaldúas Sur, dando un total de $11.949 m^3/s$ valor muy similar al obtenido a nivel DR.
- Aparentemente las Unidades 1 Control y 2 Anzaldúas Sur tienen menos pérdidas y la 3 Río Bravo las mayores, lo que se debe a la forma en que se llevó en ese

tiempo la contabilidad, porque las pérdidas de red mayor se le cargaron a la unidad.

Existen otro tipo de pérdidas de agua en la red de distribución que pueden considerarse administrativas por la forma de llevar la contabilidad del agua, es decir, en ocasiones un canal conduce agua para varias unidades y la mayor parte de las pérdidas se cargan solamente a una.

Por otro lado, se desarrolló un procedimiento para calcular separadamente cada uno de los tipos de pérdidas de conducción. Este procedimiento se aplicó a varios canales principales y se encontraron los resultados presentados en la Tabla 3.8 (Vargas y Pedroza, 2000). Las pérdidas intrínsecas se dividieron en evaporación e infiltración.

Tabla 3.8. Pérdidas en varios canales principales (Vargas y Pedroza, 2000).

Canal	Pérdidas (%)			
	Evaporación	Infiltración	Intrínsecas	Operación
Principal Humaya	1.24	2.49	3.73	17.81
Alto Yaqui	0.34	4.28	4.62	9.35
Bajo Yaqui	0.19	2.31	2.50	12.83
El Carrizo	0.28	1.76	2.04	13.18
Río Florido	0.18	4.88	5.06	31.93
A. Coria	0.23	11.14	11.37	13.48

Como se ha mencionado, las pérdidas intrínsecas, debidas a las condiciones del clima y a las características físicas de la red de distribución, tienden a ser constantes en un DR, mientras que las operacionales suelen ser mayores y variables en función del volumen manejado por los canales.

Para los casos anotados en la Tabla 3.8, las pérdidas intrínsecas fluctuaron entre 2.04 y 11.37%, mientras que las operacionales entre 9.35 y 31.93%. Destaca la información obtenida en el DR 041, donde en el mismo distrito, las pérdidas intrínsecas son mayores en el canal Alto Yaqui con un 4.6%, donde los suelos son más ligeros y en las del Bajo Yaqui son del 2.5%, con suelos más pesados. En las eficiencias de operación la situación se invierte, siendo el canal Alto Yaqui donde menos pérdidas se tienen.

En la Tabla 3.9 se presentan valores de las diferentes pérdidas de conducción encontradas en el DR 038 Río Mayo, Son. las pérdidas por evaporación, infiltración y fugas se obtuvieron por medición directa y las pérdidas por operación se obtuvieron indirectamente por medio de un análisis estadístico, en la

Tabla 3.9 se expresan los valores como un porcentaje del total de pérdidas (Palacios, 1996).

Tabla 3.9. Distribución de pérdidas de conducción en el DR038 Río Mayo, Son. (Palacios, 1996).

Tipo de pérdidas	Pérdidas %
Evaporación	13.6
Infiltración	32.5
Fugas	10.6
Manejo	43.3
Total	100.0

Según Luján (1992) las pérdidas por evaporación se sitúan en promedio entre el 0.25% y 3%; las de infiltración en alrededor de 12% y las de operación presentan una gran variedad de valores que van desde 2% hasta 50%. Comparativamente, los valores aquí presentados están dentro de estos rangos. Las pérdidas por evaporación y evapotranspiración no son de consideración y es muy poco lo que se puede hacer para evitarlas; las pérdidas por infiltración se pueden disminuir con revestimientos, lo que significa grandes inversiones, o en menor medida, manejando los niveles de diseño ya que éstos corresponden a la máxima eficiencia y mínima infiltración.

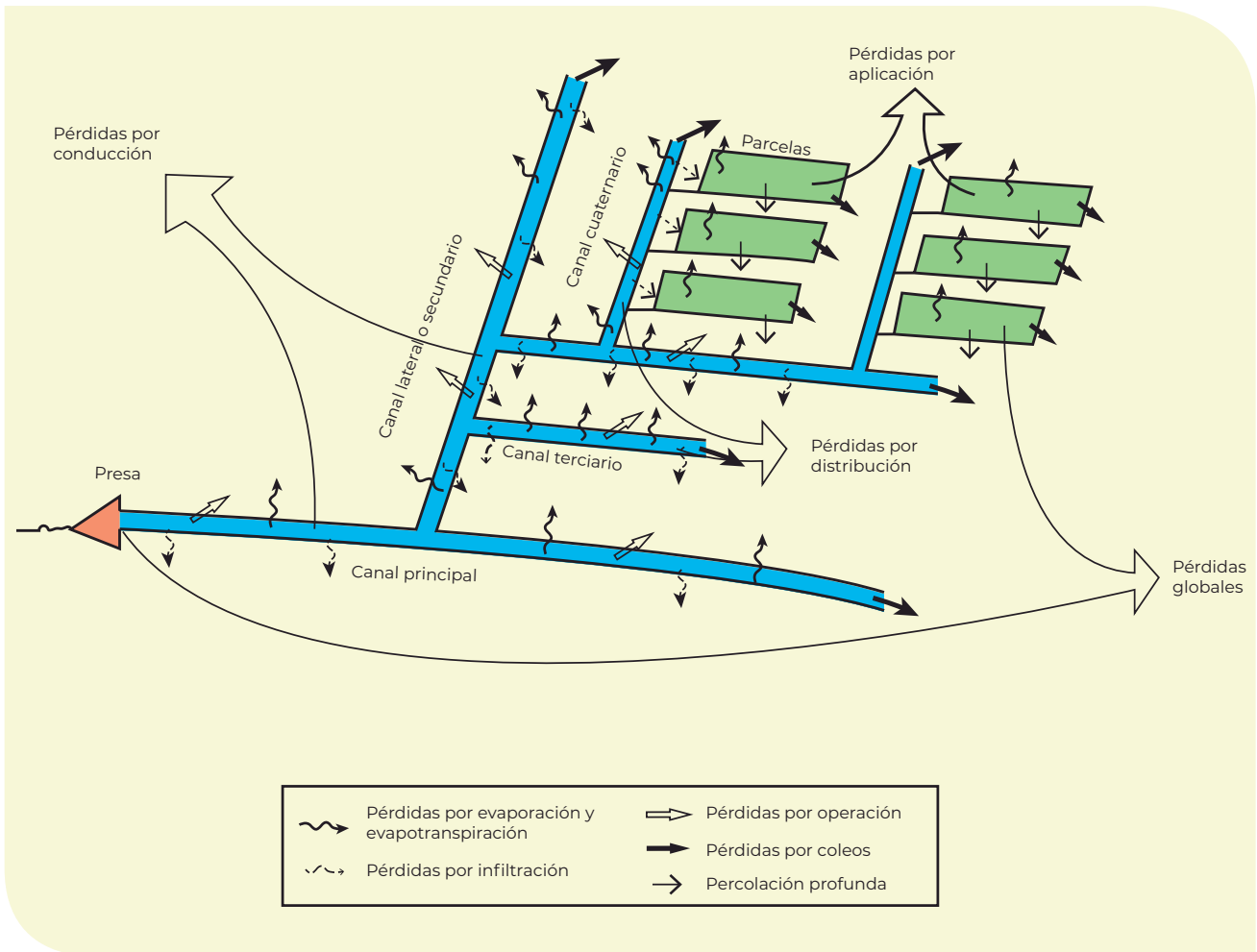


Figura 3.3. Ubicación y causas de todas las pérdidas en un DR.

En lo que respecta a las pérdidas por operación se reconoce que son aceptables si son menores de 5% (Luján, 1992). Se considera que un DR está bien manejado si las pérdidas operacionales se mantienen entre el 5% y 10% (SARH, 1980) en todos los casos presentados este tipo de pérdidas son mayores.

Por otro lado, las pérdidas por operación en un DR se generan de cuatro maneras:

- a) Mala programación.
- b) Cambios de riegos.

- c) Maniobras en los canales.
- d) Pérdidas administrativas.

Las pérdidas por programación se deben al desconocimiento de las eficiencias, por lo que es común que al solicitar los caudales se pida más agua que la necesaria, lo que ocasiona desperdicios. La disminución de este tipo de pérdidas se logra por medio del conocimiento de las eficiencias de los diferentes canales del sistema (Palacios, 1981). Las pérdidas por cambios de riego se presentan en red parcelaria cuando se deja de regar a las 22:00 hrs, por



ejemplo, y el regador del siguiente no toma su turno y el agua escurre hacia el dren; por lo tanto, estas pérdidas se reducen con mayor organización, vigilancia y sanciones a los usuarios que incurran en esta desatención.

Las pérdidas por maniobras se dan cuando se tienen variaciones de gasto en alguna parte del sistema y los movimientos en las compuertas de las tomas y de las represas no son los adecuados.

Finalmente, las pérdidas administrativas son aquellas que por falta de medición, control, gestión, capacitación

o de la forma de llevar la contabilidad hidrométrica, no pueden ubicarse adecuadamente y se cargan como pérdidas físicas a la red de distribución, cuando no lo son.

Estas pérdidas administrativas suelen ser una sombra inconveniente en la información de los datos de operación de un DR. Ello propicia decisiones erróneas, como el revestir un canal y no tener el ahorro de los volúmenes esperados, a menos de que se solucionen las condiciones que generan las pérdidas administrativas, esta inversión resulta en un costo que pudo evitarse.

4

CAPÍTULO



Programación

Se trata de una actividad en la que se planea cuánta agua se debe entregar y cuándo. Las acciones realizadas dependen de la infraestructura y de las condiciones de la entrega. La programación comienza por el cálculo de los gastos que se deben entregar al usuario.

Para realizar esta actividad, la operación debe concordar con el calendario de las acciones agropecuarias a realizar en cada región. En México la planeación agropecuaria se lleva a cabo por año agrícola: empieza el 1º de octubre y finaliza el 30 de septiembre del año siguiente.

El año agrícola ocurre en dos ciclos: otoño-invierno (O-I) generalmente de octubre a marzo y primavera-verano (P-V) de abril a septiembre. Existen también cultivos perennes para los que se puede programar un ciclo de segundos cultivos (SC) siempre y cuando en enero y febrero existan aportaciones extraordinarias.

El Comité Hidráulico del DR propone en sus planes anuales la superficie a sembrar y la cantidad mensual de agua a utilizar, en función del volumen de extracción anual aprobado por la autoridad del agua. La fase de planeación concluye con la autorización del plan de riegos.



Figura 4.1.
Reunión en un DR
para programación
anual.

En las UR la operación procede empíricamente y de manera similar a los DR, sin embargo, con frecuencia no cuentan con un plan de riegos, por ello la programación y la distribución del agua presentan una forma más o menos aleatoria. La información técnica, rara vez disponible, dificulta su evaluación y mejoramiento.

La manera de programar es diferente para cada distrito, en algunos casos se intenta que la distribución del agua concuerde con las solicitudes semanales de los usuarios a los canaleros y de éstos a los jefes de zona o gerentes de módulo.

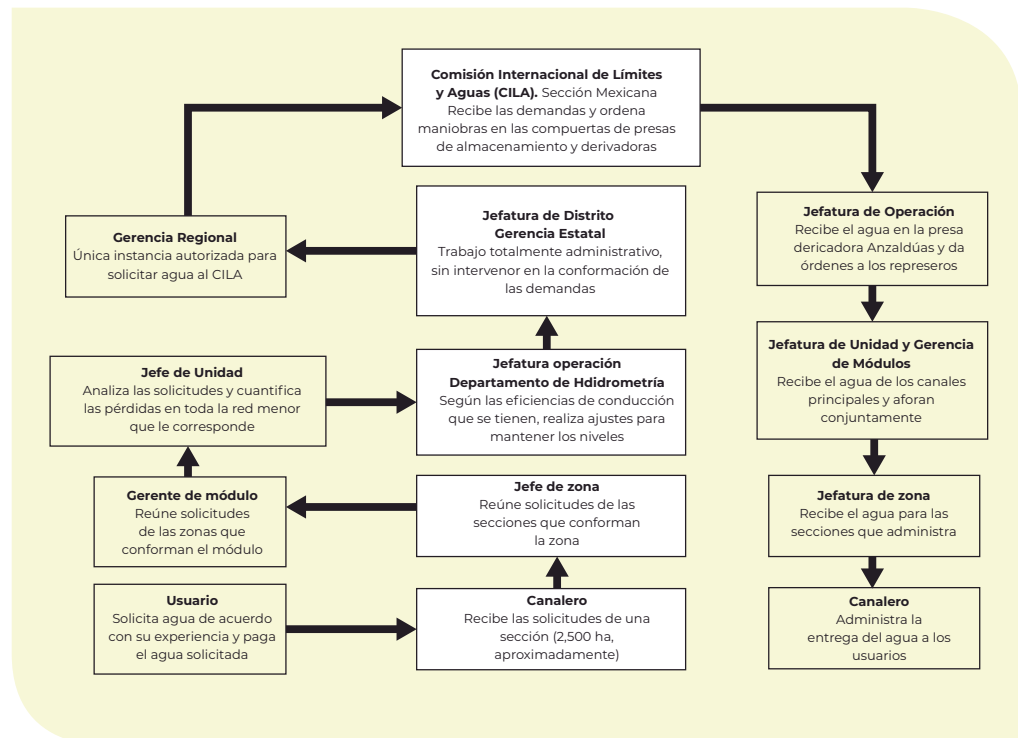
Un ejemplo del procedimiento completo de solicitud y asignación de los requerimientos semanales de

agua se presenta en la Figura 4.2 que corresponde a un DR en la frontera con Estados Unidos, donde la distribución de las aguas sobre el río tiene carácter internacional, pero cambia a nacional una vez que entra al canal principal del DR.

Los canaleros reúnen y ordenan en cada toma las solicitudes de riego de los usuarios; una vez conocidas la capacidad de las regaderas y de las áreas por regar, calculan los gastos y el volumen requeridos después de multiplicar la lámina de riego por el área a regar.

El volumen dividido entre el tiempo del periodo de programación da el gasto total a suministrar en cada toma lateral, y el gasto total resulta de multiplicarlo por el factor de pérdidas de dicha sección.

Figura 4.2.
Conformación
y asignación de
las demandas
semanales





Los jefes de unidad suman los gastos solicitados en las tomas laterales y los multiplican por los factores de pérdida de la red mayor para obtener el gasto a extraer de la fuente de abastecimiento.

La Ecuación 4.1 muestra el cálculo del gasto en el inicio del tramo. Este mismo proceso se repite en todos los tramos del canal ya sea principal, lateral o menor.

$$Q_t = (2 - Et) \sum_{i=1}^n q_i$$

Ecuación 4.1.

Donde Q_t es el gasto al inicio del tramo, Et la eficiencia del tramo, expresada como fracción decimal; q_i el gasto en la i -ésima salida del tramo, durante el periodo de programación; y n el número total de salidas incluyendo derivaciones a otros canales o tomas directas. Después de los cálculos de gastos, se revisan las magnitudes para no rebasar la capacidad de los canales o los volúmenes asignados al inicio del ciclo. Hecho esto, se programa semanalmente el gasto que se asignará en cada punto de derivación y el gasto a solicitar en el inicio del canal principal.

5

CAPÍTULO



Entrega del agua

Para entregar el agua, los operadores utilizan diversos métodos, entendidos como maneras de proceder, en función de las relaciones que se establecen entre las intenciones de la entrega, la disponibilidad del agua y las facilidades, o limitaciones, de la infraestructura. En la Figura 5.1, se muestran tales métodos.

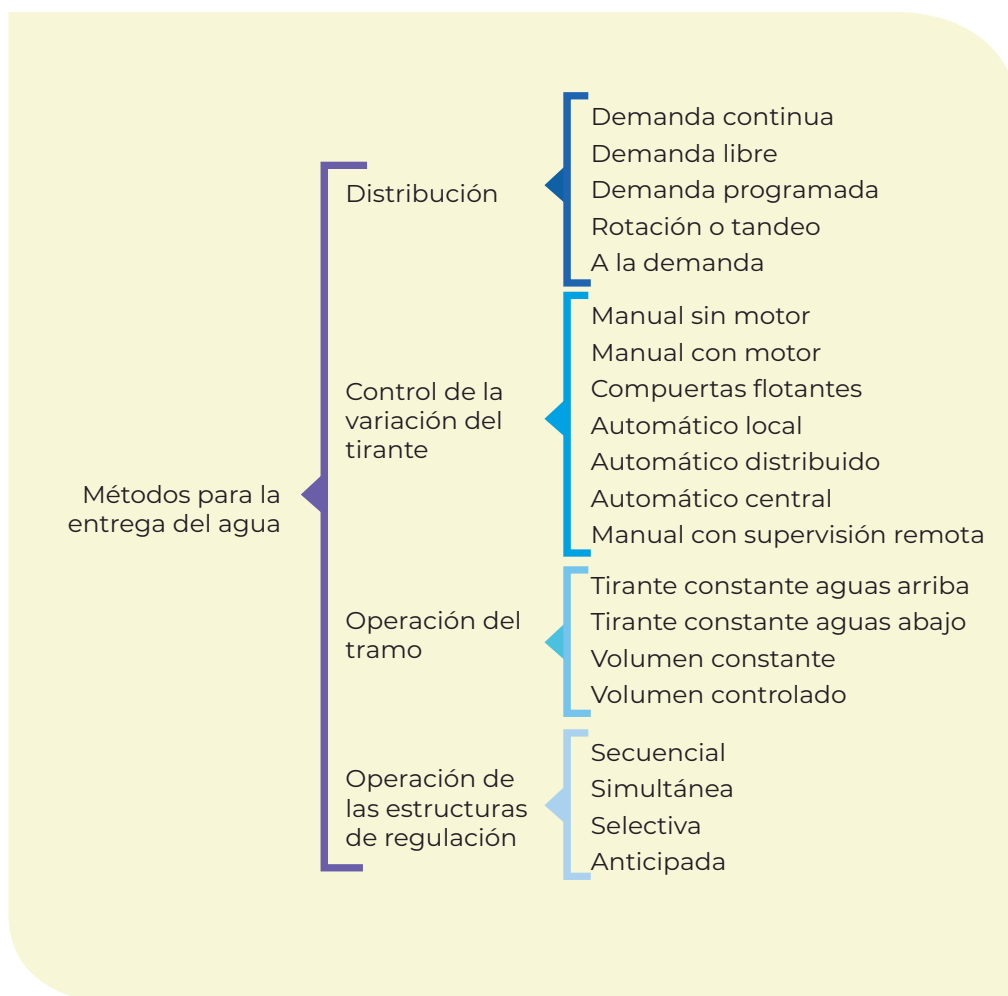


Figura 5.1. Métodos para la entrega del agua.

5.1. Métodos de distribución

Existen cinco métodos de distribución en función de la disponibilidad de agua y del diseño hidráulico de los canales:

- Demanda continua.
- Demanda libre.
- Demanda programada.
- Rotación o tandeo.
- A la demanda.



5.1.1. Demanda continua

Consiste en entregar un gasto constante durante un periodo determinado, por ejemplo todo el ciclo de operación o una gran parte de éste. El método se usa en algunas zonas de riego cañeras, por ejemplo en los ingenios azucareros (DR 002 Mante y 029 Xicoténcatl, Tamps.).

5.1.2. Demanda libre

En este método el usuario abre su toma y deriva el agua que necesite en el momento que lo desee. La demanda libre solamente puede establecerse en zonas donde hay agua en abundancia y la oferta supera la demanda; también se requiere capacidad suficiente en los canales y que la demanda de riego no sea muy grande. Normalmente se usa en zonas cañeras o en derivaciones de ríos. Este método opera en algunas UR y DR por derivación aledaña a ríos.

5.1.3. Demanda programada

Consiste en programar la extracción de agua de la fuente de abastecimiento de acuerdo a los pedidos de los usuarios en un periodo determinado, normalmente una semana, o bien varias veces por semana; por lo tanto, la extracción y en consecuencia, el gasto conducido por la red de distribución, tienen que ajustarse en cada caso. Este método se aplica prácticamente en los todos los DR del norte del país.

5.1.4. Rotación o tandeo

El agua se entrega con cierta periodicidad, de acuerdo con un orden de riegos. En este caso, los usuarios se ajustan a regar en las fechas que el distrito lo programe conforme los acuerdos o los usos y costumbres de los usuarios. Este método se aplica en áreas de riego con monocultivo. Es muy común en áreas que se abastecen de un manantial o bien cuando es necesario organizar a los usuarios para que rieguen con una toma granja comunitaria, o bien cuando por situaciones de escasez, se requiera imponer un control.

En este caso se tiene el DR 049 Río Verde, SLP; la fuente de abastecimiento es el manantial Media Luna y la distribución de aguas se basa en un porcentaje fijo del caudal disponible para cada ACU.

5.1.5. A la demanda

Consiste en proporcionar el servicio de riego mediante tuberías permanentemente presurizadas y automatizadas, conforme al requerimiento inmediato del productor, sin mediar solicitud previa. Cada parcela dispone de una toma con medidor volumétrico y un sistema de contabilidad de agua individualizado, donde el usuario obtiene agua con una presión suficiente para regar por aspersión la parte más alta de su lote (de 3.0 a 3.5 kg/cm²).

Cuando el usuario abre su válvula, los equipos de bombeo entran en

operación automáticamente y las compuertas del canal inician su movimiento hasta que su efecto llega a la obra de toma de la fuente de abastecimiento para aumentar el gasto o, en su caso, disminuirlo.

Cuando se utiliza este método los sistemas de riego y las tuberías se diseñan para un gasto máximo suficiente para proporcionar simultáneamente el agua al 80% de la superficie. Con este método se registran excelentes eficiencias de conducción y de operación y un alto grado de oportunidad, toda vez que el desfase en la entrega de agua tiende a cero; ello mejora la producción agrícola.

Como dato interesante se apunta que el DR Genil-Cabra en España tiene 37,000 ha con este sistema. El método proporciona los beneficios ya mencionados, pero la inversión inicial y los costos de operación son altos y limitan su utilización.

El uso de un método de distribución determinado no limita la utilización

temporal de otros durante algunas épocas del desarrollo de los cultivos en la misma área o bien cuando se requiere establecer un orden entre usuarios que riegan con una toma-granja común.

Con los métodos de rotación, tandeo y demanda programada surgen algunos inconvenientes, entre otros, la entrega inoportuna de agua; pero aun así, son los métodos más empleados en los DR del norte del país.

En la Tabla 5.1 se comparan tres métodos de distribución (Buyalski, Ehler, Falvey, Rogers y Serfozo, 1991).

5.2. Métodos para el control de la variación del tirante

El agua debe mantenerse a un nivel predeterminado y conveniente para el correcto funcionamiento del canal, a dicho nivel los operarios suelen llamarlo “tirante de operación”, por tal motivo este término será usado en lo subsecuente.

Tabla 5.1. Comparación de tres métodos de distribución (Buyalski, et al., 1991).

Consideración	Método de distribución		
	Rotación o tandeo	Demanda programada	Demanda libre
Conveniencia del usuario.	Pobre	Buena	Excelente
Flexibilidad.	Pobre	Moderada	Excelente
Producción agrícola.	Baja	Media	Alta
Eficiencia.	Baja	Media	Alta
Facilidad de operación del canal.	Fácil	Moderada	Complicada
Gasto de diseño del canal respecto a la demanda total.	≈ 40%	≈ 60%	≈ 80%
Complejidad para el control.	Simple	Moderada	Compleja
Costo del sistema de canales.	Bajo	Medio	Alto

Si el nivel del agua difiere del tirante de operación, debido a variaciones del gasto y a las ondas generadas por dichas variaciones, este se regula mediante la operación de las compuertas. Existen diferentes formas de operar dichas compuertas en función de los aspectos siguientes:

- Manera de detectar la variación en el nivel del agua.
- Tipo de fuerza motriz para accionar las compuertas.
- Forma de calcular las aberturas.
- Número de movimientos en las compuertas.
- Ubicación del sitio donde se genera la decisión.
- Ubicación del nivel del agua a controlar.

5.2.1. Manual sin motor

Este método es el más simple de todos. La variación del nivel del agua a controlar, detectada visualmente, se ubica en las inmediaciones de las compuertas, accionadas manualmente con ayuda de manivelas, por un operario quien también calcula su abertura de acuerdo con su experiencia y, en ocasiones, se apoya en tablas o ecuaciones. Posteriormente realiza algunos ajustes hasta lograr el tirante de operación. Este método y el siguiente son similares al método que Buyalsky *et al.*, (1991) llaman “control local”, pero no especifican el tipo de fuerza que aplican para operar las compuertas.

5.2.2. Manual con motor

La única diferencia respecto del método anterior es que el canalero, en lugar de mover manivelas, presiona botones para accionar un motor que abre o cierra compuertas. Todo lo demás lo realiza de la misma manera. Este método tiene preferencia en los DR mexicanos.

5.2.3. Compuertas flotantes

Las compuertas utilizadas en este método son estructuras especiales dotadas de flotadores que las mantienen al mismo nivel del agua. La fuerza que abre o cierra la compuerta se genera por la combinación del flotador y un contrapeso. Para mayor detalle de tales estructuras ver la sección de compuertas flotantes en el numeral 7.4.2.2.

La abertura de la compuerta opera automáticamente: si el nivel del agua sube la compuerta se eleva debido al flotador y viceversa. Al igual que en los dos métodos anteriores, las acciones se desarrollan *in situ*. El movimiento de las compuertas se puede considerar continuo.

5.2.4. Automático local

En este método, y los subsecuentes, se usan dispositivos electrónicos para ejecutar las maniobras. La descripción se basa en la propuesta de Buyalsky *et al.* (1991). El primer cambio respecto a los métodos anteriores y particularmente a los dos primeros, es el uso de senso-



res de nivel que pueden ser celdas de presión (transductores) o medidores ultrasónicos.

Los transductores son dispositivos que proporcionan una respuesta eléctrica acorde a la magnitud física a medir. En el caso del agua, esta ejerce cierta presión sobre un material especial, que puede ser silicio, incorporado a un diafragma que en principio se mantiene plano y presenta cierta resistencia al paso de la corriente eléctrica; al deformarse por efecto del empuje del agua, cambia el valor de dicha resistencia. Este tipo de tecnología no es muy utilizada porque suele acumular sedimento o presentar rigidez, debido al contacto permanente con el agua.

Los medidores ultrasónicos no se sumergen, ello es una ventaja, envían un sonido a la superficie del agua, miden el tiempo que tarda en regresar y calculan la distancia. La profundidad del agua se conoce simplemente restando la distancia encontrada, a la altura entre el dispositivo y el fondo de canal.

Al igual que los métodos de control anteriores, el método automático local utiliza la fuerza de un motor, la gran diferencia estriba en que ahora se cuenta con una conexión a una computadora, cercana a las estructuras de control, que recibe la información del nivel actual del agua que, en caso de no coincidir con el tirante de operación, envía una orden de apertura o cierre de la compuerta para corregir la diferencia.

5.2.5. Automático distribuido

Muy similar al anterior, pero en este caso el cálculo de la nueva abertura depende también del nivel del agua en estructuras contiguas, por ejemplo, la compuerta de aguas abajo.

La computadora con la que se ordenan las acciones de control se ubica en las inmediaciones de la estructura que se manipula, pero recibe información de otros sitios del canal. Ahora el número de movimientos en las compuertas depende de la diferencia entre el nivel real del agua en las cercanías de la compuerta y de los tirantes de operación

5.2.6. Automático central

El aumento en la complejidad de las acciones se manifiesta claramente en este método. La mayoría de las características son iguales al de control automático distribuido, la diferencia es el monitoreo de los niveles de agua en las inmediaciones de todas las estructuras de regulación o en los tramos en que se divide el canal.

Existe además otra diferencia importante: la computadora ya no está cerca de las estructuras, ahora se encuentra en alguna oficina de la organización que opera el canal, en alguna ciudad o poblado cercanos.

Ahora las acciones dependen de la información telemétrica, lo que presenta nuevas dificultades en los algoritmos

de programación que ordenan los movimientos en las compuertas.

Según Buyalsky *et al.*, (1991) en realidad los movimientos en las estructuras de las compuertas los realiza un operario y las acciones totalmente automatizadas, corresponden solo a las actividades rutinarias y poco sensibles a los agentes externos.

5.2.7. Manual con supervisión³ remota

Las estructuras de control motorizadas se mueven en forma similar al descrito en el segundo método de control (manual con motor). Su característica principal es que, en lugar de utilizar algoritmos para determinar la abertura de las compuertas, un supervisor ubicado en una central de monitoreo conoce, por medio de sistemas de información remota, los niveles de agua y las

aberturas de las estructuras y con fundamento en su experiencia o en tablas y ecuaciones, determina los nuevos valores de las aberturas, mismos que comunica a un operario localizado en el canal para que abra o cierre las compuertas. Buyalsky *et al* (1991).

De la misma manera que en los métodos de control manual, con y sin motor, se realiza una maniobra mayor en la compuerta, y posteriormente los ajustes necesarios para lograr el tirante de operación. En la Tabla 5.2, se presentan las características de los métodos de control del nivel del agua

5.3. Métodos de operación del tramo

En estos métodos, se concentra la atención en la ubicación del sitio donde se desea controlar el nivel del agua; ello es útil para dominar el área servida por

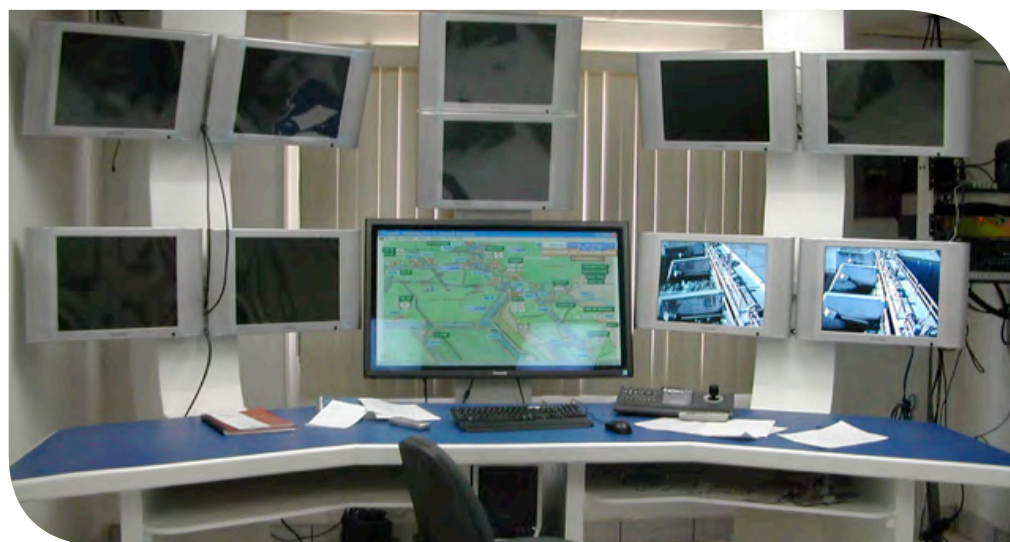


Figura 5.2. Central de control del DR014 Río Colorado, Son.
Fotografía: Víctor M. Ruiz Carmona.

³ En inglés se usa el adjetivo supervisory. En español se ha usado incorrectamente la palabra supervisorio, por obvia comodidad de traducción.

Tabla 5.2. Comparación de los métodos de control del nivel del agua.

Método de control	Característica					
	Detección de la variación en el nivel del agua.	Fuerza motriz para accionar compuertas.	Cálculo de las aberturas	Número de movimientos en las compuertas.	Sitio donde se genera la decisión.	Sitio donde se ubica el nivel de agua a controlar
Manual sin motor.	Visual.	Manual.	Experiencia, tablas o ecuaciones.	Un movimiento mayor y varios pequeños para ajuste.	Inmediaciones de la compuerta.	Inmediaciones de la compuerta.
Manual con motor	Visual.	Motor.	Experiencia, tablas o ecuaciones.	Un movimiento mayor y varios pequeños para ajuste.	Inmediaciones de la compuerta.	Inmediaciones de la compuerta.
Compuertas flotantes.	Flotador.	Flotación.	No aplica.	Movimiento continuo de las compuertas	Inmediaciones de la compuerta	Inmediaciones de la compuerta.
Automático local	Sensores	Motor	Algoritmos en computadora.	Movimientos automáticos cuando se requiera.	Inmediaciones de la compuerta	Inmediaciones de la compuerta.
Automático distribuido.	Sensores	Motor	Algoritmos en computadora.	Movimientos automáticos cuando se requiera.	Inmediaciones de la compuerta	Inmediaciones de la compuerta y en estructuras contiguas
Automático central.	Sensores	Motor	Algoritmos en computadora.	Movimientos automáticos cuando se requiera.	Oficina alejada del canal.	Todas las compuertas del canal
Manual con supervisión remota.	Sensores	Motor	Experiencia, tablas o ecuaciones.	Un movimiento mayor y varios pequeños para ajuste.	Oficina alejada del canal.	Inmediaciones de la compuerta.

gravedad o para proteger los canales contra deterioros; también sirve para una operación segura de los canales y para controlar los gastos hacia las tomas (Plusquellec, 1990). La variación de los niveles se debe a inevitables cambios de gasto, ya sea en las tomas o en la entrada del canal.

La clasificación de los métodos de operación obedece, consecuentemente, a la ubicación del tirante de operación; se tienen cuatro opciones: tirante constante aguas arriba, tirante constante aguas abajo, volumen constante y volumen controlado. En esta clasificación se toma como referencia la estructura reguladora para ubicar el tirante de operación.

5.3.1. Tirante constante aguas arriba

La primera razón del uso tan extendido de este método es que el canal puede diseñarse para conducir el gasto máximo en régimen permanente, y los tirantes nunca rebasan el tirante normal para el gasto de diseño; ello reduce el tamaño del canal y del bordo libre, con la correspondiente disminución del costo de construcción.

Con este método, las tomas para extracción deben colocarse en las inmediaciones aguas arriba de la estructura que controla el tirante; esto permite que se diseñen para un tirante máximo, y relativamente constante en el canal. Esta localización de las tomas ayuda a prevenir problemas a los usuarios ante las variaciones de nivel o tirantes bajos.

El método de control del tirante aguas arriba es particularmente efectivo cuando se trata de atender la variación de nivel causada por cambios de gasto en la entrada de los tramos; su mayor desventaja es que las tomas aguas abajo, en particular las más alejadas del inicio del canal, sufren con mayor severidad los errores de operación.

Desafortunadamente existe un gran número de casos en los que las tomas se localizan fuera del alcance del remanso provocado por la compuerta o arriba del tirante de operación; esto hace que la función de la compuerta, como reguladora del nivel del agua, no se cumpla.

En ocasiones las tomas se encuentran muy por encima del tirante de operación, lo que no debería permitirse; pero como se necesita atender la demanda, de acuerdo a los derechos de uso correspondientes, los operadores no tienen más remedio que elevar el tirante.

5.3.2. Tirante constante aguas abajo

El método requiere que los bordos del canal sean horizontales para ajustarse al perfil del agua cuando se tiene gasto cero (el tramo está lleno pero el agua no escurre). Esta es una de sus principales desventajas ya que los costos de construcción se incrementan considerablemente, en especial si se trata de canales revestidos.

En la mayoría de los canales se evita este método a menos que el bordo se levante en la parte que se encuentra aguas abajo del tramo. Excepcionalmente puede usarse en canales con poco desnivel entre compuertas o en aquellos donde el gasto se mantenga en valores muy cercanos al gasto máximo. Por sus condiciones, este método provoca desperdicios de agua.

Las tomas se pueden colocar en cualquier parte del canal ya que el tirante siempre se mantendrá en valores mayores o por lo menos iguales al tirante normal correspondiente al gasto máximo. Sin embargo, si se requiere de carga constante en las tomas, éstas habrán de situarse en el extremo localizado aguas



arriba de los tramos. Las estructuras de desfogue se ubicarán también en esta parte para una mejor operación.

El método de operación aguas abajo es más efectivo cuando los cambios de gasto, que se originan en la salida del tramo, generan una variación de los tirantes en la dirección adecuada para alcanzar la condición final permanente.

5.3.3. Operación de volumen constante

Con este método, se mantiene un volumen relativamente estable en un punto situado aproximadamente en la mitad del tramo. Para ello se requiere operar simultáneamente las compuertas aguas arriba y aguas abajo del tramo.

La mayor ventaja del método es su rápida respuesta ante cambios de flujo, ya que evita los grandes retardos porque el volumen en el tramo no se modifica significativamente. Sus desventajas son que requiere un bordo libre adicional en la segunda mitad del tramo y que las compuertas del canal se operen al mismo tiempo.

5.3.4. Operación de volumen controlado

El método se maneja en varios tramos, es el más flexible de todos ya que no importa si varía el tirante. Sin embargo, para sacarle mayor provecho es recomendable el uso de almacenamientos

laterales conectados hidráulicamente al canal. Una de sus desventajas es que no se puede aplicar sin el método de control automático central, por la gran cantidad de maniobras que deben realizarse. Además, se requieren grandes bordos libres o tramos de canal muy largos y las extracciones deben realizarse por bombeo.

5.4. Métodos de operación de las estructuras reguladoras

La infraestructura de la red de canales se describe en el capítulo 7, pero es conveniente adelantar que las estructuras de regulación son las compuertas colocadas transversalmente en el canal para controlar los niveles de agua y las estructuras de derivación las constituyen las compuertas laterales, por medio de las cuales se deriva, se entrega o distribuye el agua.

Los métodos enseguida descritos se relacionan con el momento oportuno para operar las compuertas y lograr la satisfactoriamente la entrega de agua en las tomas, con la menor variación de niveles del agua y la mínima duración del transitorio. Para ello, existen cuatro métodos de operación: secuencial, simultánea, selectiva y anticipada.

5.4.1. Operación secuencial

El método es especialmente compatible con el control manual local ya que

el operador puede avanzar y ajustar las compuertas secuencialmente, mientras avanza de una compuerta a otra; de tal manera que transfiere gasto hacia aguas abajo y las compuertas de las tomas se van moviendo conforme la variación de nivel llega a cada toma. Buyalsky *et al.*, 1991.

El tiempo de llegada del cambio de nivel depende de las características hidráulicas y de la distancia entre la entrada del canal y la longitud del tramo y de las tomas. Por lo tanto, el número de cambios que se hace en una toma depende del tiempo que se ocupa en aplicar la técnica a todas las compuertas del canal.

En canales operados por una persona, el procedimiento básico es iniciar un cambio de flujo en la entrada del canal, avanzar hacia aguas abajo y realizar los cambios de abertura en cada compuerta, tanto de tomas como de represas. Un operador con experiencia puede, inclusive, anticipar la llegada del cambio del flujo y suministrar agua a las tomas con errores poco significativos.

La operación secuencial también se aplica hacia aguas arriba; por ejemplo, si se presenta un decremento inesperado aguas abajo del canal, la necesaria reducción del gasto en el canal tomaría mucho tiempo si el movimiento se realizara en la primera compuerta a la entrada del canal; pero su aplicación es difícil en caso de una operación manual local.

El uso de este método, en su modalidad hacia aguas arriba, requiere de un

control automático local diseñado para responder rápidamente a las demandas aguas abajo, por medio del ajuste de la compuerta de aguas arriba del tramo. Esta forma del método mantiene con poca variación de los tirantes, si las diferencias en gasto no son muy grandes.

La aplicación del método de operación secuencial, tanto hacia aguas arriba como hacia agua abajo, se logra con el método de control local y supervisión remota, ya que informa a los operadores de las compuertas en la entrada del canal sobre las acciones que deben llevar a cabo, en correspondencia con los cambios de demanda generados en los puntos de entrega aguas abajo.

5.4.2. Operación simultánea

La forma más rápida de transitar de un cierto estado hidráulico a uno diferente es mediante la operación simultánea, (Buyalski *et al.*, 1991). Este método consiste en realizar ajustes al mismo tiempo en todas las compuertas, inclusive la de la entrada del canal.

Dicho ajuste simultáneo genera en cada estructura una onda en dirección del flujo y otra en dirección contraria: se encontrarán aproximadamente a la mitad del tramo y tenderán a anularse, así, el nuevo estado permanente del flujo se alcanza muy rápido.

Con este método, el bordo libre deber ser suficiente para evitar problemas derivados del incremento de los tirantes



que se generan por el ajuste simultáneo de las compuertas. En el caso de bordos libre pequeños se podrían manejar niveles inferiores a los de la operación para que se puedan atender los cambios de flujo.

El cierre simultáneo de todas las compuertas de un canal es ideal para situaciones de emergencia en las que el flujo se vea interrumpido abruptamente, pero se requiere de un ajuste en dos pasos con un lapso entre la maniobra inicial y la final.

El método de operación simultánea no puede aplicarse con control manual local a menos que se tengan tantos operarios como estructuras de control y estos puedan comunicarse para realizar las maniobras simultáneamente.

En realidad, el método solamente se puede aplicar con el control manual con supervisión remota, ya que el nuevo valor de las aperturas de las compuertas debe transmitirse rápidamente desde la central remota a cada una de las compuertas, prácticamente de manera simultánea.

5.4.3. Operación selectiva

Es utilizado comúnmente para realizar, sin afectar la totalidad del canal, pequeños ajustes en una o varias compuertas para recuperar el balance del sistema. Algunas de ellas podrían requerir un ajuste adicional para mantener un nivel de operación en el tramo adyacente.

Este método es especialmente útil cuando se requiere transferir volúmenes de agua de tramos sobrecargados hacia otros con déficit. La transferencia tendrá lugar tanto en la dirección del flujo como en la dirección contraria. Si la transferencia de agua involucra más de varias compuertas sucesivas, se aplicará el método de operación selectiva o secuencial.

Con la operación selectiva se ajustan tirantes de operación y gastos a lo largo del canal sin realizar maniobras en la entrada del canal. Este método es especialmente ventajoso cuando el canal es alimentado por un equipo de bombeo con restricciones en su capacidad.

5.4.4. Operación anticipada

Con este método se pretende llevar al canal a un estado hidráulico adecuado (tirantes y gastos) por medio de maniobras realizadas en las compuertas con anticipación al cambio de gasto en la entrada del canal. Se usa con métodos de control automático en sus diferentes formas, por la complejidad para calcular las aberturas y los tiempos en que se deben mover las compuertas.

En México, se utilizan los métodos de operación secuencial y selectiva por su compatibilidad con la distribución por demanda programada, con la operación aguas abajo del tramo y con el método manual para control de las estructuras.

La operación instantánea no se usa en México porque no se cuenta con el per-

sonal suficiente ni tan bien comunicado como se requiere y tampoco se tiene automatización, requisitos indispensables para la aplicación de la operación instantánea.

5.5. Compatibilidad entre los métodos y la infraestructura

No todos los métodos son compatibles unos con otros o con las estructuras de regulación y derivación. Por ejemplo, el método de control automático local no es compatible con el de operación anticipada, porque los movimientos en las compuertas se hacen solamente si el nivel del agua no es el adecuado.

Para aplicar el método de operación anticipada sin la participación de personal de campo, podría usarse el método de control manual con supervisión remota. También se observa que el método de volumen controlado no es compatible con las estructuras de derivación, porque éste solo es factible si se utiliza bombeo para derivar agua.

Otro aspecto interesante es el hecho de que las estructuras fijas no son adecuadas como estructuras reguladoras por su incompatibilidad con los métodos de control y de operación del tramo. En la Tabla 5.3 se muestra la compatibilidad o incompatibilidad entre los métodos y las estructuras de los canales.

Tabla 5.3. Compatibilidad o incompatibilidad entre métodos y estructuras.

		Método de operación de las estructuras reguladoras				Estructuras de:							Método de operación del tramo			
						Derivación		Regulación								
		Operación selectiva	Operación instantánea	Operación secuencial	Operación anticipada	Estructuras de gasto constante	Estructuras de gasto variable	Fijas	Fluídicas	Automatizadas	Manuales	Volumen controlado	Volumen constante	Tirante constante aguas abajo	Tirante constante aguas arriba	
Métodos para el control del nivel del agua	Manual sin motor	C	I	C	I	C	C	I	I	I	C	I	I	C	C	
	Manual con motor	C	I	C	I	C	C	I	I	I	C	I	I	C	C	
	Automático fluídico	I	I	C	I	C	C	I	C	I	I	I	I	C	C	
	Automático local	C	I	C	I	C	C	I	I	C	I	I	I	C	C	
	Automático distribuido	C	I	C	I	C	C	I	I	C	0	C	C	C	C	
	Automático central	C	C	C	C	C	C	I	I	C	I	C	C	C	C	
	Manual con supervisión remota	C	C	C	C	C	C	I	I	C	I	C	C	C	C	
Métodos de operación del tramo	Tirante constante aguas arriba	C	C	C	C	C	C	I	C	C	C	C	C	C	C	
	Tirante constante aguas abajo	C	C	C	C	C	C	I	C	C	C	C	C	C	C	
	Volumen constante	I	C	I	I	C	C	I	I	C	I					
	Volumen controlado	C	C	C	C	I	I	I	I	C	I					
Estructuras de:	Regulación	Manuales	C	I	C	C	C	C								
		Automáticas	C	C	C	C	C	C								
		Flotantes	I	I	C	I	C	C								
		Fijas	I	I	I	I	C	I								
	Derivación	Estructuras de gasto variable	C	C	C	C										
		Estructuras de gasto constante	C	C	C	C										

*C=Compatible; I=Incompatible

6

CAPÍTULO



Hidrometría

Es tal la importancia de la hidrometría para la operación de canales, que en este libro se considera como una actividad propia de dicha operación, aunque en la dinámica tradicional de los DR no es así: usualmente, la hidrometría no forma parte de la operación.

En la Tabla 6.1 se presenta un panorama de algunos métodos y técnicas de hidrometría (ISO, 1997). A continuación se mencionan brevemente aquellos de uso más frecuente en México.

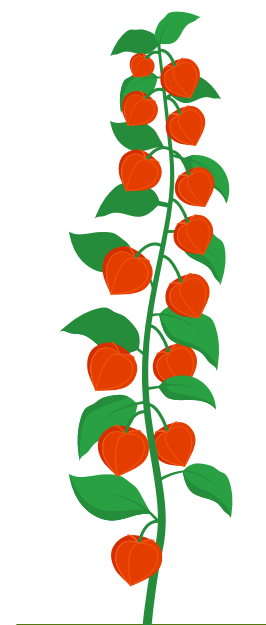
Tabla 6.1. Algunos métodos y técnicas para la hidrometría.

Método	Técnica	Incertidumbre
Área-velocidad	Molinete	Vadeo Puente Cable-canastilla Embarcación móvil
	Flotadores	
	Ultrasónicos	Tiempo de travesía Efecto Doppler
Carga-gasto	Vertedores	Cresta delgada Cresta ancha
	Aforadores de garganta	Rectangular Trapezoidal En forma de "U" Parshall SANIIRI
Pendiente-área	Chezy Manning	
Dilución con trazadores	Químicos Radioactivos Fluorescentes	

El método de área-velocidad se caracteriza por el uso la ecuación de gasto donde se multiplica el área por la velocidad ($Q=AV$). Para conocer la magnitud de la velocidad se usan técnicas como el molinete, el ultrasonido e incluso los flotadores.

El molinete se coloca en el agua ya sea vadeando, colgado de un cable desde un puente o montado en embarcaciones. Como puede verse en la tabla, la incertidumbre típica de estas técnicas es de $\pm 5\%$; para ello debe medirse con un molinete calibrado con atención a todos los cuidados que marca la literatura especializada, por ejemplo, la norma NMX-AA-179-SCFI-2018 (Secretaría de Economía, 2018).

Para la aplicación del método de carga-gasto se requiere establecer un sitio específico en la estructura en la que se medirá la carga, ya sea un vertedor o un aforador. En este caso la palabra "carga" se refiere a la profundidad del agua.



Para los vertedores se necesita medir la carga en un sitio donde la superficie del agua sea completamente horizontal. Si se trata de un aforador se debe medir la carga en el interior de la estructura en sitios predeterminados de acuerdo a criterios empíricos.

En la Tabla 6.1 se mencionan varios tipos de vertedores en función de la cresta, la cual puede ser delgada o ancha. Los vertedores de cresta ancha son generalmente horizontales, sin embargo, existe una opción peculiar de éstos que, vistos de frente, tienen forma triangular.

En el método de pendiente-área existen dos opciones, usar las fórmulas de Chezy y la de Manning. Para ello se requiere seleccionar un tramo lo más recto y uniforme que sea posible; en las fórmulas se tiene un coeficiente de rugosidad, mismo que se selecciona en función del tipo de revestimiento o de las características del fondo y las paredes en canales no revestidos. Para calcular el gasto se mide la profundidad del agua en dos o tres secciones en una distancia predefinida, además se debe conocer la pendiente del fondo del canal en el mismo tramo y en el ancho de la superficie libre.

Finalmente se tiene el método de dilución con trazadores, ya sean químicos, radioactivos o fluorescentes que se inyectan a una corriente con una concentración conocida, ya sea en una sola dosis o de manera continua, aguas abajo se toma una o una serie de muestras para comparar sus concentraciones

sin diluir y una ya diluida y, por medio de una fórmula, se conoce el gasto.

En México se usan mayormente las técnicas de molinete, aforadores de garganta y ultrasonido.

6.1. Medición con molinete mecánico

Es muy útil en la verificación de otras técnicas de medición más complejas. Una de sus ventajas es que no requiere de grandes inversiones iniciales ni personal con capacitación especializada. Pero cuando se necesiten registros continuos o rápidos esta no es la opción, ya que un aforo en un canal de mediana proporción puede tomar de media a una hora, tiempo suficiente para que el canal haya sufrido cambios en su gasto.

El molinete es un conjunto de elementos cuyo componente sustantivo es un rotor. Los accesorios hacen posible la colocación del rotor a la profundidad deseada, su alineación con la corriente y la posibilidad de contar los giros mediante un circuito eléctrico. Una vez ubicado a una cierta profundidad, el rotor comienza a girar debido al empuje del flujo. El número de giros resulta, naturalmente, proporcional a la velocidad del agua. (Pedroza, 2017).

Existen varios tipos de molinetes, entre ellos los de copas, compuestos de un eje vertical alrededor del cual van unidas las copas, y los molinetes de hélice,

compuestos de un eje horizontal donde se unen dichas hélices.

En la Figura 6.4 se muestra un aforo a la salida de la presa Josefa Ortiz de Domínguez “El Sabino”, Sinaloa, realizado en el 2007 desde un puente rígido construido exprofeso, en ocasión de un experimento de comparación entre el uso de molinete y de técnicas de ultrasonido.

En la Figura 6.5 se se muestra un aforo con molinete llevado a cabo en el río Nazas, Durango, en la estación Agustín Melgar, por medio de un cable y una canastilla; esta forma de aforar es común en ríos muy anchos. En la Figura 6.6 se aprecia el aforo en el mismo río Nazas con ayuda de una embarcación; dado que el sitio no cuenta con puente ni canastilla.

6.2. Hidrometría ultrasónica

El sonido es un disturbio mecánico del medio en el que se propaga y tiene un amplio rango de frecuencia. El rango audible para los humanos va, aproximadamente, desde una frecuencia de 20 Hz hasta una de 20 mil Hz. A las frecuencias menores al límite inferior se le llama subsónicas, mientras que las frecuencias ultrasónicas sobrepasan el límite superior.

Los dispositivos de este tipo operan entre los 100 KHz y 1 MHz. Una de las principales ventajas del ultrasonido es que la señal viaja en trayectorias prácticamente rectas, a diferencia del sonido



Figura 6.1. Molinete de copas marca Rossbach.



Figura 6.2. Molinete de copas marca Gourley.



Figura 6.3. Molinete de hélice marca Hydrologycal Services.



Figura 6.4. Aforos en la salida de la presa Josefa Ortiz de Domínguez.
Fotografía: Serge Tamari.



Figura 6.5. Aforo en la estación Agustín Melgar sobre el río Nazas.



Figura 6.6. Aforo en lancha sobre el río Nazas.

de media o baja frecuencia que se difunde en todas direcciones.

El desempeño de estos sistemas depende en gran medida de las características de la propagación del sonido en el agua, de su temperatura, salinidad y presión, aunque en canales de riego el efecto de la presión no es importante. Existen dos modalidades para estimar el gasto en corrientes al utilizar técnicas de ultrasonido: tiempo de travesía (o tiempo de tránsito) y efecto Doppler en modalidades fija y móvil.

6.2.1. Aforador de tiempo de travesía

La velocidad del sonido que viaja en la misma dirección de la corriente del agua aumentará y la que va hacia aguas arriba disminuirá. La diferencia entre los tiempos de tránsito registrados para ambas direcciones sirve para calcular la velocidad del agua.

En la Figura 6.7, V_t es la componente de la velocidad en la dirección de la trayectoria del pulso ultrasónico; V_L es la velocidad en la dirección de la corriente y θ es el ángulo que se forma entre la trayectoria del pulso ultrasónico y la dirección de la corriente. La velocidad del agua está dada por la Ecuación 6.1.

$$V_L = \frac{L(t_{AB} - t_{BA})}{2 \cos \theta t_{AB} t_{BA}} \quad \text{Ecuación 6.1.}$$

Donde t_{AB} es el tiempo de tránsito del sensor A hacia el sensor B, en segundos; t_{BA} es el tiempo de tránsito del sensor B hacia el sensor A, en segundos y L es la longitud de la trayectoria entre los transductores, en metros.

El aforador de tiempo de tránsito es un conjunto de medición consistente en: sensores, cables de conexión entre el sensor y la unidad electrónica, sensor de nivel, caseta de protección, gabinete, pozo de lectura, celda o panel

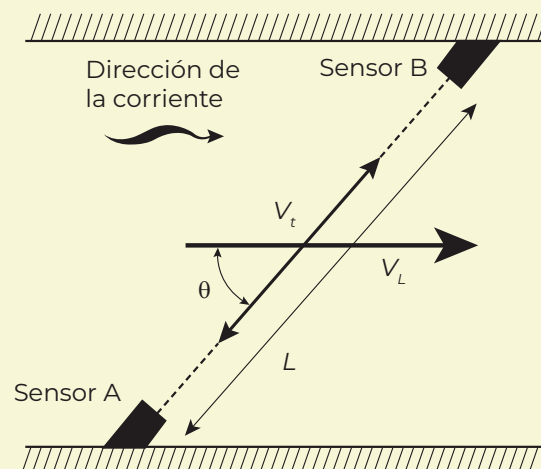


Figura 6.7.
Funcionamiento
de un aforador de
tiempo de tránsito.

fotovoltaico, batería y caseta de protección (Figura 6.8).

El arreglo básico de una estación de aforo ultrasónico está configurado con una sola trayectoria acústica. Cuando no se cumplen los requisitos para el adecuado desempeño de un sistema con una trayectoria, deberá considerarse la colocación de varias trayectorias. Por ejemplo, si se tiene una gran variación del tirante o del gasto; o bien, si la distribución vertical de la velocidad varía significativamente respecto de la distribución teórica, normalmente parabólica. El número de trayectorias depende de la mejor relación entre el costo y el logro de las mejores condiciones para tener una representación aceptable del perfil de velocidades.

La colocación de más de una trayectoria proveerá a la estación de aforo de más confiabilidad ya que tendrá un sistema redundante, es decir, que el sistema no fallará totalmente si un sensor o un transductor deja de servir porque los otros seguirán funcionando.

La configuración de varias trayectorias es muy adecuada para aquellos sitios que presentan cauces compuestos con probabilidad de desbordamiento o bajo un puente. La recomendación típica es colocar cuatro pares de sensores.

Los aforadores de tiempo de travesía son caros, pero no requieren de calibración y mientras el fondo del cauce permanezca libre de azolves importantes y exista comunicación hidráulica

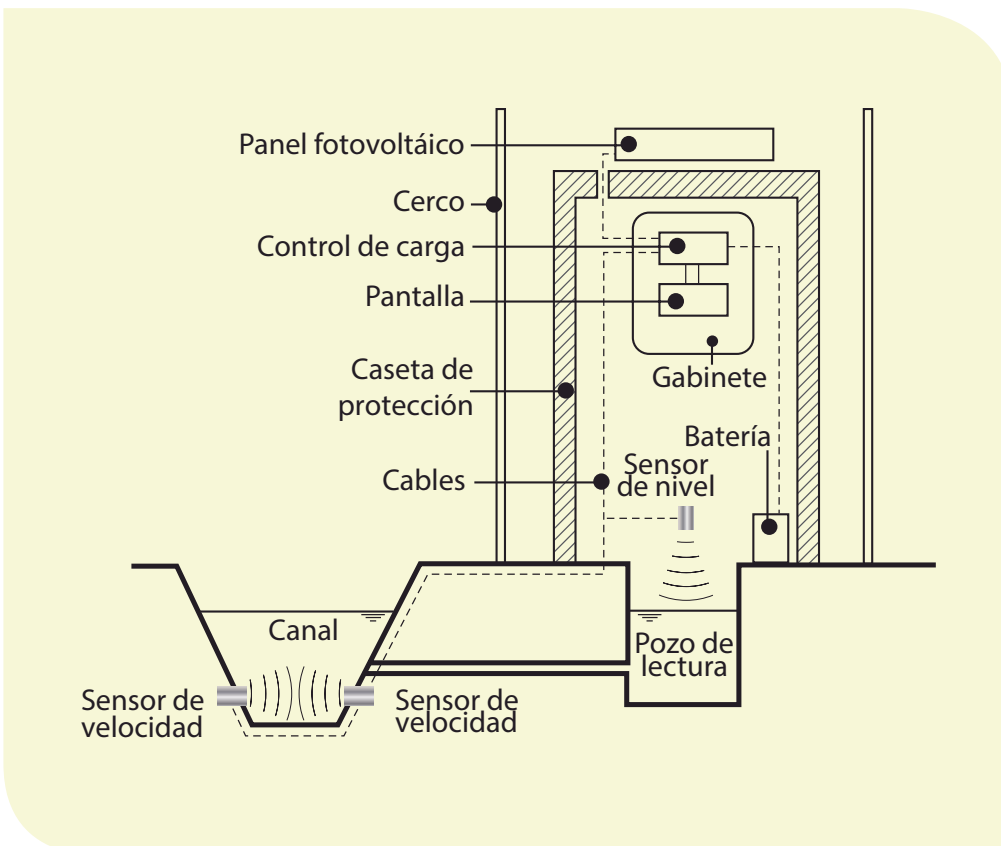


Figura 6.8.
Conjunto de medición para el aforador de tiempo de tránsito.

entre el agua del cauce con la del pozo de lectura, funcionarán sin problemas a pesar de fluctuaciones notables del nivel.

En la gráfica de la Figura 6.9 se muestran aforos con molinete y con aforador ultrasónico de tiempo de tránsito, realizados en el río Nazas entre el 18 de mayo y el 31 de agosto de 2010. Puede observarse que hay diferencias en la mayor parte de la gráfica y que los caudales puntuales y extraordinarios no los detecta el molinete.

6.2.2. Aforador acústico Doppler flotante

Básicamente es un cilindro con los emisores y receptores de la señal ultrasónica colocados en la parte inferior. Para la medición de gastos con este dispositivo se requiere del ensamblaje del instrumento en una embarcación.

El sistema puede ser montado en el fondo de una lancha, balsa o catamarán y moverse en el cauce por medio de una cuerda atada a la embarcación.



Figura 6.10. Aforador acústico Doppler flotante operado desde un puente rígido de metal.

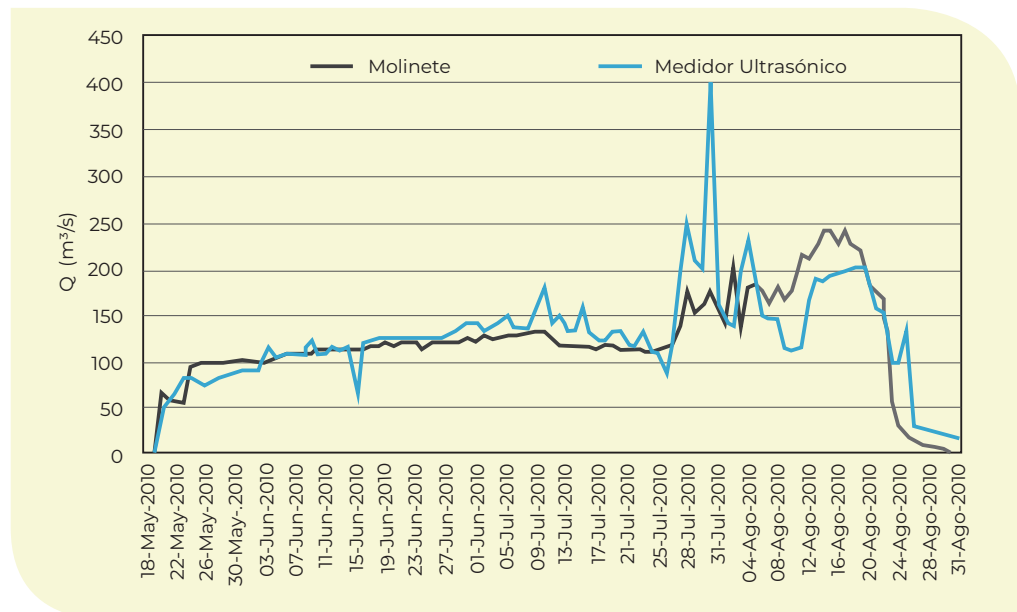


Figura 6.9. Comparación de aforos con molinete y con medidor ultrasónico en el río Nazas.

6.2.3. Aforador acústico Doppler lateral

Además de la versión presentada anteriormente, algunos fabricantes cuentan con una versión para colocar en el talud de los canales, se requiere de calibración con un molinete o con un aforador acústico Doppler flotante.

El sistema cuenta con instrumentación y programas de cómputo independientes. Los transductores se conectan por medio de cables a una unidad electrónica donde se realizan las operaciones para calcular el gasto. En la misma unidad se cuenta con una pantalla, para presentar los datos de gasto, velocidades y tirante, un teclado y facilidades de configuración de los parámetros necesarios para un funcionamiento correcto. También tiene capacidad para enviar información por medio de computadoras portátiles y módems de comunicación celular o satelital.

Inicialmente, los aparatos se suministraban con unos rieles de aluminio, pero eran muy susceptibles al vandalismo. El problema se solucionó montándolos en una placa de material plástico alojada en un nicho excavado en el talud del canal. En la Figura 6.12 se muestra un aforador ubicado en el canal lateral 3+500, DR 017 Región Lagunera, Coah.-Dgo.

Los aforadores *Doppler* laterales no requieren de pozo de lectura, pero es conveniente cuidar que los niveles de agua no varíen mucho, en caso con-

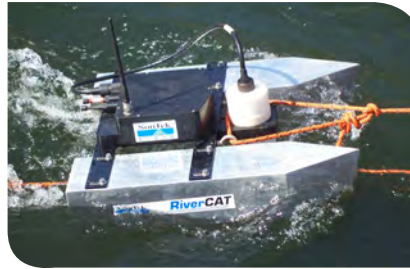


Figura 6.11. Dos modelos de aforadores acústicos Doppler flotante.



Figura 6.12. Aforador acústico Doppler colocado en el canal lateral 3+500, DR 017 Región Lagunera, Coah.-Dgo.

trario se ajustará la calibración para los períodos de operación del canal con niveles menores a los de diseño.

Se advierte que las actividades relacionadas con la puesta en marcha de estos aparatos (selección, suministro, colocación y operación) requieren de personal que conozca de hidráulica de canales y de las características y oferta de dispositivos de medición acústica en el mercado.

Para la instalación de los diferentes componentes del sistema se necesita personal con experiencia en electricidad y electrónica para energizar el sistema e interconectar transductores, cables, unidad electrónica y módems. Además, habrán de ocuparse albañiles y herreros para realizar los montajes del equipo y las adecuaciones en los canales.

6.3. Aforadores de garganta larga

Es otra forma de medir en canales, se construyen estrechando las paredes del canal y elevando el fondo (Clemmens, Bos y Reploge, 1993); sin embargo, en programas gubernamentales de mejoramiento de la medición en canales de

riego, se utilizó una versión simplificada en la cual únicamente se eleva el fondo del canal.

La principal ventaja de los aforadores de garganta larga consiste en la predicción teórica de su funcionamiento hidráulico. El croquis de la Figura 6.13 muestra las partes del aforador acompañadas de un tanque de lectura; y la fotografía de la Figura 6.14 representa un aforador ya construido en un canal. En México a estas estructuras se les conoce coloquialmente como “chipotes”.

Los aforadores de garganta larga tienen las ventajas siguientes (Clemmens *et al.*, 1993):

- Siempre que ocurra el tirante crítico en la garganta se puede calcular una tabla con un error menor al 2%, aplicable a cualquier combinación de garganta prismática y sección arbitraria del canal.
- La pérdida de carga requerida sobre el aforador es mínima.

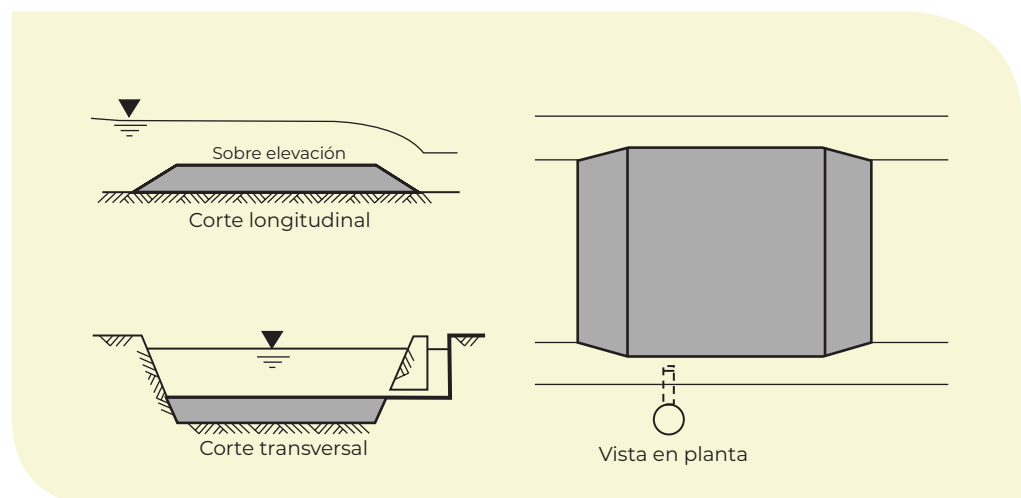


Figura 6.13. Croquis de un aforador de garganta larga.



Figura 6.14.
Aforador de garganta
larga funcionando en
un canal del DR041
Río Yaqui, Sonora

- Este requerimiento de pérdida de carga se puede estimar con suficiente aproximación.
 - Debido a su transición convergente, estas estructuras tienen problemas menores con los escombros flotantes.
 - Los aforadores pueden diseñarse para el paso del sedimento con flujo subcrítico en el canal, a menos que el sedimento sea excesivo y el aforador cause una reducción significativa en la velocidad del agua.
 - Si el aforador no es construido con las dimensiones de diseño se puede modificar la fórmula de acuerdo a las medidas finales.
- de entrada, un tramo que se va estrechando (sección convergente), un tramo recto llamado garganta y un tramo que se abre nuevamente en la salida (sección divergente). En cualquier parte del aforador la sección es rectangular. Hidráulicamente el aforador es una reducción de la sección que obliga al agua a elevarse o a remanerse y volver a caer hasta la elevación que tenía sin la presencia del aforador; en este proceso se presenta una aceleración del flujo que permite establecer una relación empírica entre la elevación del agua y el gasto.

Junto a la estructura se encuentran dos pozos laterales o tanques con la misma o mayor profundidad en su parte más baja. El agua que escurre por el aforador pasa a estos tanques por medio de unas perforaciones realizadas en la pared de la sección convergente y en la garganta.

6.4. Aforadores Parshall

Es una estructura que consta de cuatro partes principales: una transición

Una de las principales restricciones del sitio que albergará al aforador es la uniformidad de la corriente; esto significa que antes del medidor debe existir un tramo recto y sin obstáculos en una longitud mínima. Los obstáculos pueden ser acumulaciones de arena, grava o material de azolve, en el fondo del canal.

El tramo recto será, por lo menos, diez veces el ancho del fondo del canal, de acuerdo a cada tipo de sección transversal. En el caso de un canal rectangular, el fondo y el ancho de la parte superior tendrán las mismas dimensiones; si tiene forma irregular el fondo corresponderá, aproximadamente, a la parte más horizontal. Otro requisito es que la superficie del agua antes del aforador deber estar tranquila y la pendiente del fondo poco pronunciada.

El uso de aforadores *Parshall* en canales de riego no es muy común. Se sabe de un aforador de este tipo en el DR 014 Río Colorado, BC.-Son. (Canal Nuevo Delta 19+20) y otro en el DR 037 Altar-Pitiquito, Son., aguas abajo de la obra de toma de la Presa Cuauhtémoc

6.5. Consideraciones en el uso de los aforadores Parshall

En diversos experimentos realizados en los laboratorios de hidráulica de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y en el Enzo Levi del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (Pedroza, López y Mejía, 2012) se

encontraron resultados sorprendentes: por ejemplo, un aforador Parshall funciona mejor ante pendientes pronunciadas en el canal, contrariamente a lo recomendado; además, el efecto de un obstáculo es mayor mientras más alejado se encuentre del aforador; también se determinó que se obtienen mejores mediciones cuando las paredes y el fondo del aforador presentan una rugosidad relativamente alta (2 mm), mientras la norma recomienda superficies lisas.

La información anterior sugiere que los aforadores se ven afectados por las diferentes conformaciones geométricas e hidráulicas del canal. Se concluyó que es preferible calibrar in situ un aforador Parshall que cumplir con la norma; en caso contrario las mediciones serán inciertas.

Se advierte que los aforadores de garganta larga y los Parshall son inapropiados para canales con pendientes muy leves (0.0001 ó 0.00015) y escaso bordo libre.

6.6. El Círculo de la Medición Efectiva (CIME) aplicada a los canales de riego

Se trata de una herramienta para la revisión ordenada tanto de los requisitos a cumplir en un proyecto de medición (desde su diseño hasta su puesta en marcha) como de los medidores o parques de medidores en funcionamiento. La Figura 6.15 muestra el esquema de la

propuesta: la disposición de sus componentes es circular, ello significa que se “cierra” solamente cuando la necesidad o necesidades de la medición estén satisfechas, Pedroza *et al* (2016).

La propuesta se puede aplicar a la medición en canales de riego de acuerdo a las recomendaciones siguientes.

6.6.1. Identificación de las necesidades de administración del agua

De acuerdo con el CIME, antes de decidir la forma de medir conviene tener la descripción detallada de las necesi-

dades de administración del agua. En seguida se mencionan varias opciones ejemplificadas en casos reales que bien pueden tomarse como guías, pero se recomienda analizar cada situación en particular:

- Respeto a los volúmenes asignados.
- Evaluación de beneficios por mejoras en la infraestructura.
- Ejercicio de la autoridad en la entrega.
- Cobro del servicio de riego.
- Cálculo de las eficiencias de conducción y distribución.
- Reducción de pérdidas administrativas.

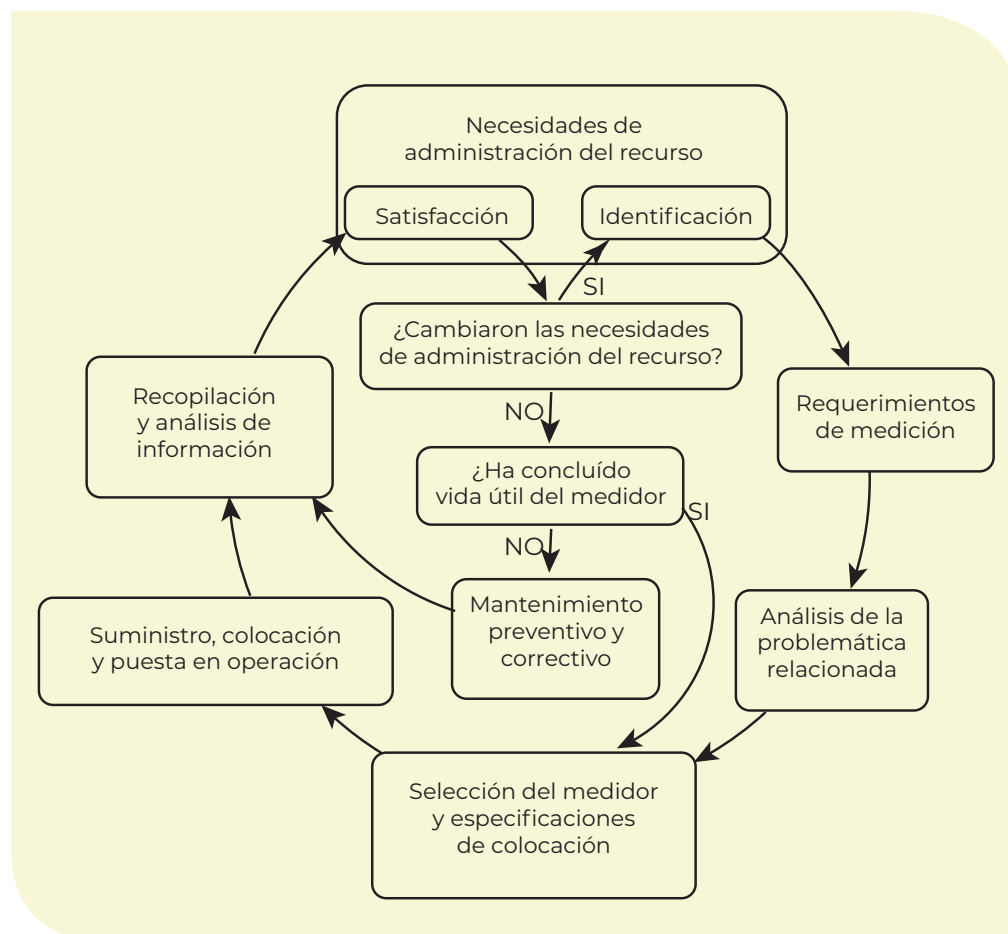


Figura 6.15. Esquema del Ciclo de la Medición Efectiva.

6.6.1.1. Respeto a los volúmenes asignados

La función primordial de los canales de riego es la conducción del agua asignada, previo cálculo y autorización, a cada uno de los usuarios. Las autoridades cuidarán que se respete, en tiempo y forma, esa decisión para no incurrir en exceso o déficit en la entrega, ya que en el primer caso se desperdiciará agua misma que faltará en otros sitios. En ambos casos se afecta la productividad de los cultivos que depende de una determinada cantidad de agua.

6.6.1.2. Evaluación de beneficios por mejoras en la infraestructura

En varias ocasiones se han hecho mejoras a la infraestructura hidráulica para ahorrar agua, pero no se conocerá su beneficio sin una medición adecuada; si un supuesto ahorro del 5% se intenta verificar con un medidor cuyo error nominal es de 10% (bastante común) posiblemente no se detecte dicho ahorro.

6.6.1.3. Ejercicio de la autoridad en la entrega

La entrega de agua en la cantidad adecuada se establece al comparar las mediciones de la autoridad con las de los usuarios quienes frecuentemente, tienden a minimizarlas. En esos casos las primeras prevalecerán, por principio de orden, mediante la aplicación

de métodos y técnicas mejores que las del usuario.

6.6.1.4. Cobro del servicio de riego

El agua se entrega a los usuarios en un cierto punto del canal, normalmente en la entrada; pero llevarla hasta ese sitio tiene un costo generado por diversas causas: sueldos, vehículos, energía, entre otros; dicho costo debe ser absorbido por el usuario.

6.6.1.5. Cálculo de las eficiencias

La cantidad de agua que se extrae de las fuentes de abastecimiento no es la misma que llega hasta la entrada de las zonas de cultivo. Durante el trayecto en los ríos y canales se registran pérdidas por diversas causas. La eficiencia es el indicador utilizado para medir dichas pérdidas y es conveniente determinarlas mediante la relación entre la cantidad de agua extraída y la entregada. Ello implica la medición de ambas cantidades.

6.6.1.6. Reducción de pérdidas administrativas

Este tipo de pérdidas son resultado de una medición deficiente que se manifiesta, entre otras razones, por la presencia de un faltante en la contabilidad cuya causa se desconoce y se “carga” como pérdida física en los canales, cuando en realidad no lo es. Surge así la necesidad de mejorar sustancialmente la medición.

6.6.2. Requerimientos de medición

Son parámetros, datos, variables y facilidades que la necesidad de la administración del agua requiere, y que los dispositivos de medición ofrecen. Algunos de los requerimientos son, entre otros:

- Error máximo aceptable.
- Frecuencia de la medición.
- Metrología.
- Recopilación de información.
- Necesidad de telemetría.

6.6.2.1. Error máximo aceptable

Es un parámetro de la medición que no está bien definido y, por lo tanto, aún no se tiene una propuesta convincente. La solución que se ha dado a este problema es medir con el menor error que ofrezcan los dispositivos disponibles en el mercado. Lo deseable es que la magnitud del error no obstaculice la satisfacción de la necesidad de la medición.

6.6.2.2. Frecuencia de la medición

Deberá ser de, por lo menos, el mismo periodo del cambio de gasto. Medir exageradamente no conviene, si se mide, por ejemplo, cada 5 minutos durante 24 horas, no tiene caso si el valor no cambia en ese lapso. Este aspecto deberá analizarse cuidadosamente en la etapa de requerimientos de medición para que la información no sea insuficiente ni exagerada.

6.6.2.3. Metrología

El desarrollo y la incorporación de sistemas de calidad en la medición irán obligando a los usuarios a utilizar, cada vez con mayor rigor, la metrología. Ello significa que se tendrán que interpretar de una manera más precisa las normas o estándares para la selección, calibración, colocación y uso de los medidores. Inclusive, es muy recomendable que los diseñadores y colocadores de medidores en canales de riego estén familiarizados con una estricta observación de estas. Un ejemplo de ello es la publicación en el 2018 de la norma mexicana *NMX-AA-179-SCFI-2018 Medición de Volúmenes de Aguas Nacionales Usados, Explo-tados o Aprovechados* (Secretaría de Economía, 2018).

6.6.2.4. Recopilación de información

Los principales datos de medición que se deben considerar y definir para una adecuada recopilación son: tirantes, velocidades, gastos instantáneos, volúmenes acumulados, temperatura y parámetros de configuración de los equipos.

Lo importante para satisfacer este requerimiento es determinar la forma de recopilación de la información acorde a las circunstancias. Por ejemplo, puede ser suficiente anotar la información en una libreta; o en casos de aforadores ultrasónicos, los datos se pueden recopilar descargando la información en un dispositivo USB o en una com-

putadora, por citar los dispositivos más comunes.

6.6.2.5. Necesidades de telemetría

Los requerimientos de medición deben prever las necesidades de envío de información. En su caso, se indagará acerca de las condiciones y circunstancias específicas del sitio. Por ejemplo, probablemente se pretenda enviar información por un módem celular pero no se tiene señal en el área, habría que pensar entonces en otro medio.

6.6.3. Problemática relacionada

Antes de considerar que se ha logrado una medición de calidad en canales de riego, es necesario considerar y solventar muchos y variados problemas, entre otros:

- Insuficiencia de tramos rectos.
- Vandalismo.
- Variación de la sección de hidráulica.
- Presencia de maleza acuática y azolves.
- Personal de aforo insuficiente.
- Bordo libre insuficiente en los canales.
- Sólidos en suspensión.

6.6.3.1. Insuficiencia de tramos rectos

Los canales tienen elementos que provocan perturbaciones en el flujo. Cualquier cambio en la sección del

canal ya sea en la entrada o en las compuertas de control de nivel provocará que el flujo presente irregularidades que dificulten el cálculo del gasto.

La recomendación en estos casos es contar con un tramo recto del canal, antes de la sección de aforo, sin cambios en su sección transversal, ni compuertas, ni curvas, en una longitud igual o mayor a 10 veces el ancho de la superficie libre del canal para gasto máximo. Se advierte que en muchos casos esta condición es difícil de lograr.

6.6.3.2. Vandalismo

Se define como las acciones que alteran, dañan o destruyen los componentes de los medidores, de tal manera que imposibilitan parcial o totalmente el cumplimiento de su función.

Lo recomendable es intentar un diagnóstico del grado de vandalismo que sufre el sitio donde se pretenda realizar la medición y establecer, junto con las autoridades, una estrategia de vigilancia y protección adecuada.

Esta información habrá de tomarse en cuenta al momento de seleccionar el medidor, sistema o técnica de medición ya que algunos son más susceptibles al daño que otros. De esta manera, habrá que incorporar el mayor número de elementos de protección tanto para los equipos como para las instalaciones.

En el CIME se designa a esta situación como “problemática relacionada”, por-



que no es una situación inherente a la medición, más bien es de carácter social, pero que afecta fuertemente la expectativa del acto de medir.

6.6.3.3. Variación de la sección de hidráulica

Este problema se presenta en cauces naturales donde la sección cambia debido al escurrimiento del agua, particularmente durante las avenidas extraordinarias. En esta etapa aún no se sabe qué método o aparato se usará, pero ya se puede ir pensando en que la colocación de un medidor permanente deberá considerar la reprogramación de las variables de las que depende el cálculo del área hidráulica. Por el contrario, si se adopta la medición con técnicas no permanentes (molinete, por ejemplo) la variación de la sección transversal del canal no será un gran problema para la medición.

6.6.3.4. Presencia de maleza acuática y azolves

Este problema surge en canales con poca o nula conservación donde la medición es indispensable. En este caso es recomendable el conocimiento del tamaño, densidad y capacidad de reproducción de la vegetación invasiva para estar en condiciones de proponer y diseñar los medidores y sistemas adecuados.

6.6.3.5. Personal de aforo insuficiente

Ante este problema es recomendable la instalación de estaciones automa-

tizadas. El personal disponible deberá capacitarse en el uso de nuevas tecnologías, en este caso en la supervisión diaria de los equipos para detectar anomalías y adoptar medidas para su corrección, además de registrar datos puntuales para no perder la información.

6.6.3.6. Bordo libre insuficiente en los canales

El bordo libre es el espacio entre la superficie del agua, a máxima capacidad del canal, y el límite superior del revestimiento de su corona; debe tener una magnitud preestablecida en el diseño, de acuerdo con criterios y recomendaciones, en términos generales a mayor capacidad mayor bordo libre.

La ausencia o insuficiencia de bordos libres puede ser consecuencia de un error de diseño o de una construcción inadecuada, o bien, de la conducción de gastos superiores al caudal máximo de diseño.

La existencia de bordos libres insuficientes o muy pequeños, es una problemática para considerar si se piensa en un aforador de garganta larga o un *Parshall*, seguramente y de manera expedita, se rechazarán estas opciones por el riesgo de desbordamiento.

6.6.3.7. Sólidos en suspensión

Es posible que la concentración y granulometría de los sólidos en suspensión no sean un problema de azolve para el

canal, pero representan una circunstancia adversa para la medición con ultrasonido en su modalidad de tiempo de travesía, en caso de que rebasen la concentración máxima permitida. En cambio, si la técnica de medición es de efecto Doppler, significarán una ventaja para el desempeño de estos medidores.

6.6.4. Selección de medidores

Una característica del CIME es la seriación de sus componentes, cualquiera de ellos depende de los anteriores y es la base para los siguientes. Así, una vez que se ha definido la necesidad y requerimientos de medición y estudiado la problemática relacionada, se puede seleccionar el medidor más adecuado.

Es muy conveniente mencionar en este inciso la norma oficial mexicana *NMX-AA-179-SCFI-2018, Medición de Volúmenes de Aguas Nacionales Usados Explotados o Aprovechados publicada en el Diario Oficial de la Federación el 21 de septiembre del año 2018.*

La norma tiene como objetivo y campo de aplicación lo siguiente (Secretaría de Economía, 2018):

Esta Norma Mexicana establece las características y especificaciones para la selección, instalación y operación de los medidores y sistemas de medición para el uso, explotación o aprovechamiento de aguas

nacionales; la metodología para medir los citados volúmenes; y el procedimiento para la transmisión de los datos de medición a la Comisión Nacional del Agua.

Esta Norma Mexicana aplica a los usuarios de aguas nacionales que de hecho o al amparo de un título de concesión o asignación emitido por la Comisión Nacional del Agua tienen la obligación legal de medir los volúmenes que de aguas nacionales usen, exploten o aprovechen.

Dado que es una norma de cumplimiento obligatorio, es necesario que en todo proyecto de medición se considere su cabal cumplimiento.

6.6.5. Recepción, almacenamiento y análisis de información

Los datos de medición se deben manejar de tal manera que su almacenamiento y análisis corresponda, por un lado, a la intención de satisfacer las necesidades que generaron el acto de medir y, por otro, el equilibrio entre las características de la información y los accesorios, herramientas y equipos disponibles.

Por ejemplo, cuando el aforo se practicaba en grandes presas, se hacía todos los días a las seis de la mañana, posteriormente, ya en horas de oficina, el presero enviaba su reporte vía radio de banda civil y los datos se apuntaban en

una libreta y de esa manera quedaban “almacenados”.

La información servía, entre otras acciones, para monitorear las extracciones de una presa, el gasto diario se convertía a volumen y se iba acumulando y comparando contra el volumen programado correspondiente a las mismas fechas.

Más adelante, con el fin de mejorar la medición, se colocaron equipos ultrasónicos en la obra de extracción; ahora la recepción se hace por medio de una computadora que se conecta a un sitio web donde se observan tanto el gasto como el volumen acumulado.

Si se considera la nueva norma mexicana, la recepción, almacenamiento y análisis dependerán de los requerimientos de dicha norma. Así, se observa como los procesos van evolucionando en función de nuevas características y situaciones.

6.6.6. Satisfacción de las necesidades de medición

El CIME se considera cerrado cuando la necesidad de administración del agua se ve satisfecha. Cuando la medición se usa para estimar la eficiencia, por ejemplo, el CIME estará cerrado cuando los

resultados estén claramente plasmados, ya sea en tablas o de preferencia en gráficas y que, a su vez, el conjunto de ellas forme parte de un reporte. El conocimiento de los valores reales de las eficiencias debería, invariablemente, incluir acciones para incrementarlas.

Cuando la intención de medir se relaciona con el cobro del servicio de agua, el CIME se cierra en el momento mismo en que el dinero sea depositado en la cuenta de banco de la autoridad o en las cajas registradoras de las oficinas correspondientes

6.6.7. Modificaciones en las necesidades de medición

Después de un tiempo prolongado de funcionamiento del CIME es posible que las necesidades de medición cambien. En tal caso, las etapas del Círculo se reinician con el análisis de las nuevas necesidades, la revisión y, si es necesario, la selección de otros dispositivos, métodos o técnicas de medición para que el CIME y sus etapas se cumplan nuevamente. Pero si no es el caso, es decir, las necesidades no tienen modificaciones, entonces es conveniente dar mantenimiento y reparar, en su caso, los componentes de los medidores.

7

CAPÍTULO



Infraestructura

México ocupa el sexto lugar mundial en superficie con infraestructura de riego (Hinojosa, 2016), entendida esta como el conjunto de canales, obras civiles, estructuras y demás accesorios que permiten la operación de un DR, ver Figura 7.1.

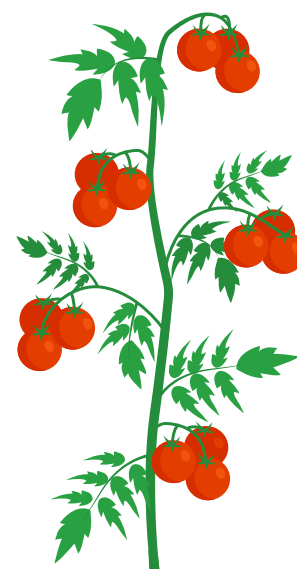


Figura 7.1. Infraestructura para la operación de canales de riego.

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (2019) reportó el inventario de la infraestructura de riego en México y de algunos elementos relacionados (Tabla 7.1).

Tabla 7.1. Inventario de la infraestructura de riego en México.

Tipo de obra	Cantidad
Presas de almacenamiento	139
Presas de derivación	345
Plantas de bombeo	664
Pozos profundos	2,760
Canales	50,069 km
Drenes	31,164 km

7.1. Fuentes de abastecimiento

Los DR cuentan con varias opciones para su abastecimiento: presas, ríos, pozos profundos o incluso manantiales. La mayoría de los DR tienen una fuente de abastecimiento principal que se complementa con otras, por ejemplo, los DR cañeros cuentan con un área específica de riego con “vinazas” (agua residual industrial de los ingenios) y áreas que se riegan por derivación o almacenamiento con “aguas claras”.

La mayoría de los DR del norte del país se abastecen de presas de almacenamiento; en el centro del país se puede mencionar al DR011 Alto Río Lerma, Gto.

El DR029 Xicotécatl, Tamps, tiene un área regada con agua proveniente de la presa de almacenamiento Emilio Portes Gil, otra parte se riega gracias a una derivación del río Frío y una sección más con las aguas residuales del ingenio Aarón Sáenz Garza.

En los DR038 y 041 en Sonora, entre el 10 y el 15% del agua proviene de pozos profundos. En el estado de Tamaulipas el DR026 se abastece de la presa Marte R. Gómez, principalmente, pero puede utilizar agua de la presa internacional Falcón a través del DR025 mediante la planta de bombeo Anzaldúas-Rode; a su vez el DR025 puede recibir agua por gravedad de la presa de almacenamiento Marte R. Gómez del DR026

y además ambos DR comparten una superficie abastecida, del 5 al 8%, por plantas de bombeo ubicadas en el río Bravo.

En algunos casos los DR también extraen agua de manantiales como en el DR002 Mante, Tamps. (manantial El Nacimiento) y el DR049 Río Verde, SLP (manantial Media Luna).

7.1.1. Presas de almacenamiento

Por lo general tienen varios usos además de almacenar agua para riego: producción piscícola, recreación, regulación de avenidas potencialmente peligrosas y generación de energía eléctrica.

Una presa de almacenamiento se forma al colocar un elemento estructural que retiene el agua de un río para formar una laguna artificial. Las partes más importantes de las presas de almacenamiento, sin incluir la infraestructura para la generación de electricidad son:

- Cortina
- Vaso
- Obra de toma
- Vertedor de excedencias

La cortina es el elemento estructural y funcional más relevante, ya que obstruye el paso del agua, la cual se remansa e inunda grandes superficies de terreno. Forman parte de ella la obra de toma por donde se extrae el agua de manera controlada y el vertedor de



excedencias que sirve para desalojar el agua que no puede ser almacenada porque la presa ha llegado al máximo de su capacidad. Un ejemplo de estas estructuras se muestra en la Figura 7.2. En algunos casos estas obras se encuentran alejadas de la cortina.

7.1.2. Ríos

La segunda fuente más importante para los DR son los ríos. Ejemplos importantes de este abastecimiento son los DR035, La Antigua, 039 Río Frío,

043 Estado de Nayarit, 053 Estado de Colima y el 097 Lázaro Cárdenas.

En el centro del país algunos DR se abastecen de ríos con agua urbana residual como los DR003 Tula, 100 Alfajayucan, 112 Ajacuba y el 088 Chiconaultla.

La extracción y conducción del agua desde los ríos hacia los canales se puede realizar por medio de una presa derivadora (numeral 7.2) o bien por medio de bombeos directos a las parcelas, este caso se puede ver en las riberas del río Lerma en el DR087 Rosario-Mezquite.



Figura 7.2. Obra de excedencias de la presa Abraham González “Papigochic”, Chihuahua.

Figura 7.3. Km 12+700 del canal principal Dendho.

Fotografía: M. C. Francisco Nájera Hernández, jefe de los Distritos de Riego 003 Tula, 100 Alfajayucan y 112 Ajacuba.



7.1.3. Pozos profundos

Otra fuente de abastecimiento de agua en los DR son los pozos profundos; en ocasiones el agua extraída se vierte a los canales, pero en la mayoría de los casos se dirige directamente a las superficies de cultivo por conducciones pequeñas o bien por tubería. En algunos DR los pozos son la única fuente; en esta situación están los DR066 Santo Domingo; 037 Altar-Pitiquito-Caborca, 051 Costa de Hermosillo y 084 Costa de Guaymas.

Un pozo se compone, básicamente, de las partes siguientes: perforación, ademe, filtros, caseta, instalaciones eléctricas, tubería de succión, motor, bomba y tren de descarga. En ocasiones no se cuenta con una caseta propiamente dicha, se tiene una pared o nicho para soportar los tableros. El tren de descarga está equipado con una serie de accesorios como válvulas de admisión y expulsión de aire, válvula check, válvula de sobrepresión; filtros, medidor y válvulas de seccionamiento; también se pueden incluir juntas constructivas.



Figura 7.4. Pozo profundo en el DR001 Pabellón, Aguascalientes, Ags.

7.2. Presas derivadoras

Estas estructuras no son fuente de abastecimiento, cumplen una importante función: extraer el agua de los ríos y conducirla a los canales. Son obstáculos colocados transversalmente, de manera que el agua se eleva, y al adquirir más nivel, se facilita el ingreso a los canales. El obstáculo puede ser un bordo sencillo o bien una estructura más elaborada.

7.2.1. Bordos sencillos

Pueden conformarse con material del propio del río, o bien con rocas acarreadas de otros sitios o sacos con arena, entre otras opciones. Un ejemplo se muestra en la Figura 7.5; el bordo se

encuentra sobre el río Nazas y sirve para derivar agua hacia un Módulo de Riego del mismo nombre.

7.2.2. Bordos estructurados

Pueden ser construcciones de concreto hidráulico o rocas soportadas por cadenas de concreto armado. En la Figura 7.6 se presenta un bordo sobre el río Papigochic, y en la Figura 7.7, otro bordo sobre el río Armería en el estado de Colima; ambos son de concreto hidráulico.

En la Figura 7.8, se observa un bordo sobre el río Nazas; se construyó con rocas contenidas en marcos o celdas a base de cadenas de concreto armado.



Figura 7.5. Bordo sencillo sobre el río Nazas.

Fotografía: Takarai.



Figura 7.6. Presa derivadora sobre el río Papigochic.



Figura 7.7. Presa derivadora en el río Armería, DR053 Estado de Colima.
Foto: Ernesto Sánchez Parbul.



Figura 7.8. Presa derivadora sobre el río Nazas.
Fotografía: Cynthia Larisa Nava Salto.



Figura 7.9.
Compuertas de
entrada a los
canales Santa Rosa
Tlahualilo (izquierda)
y Sacramento
(derecha).

Fotografía: Takarai.

Las entradas a los canales son estructuras, a las que, sin serlo, se les conoce como derivadoras. Lo anterior se ejemplifica en el inicio de los canales Santa Rosa Tlahualilo y Sacramento en el DR017 Región Lagunera (Figura 7 9). A ambas estructuras se les llama “presas derivadoras” a pesar de que, en realidad, la presa derivadora es el bordo ubicado aguas arriba (Figura 7 8).

7.3. Canales

La parte más importante de la infraestructura de riego son los canales por los cuales el agua se lleva desde las fuentes de abastecimiento hasta las áreas de riego. Buyalsky *et al* (1991) mencionan que el objetivo de la conducción del agua determina la clasificación general de los canales:

Canal de entrega. Tiene una fuente única de captación, desde un almacenamiento hasta los puntos individuales de entrega. En este caso disminuye paulatinamente su tamaño conforme entrega el agua.

Canal de recolección. Obtiene agua de diferentes fuentes como pozos profundos o entradas de agua de lluvia. Contrariamente al caso anterior, este canal debe ir aumentando de tamaño. Esta forma de conducción no es común en nuestro país.

Canal de conexión. Conduce agua desde una fuente única de abastecimiento hacia una ubicación diferente sin entradas ni salidas en su recorrido.

Los conceptos antes mencionados son parecidos a los que se manejan en México:

Canal de conducción. Su única intención es el traslado de agua desde una presa o un río hasta el inicio de la zona de riego; también se le conoce como “tramo muerto” porque carece de extracciones.

Canales de distribución. Es la parte de la red de canales que tienen derivaciones y extracciones.

Generalmente la red de distribución de los DR en México se compone de: canal principal, canales laterales, y canales sublaterales; de allí en adelante a los pequeños canales derivados de un sublateral se les conoce como ramales

y subramales. En la Figura 7.10, se muestra la red de canales del DR017 Región Lagunera. Se resaltan los canales donde se ubican estaciones hidrométricas ultrasónicas.



Figura 7.10. Ejemplo de una red de canales. DR017 Región Lagunera, Coah.-Dgo.

7.3.1. Canales de tierra

Son aquellos construidos mediante una excavación directa en el suelo. En un principio son de sección trapecial y van cambiando con el tiempo, debido al escurrimiento del agua hasta formar una sección parecida a una parábola. Tres grandes ejemplos son los canales Anzaldúas, Rode y Canal Bajo del Yaqui.

7.3.2. Canales revestidos

Para evitar la infiltración, los canales de tierra se revisten con lozas de concreto hidráulico. En este caso, la sección es estable y no cambia con el efecto del paso del agua. Las diferentes partes geométricas de un canal revestido son: plantilla o base (ancho de la parte inferior del canal), talud (inclinación de las paredes) y corona (parte superior de los taludes).

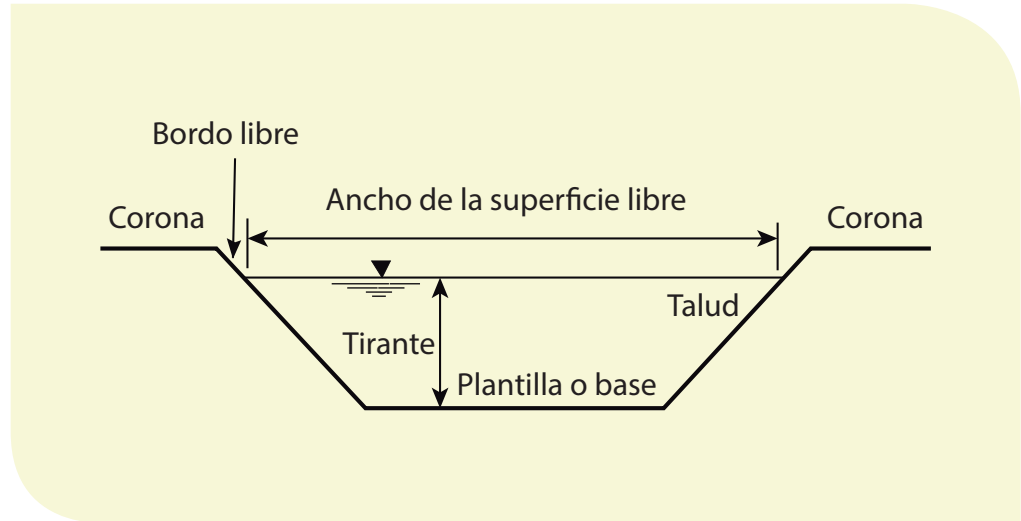


Figura 7.11. Canal Bajo del Yaqui, construido en tierra. Fotografía: Ernesto Garcés Rivas.



Figura 7.12. Canal de tierra con una sección revestida para fines de hidrometría ultrasónica. DR041 Río Yaqui, Son.

Figura 7.13.
Elementos
geométricos e
hidráulicos de la
sección transversal
de un canal
revestido.



Además de los elementos mostrados en la Figura 7.13 existen otras características que no se pueden representar en esta imagen; por un lado, está la rugosidad, que depende de la superficie del material del fondo y de las paredes, ya sean de concreto, tierra o de maleza acuática. Es deseable una menor rugosidad para disminuir las pérdidas. También está la pendiente, definida como la inclinación del fondo del canal en dirección del eje longitudinal del mismo.

7.3.3. Canales entubados

Actualmente se dispone de una gran cantidad de plásticos para uso agrícola, sustituyen al concreto y otros materiales destinados a la fabricación de tubos; ello representa condiciones favorables de instalación y economía. Normalmente, para los canales con capacidad menor a $1.00 \text{ m}^3/\text{s}$ el entubado resulta más económico que el revestimiento de concreto hidráulico, sobre todo durante la reposición de terracerías lo que implica acarreo importantes de material.

Cuando se dispone de carga natural, este tipo de canales puede utilizarse para sistemas de riego parcelario de baja presión con multicompuertas para mejorar la eficiencia de aplicación del riego.

En un canal entubado, si el agua no llena toda la sección, se dice que funciona por gravedad y la presión es igual a la atmosférica, en ese caso sus estructuras de control suelen ser represas, y cuando el agua llena toda la sección se tiene una presión mayor a la atmosférica. En este caso las estructuras de control son válvulas.

7.3.4. Drenes

Una parte fundamental de los DR es la red de drenaje, normalmente compuesta de canales excavados en tierra con un nivel inferior al de la superficie del terreno, o bien, arroyos naturales que tienen la función de desalojar el agua excedente de las zonas de cultivo, ya sea la que escurre por exceso de riego o por lluvia, estas últimas conocidas como “aguas broncas”. La red de

drenaje también sirve para abatir los niveles freáticos en las zonas de riego.

7.4. Estructuras reguladoras y derivadoras: descripción y funcionamiento hidráulico del conjunto

Para que el agua escurra en un canal o en un río es necesario que el fondo esté inclinado, a este declive se le llama pendiente (ver Figura 7.14). Cuando el agua avanza, la línea formada por la superficie es paralela a la pendiente y presenta una cierta profundidad constante (tirante). A esta condición o estado hidráulico se le conoce como flujo uniforme y permanente. En este caso, el tirante depende de la cantidad de agua que escurre, la superficie puede elevarse o bajar, pero permanece paralela al fondo.

Si se coloca un obstáculo, una placa por ejemplo, que abarque todo el ancho del canal, a una distancia del fondo menor al tirante, el agua chocará en la placa, se elevará y llegará a un nivel en el que

tome fuerza para escurrir por debajo; de tal manera que la cantidad de agua que llega a la placa es igual a la que escurre por debajo. Cuando el agua se eleva se dice que se “remansa”, la superficie es horizontal desde la placa hasta la intersección con la superficie inclinada, y a esa parte horizontal se le llama “remanso”.

La pendiente en los canales de riego es poco pronunciada, no se nota a simple vista y parece que toda la superficie es horizontal; el remanso tampoco se aprecia y en muchos casos llega hasta la estructura reguladora de aguas arriba.

El flujo uniforme y permanente es prácticamente imposible por la presencia del remanso o por los cambios de gasto que generan ondulaciones imperceptibles, a veces imperceptibles, pero siempre presentes en los canales.

La elevación del agua en el remanso se presenta en función de la cantidad de agua que escurre y de la distancia de la placa al fondo, a la cual se le llama abertura. Si escurre más agua o se cierra la abertura (o ambas situaciones) el nivel se elevará y viceversa.

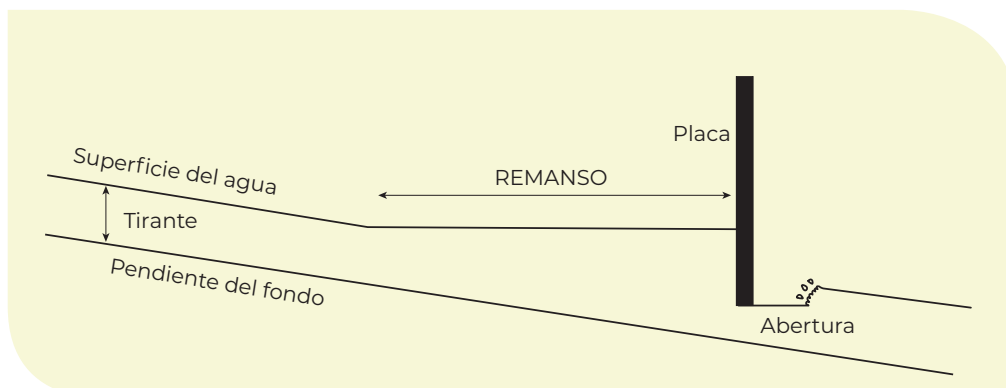


Figura 7.14. Remanso formado por una placa en un canal.

Para lograr una cierta abertura, la placa que obstruye el paso del agua debe tener algún soporte que permita subirla o bajarla; la estructura reguladora es el elemento que cumple tal requisito.

A la placa ya colocada y provista de los accesorios para izarla se le llama compuerta, misma que es soportada por la estructura reguladora (“represo” o “represa”), construida generalmente de concreto, que posibilita su movimiento.

La función de la estructura es la regulación de la altura del agua (en el remanso) para mantenerla fija en un nivel preestablecido o tirante de operación, y al mismo tiempo, permitir el flujo hacia aguas abajo. No siempre la estructura reguladora tiene compuertas, también se usan vertedores; en el numeral 7.4.3 se muestra tal opción.

Por otro lado, el agua destinada al riego se conduce por el canal para ser entregada, o derivada, por medio de orificios⁴ por donde pasa de un canal a otro; el gasto derivado depende del tamaño del orificio y de la altura de la superficie del agua antes del orificio y debe corresponder al gasto previamente determinado en la programación (Capítulo 4); para lograrlo, el orificio se hace grande o chico, según se requiera, pero el nivel del agua en la entrada permanecerá constante; es decir, conservará su nivel de operación, gracias a la estructura reguladora.

De lo anterior se desprende la definición de la estructura derivadora: conjunto de elementos por cuyo intermedio se transfiere agua de un canal a otro. Es frecuente usar el nombre de “tomas laterales”. Este tipo de estructuras son de varios tipos, en el numeral 7.5.4. se dan mayores detalles.

El funcionamiento conjunto de las estructuras reguladora y derivadora se relaciona con la intención de entregar, de manera constante, una cantidad de agua acordada previamente.

Ya se ha mencionado que la cantidad de agua derivada depende de su nivel en el canal y del tamaño del orificio. Supóngase que el tamaño del orificio es fijo, así, la cantidad de agua encaminada depende únicamente del nivel y si se pretende derivar cantidades constantes, el nivel debe permanecer igualmente, constante.

La regulación de dicho nivel está a cargo de la estructura reguladora: si el nivel sube se abren las compuertas y viceversa. Ahora supóngase que se desea aumentar el gasto derivado, como el nivel está fijo, ahora lo que se debe aumentar es el tamaño del orificio.

En resumen, el funcionamiento conjunto de la estructura reguladora y de la estructura derivadora es que la primera controla el nivel del agua en el canal mayor y la segunda controla el gasto

⁴ Se usa el término “orificio” en el sentido que se le da a la palabra en hidráulica: espacio por el que escurre el agua. En las estructuras derivadoras se conforma de varias maneras en función del tipo de estructura, el más común es la parte baja de una compuerta.

transferido hacia el canal menor, ambas acciones se logran mediante maniobras en sus compuertas, subiéndolas o bajándolas según se requiera.

Dicho funcionamiento conjunto requiere que la derivación se ubique cerca de la estructura reguladora por dos razones: estar en la zona de remanso y facilitar las maniobras alternadas entre ambas estructuras. En la Figura 7.15, se muestra un ejemplo del conjunto.

7.5. Estructuras reguladoras

Como ya se mencionó, se utilizan para regular el nivel del agua, aunque, por necesidades de la operación, el personal que las maneja también las emplea

para medir, aunque no sea su función sustantiva. Se tienen tres tipos de estructuras: manuales, automáticas y fijas.

7.5.1. Estructuras reguladoras manuales

Estas estructuras son las más utilizadas en el país, se manejan en forma empírica por el personal de operación y están sujetas a los errores causados por el factor humano. Requieren de una visita de al menos una vez al día; el personal debe tener experiencia para verificar los niveles y las aberturas y hacer los movimientos requeridos que afectan, también, a los demás tramos del canal.

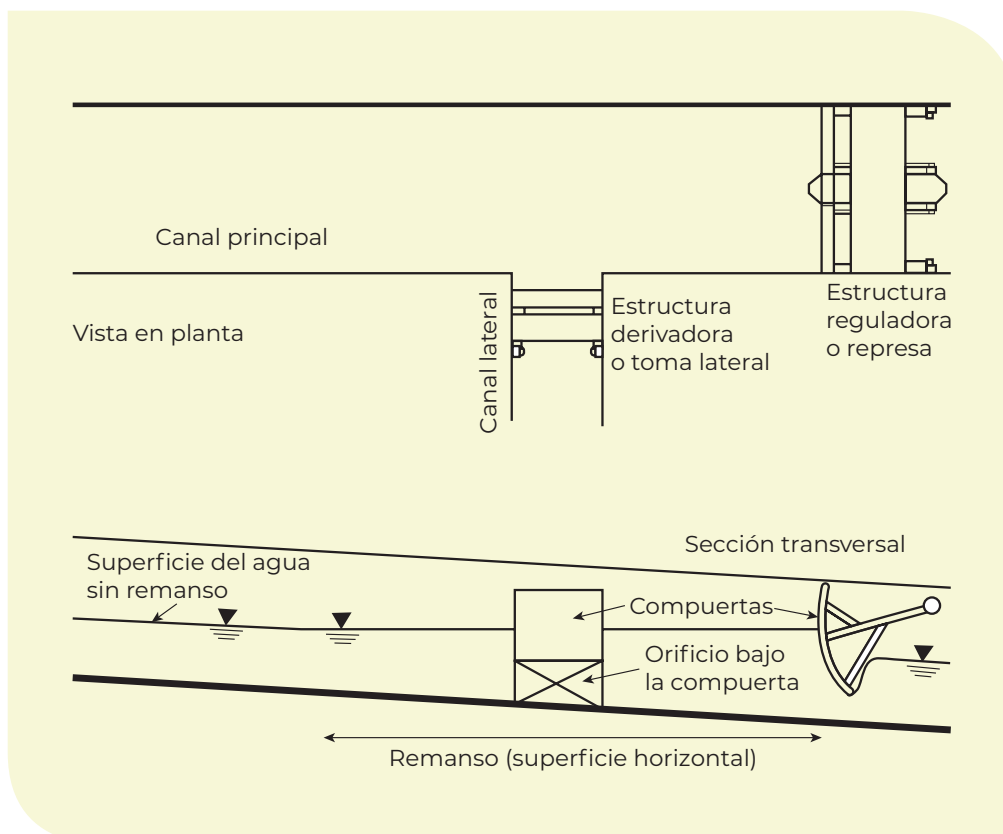


Figura 7.15. Esquema del conjunto formado por una estructura reguladora y una derivadora.

7.5.1.1. Represas de agujas

Están formadas por tablas gruesas, a las que se les llama “agujas”, colocadas en una ranura practicada en el concreto de la estructura reguladora. Funcionan a manera de obturador como se observa en la Figura 7.16, donde se aprecia una antigua represa, km 121+440 del canal Rode, DR026 Bajo Río San Juan, con diez claros de veinte agujas y dos claros de diez, para un total de 220 piezas, con capacidad de conducción de 25 m³/s. Se aclara que dichas agujas se sustituyeron por compuertas radiales. Si bien el empleo de las agujas tiende a disminuir en el país, se siguen utilizando, entre otras razones por su facilidad de construcción.

El uso de agujas es muy eficiente para mantener los niveles aguas arriba, pero el gasto hacia aguas abajo se ve muy afectado por cualquier variación de niveles, además el exceso o falta de agua se magnifica en el tramo final del canal.

El manejo de las agujas de madera no requiere de capacitación especial, pero sí de fortaleza física y destreza para colocarlas y retirarlas. Además, se pierden con relativa facilidad al caer dentro del canal o ser objeto de vandalismo.

A manera de recuerdo y de homenaje a la disposición y destreza de los canaeros que las utilizaron, y los que aún lo hacen, se mencionan los datos técnicos siguientes.

El espesor de la aguja para un coeficiente de trabajo de 70.2 Kg/cm², se determina con la fórmula propuesta por la SRH (1961):

$$E = 3.269 H^{1/2} L \quad \text{Ecuación 7.1.}$$

Donde E es el espesor de la madera en cm; H es la carga hidráulica en m y L es la longitud de la aguja en m. Aplicando la ecuación para una longitud de 1.6 m y un tirante de 2.0 m (máximo en este tipo



Figura 7.16. Represa con agujas de madera.

Fotografía: Lorenzo Armando Silva Escobedo.



de represas), el espesor de la madera resulta de 7.39 cm.

La sección de la tabla elegida es de 7.5 cm X 15 cm; como no es una medida comercial, es necesario fincar pedidos especiales al aserradero. En algunos casos las agujas colocadas en la parte superior tienen menor espesor, otras tienen longitudes abajo de 1.6 m ello obliga nuevamente a relizar pedidos con cortes especiales al aserradero.

A menudo los movimientos se hacen en la noche lo que complica el manejo de agujas de diferentes grosores, por esta razón, salvo las muy pequeñas, son de 3".

La longitud de la aguja es otra limitante pues su manejo requiere que sea menor a 1.30 m y cuente con un perno, normalmente de varilla de 1/2" de 25 cm, aproximadamente, para que sobresalga por ambos lados y sea posible jalarla con un gancho metálico confeccionado expreso.

Para evitar que la madera se hinche por permanecer largo tiempo en el agua se requiere curarla con brea y aceite para prolongar su vida útil, pero como esta práctica no es muy frecuente, muchas de las agujas se tienen que sustituir frecuentemente.

En caso de que se requiera utilizar estas estructuras para medir, habrá que aplicar la ecuación para vertedores rectangulares de cresta ancha (Ecuación 7.2)

$$Q = C L H^{1.5}$$

Ecuación 7.2.

Donde Q es el gasto en m^3/s ; C es un coeficiente específico para vertedores de cresta ancha, es adimensional y se propone 1.85; L es la longitud de la aguja en m y H es la carga sobre las agujas en m .

El inconveniente de emplear las agujas para aforar, además de la complejidad para determinar el coeficiente, debido a lo tosco de la estructura, es que no se puede medir la carga (H) en forma continua; en la práctica sólo se hace una lectura al día (en casos excepcionales dos), dato a partir del cual se determina el volumen entregado aguas abajo.

Los canaleros o aforadores que aprovechan las represas de agujas como estructuras aforadoras aplican la Ecuación 7.2 y consideran que la altura de la aguja es el valor de la carga (H). Proceden de la manera siguiente:

Longitud aguja L : 40 pulgadas, equivalente a 1.00 m

Alto de la aguja: 6 pulgadas, equivalente a 15 cm

Entonces:

$$Q = 1.85 * 1.00 * (0.15)^{1.5}$$

$$Q = 0.107 \text{ m}^3/\text{s} = 107 \text{ l/s}$$

Con base en el cálculo anterior, los canaleros estiman que cada aguja de 1.00 m de largo por 15 cm de ancho, descargará un gasto de 100 a 110 l/s cuando la quiten, o retendrá este gasto cuando la coloquen. Para cada longitud de aguja corresponderá un gasto proporcional, así por ejemplo a una aguja de 0.5 m le corresponde un gasto de 50 a 60 l/s, o

bien una aguja de 2.0 m descarga 200 o 220 l/s.

En la mayoría de los casos en que los canales que cuentan con agujas de madera son modernizados, se aprovecha la estructura de concreto de la represa y se le practican adecuaciones menores para colocar las compuertas.

7.5.1.2. Compuertas planas

Son placas metálicas rectangulares que se deslizan en forma vertical sobre guías colocadas en un marco empotrado en una estructura de concreto hidráulico; también suele llamárseles deslizantes, verticales o de guillotina. Su mecanismo elevador consiste en un vástago de acero que se iza por medio de un volante giratorio. Tienen la ventaja de que los gastos aguas abajo son menos afectados por las variaciones del nivel aguas arriba; son de fácil construcción y poco mantenimiento. La limitante, por su operación manual, es que deben ser menores a 1.5 m de altura y 1.0 m de ancho ya que, en caso contrario, se requiere de esfuerzos superiores a los que una persona puede realizar.

En el supuesto de que las compuertas se utilicen para medir, el personal de operación aplica la fórmula del orificio (Ecuación 7.3):

$$Q = CA\sqrt{2gh} \quad \text{Ecuación 7.3.}$$

Q es el gasto en m^3/s ; C es el coeficiente de descarga; A es el área hidráulica, en

m^2 y se obtiene multiplicando la abertura de la compuerta por su ancho; g es la aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$) y h es la carga hidráulica, en m . En la práctica es muy difícil la obtención de C , pero se recomienda usar un valor de 0.54.

En los casos en los que las compuertas estén equipadas con un volante y un vástago, los canaleros asignan un cierto gasto por cada centímetro de abertura. Por ejemplo, una compuerta que tenga un metro de ancho, una carga hidráulica también de un metro y una abertura de 10 cm, tendría un gasto que se puede calcular con la Ecuación 7.3 usando un coeficiente C de 0.54.

$$Q = 0.54 * (1.00 * 0.10) * (2 * 9.81 * 1)^{1/2}$$

$$Q = 0.054 * (19.62)^{1/2}$$

$$Q = 0.2392 m^3/s \approx 240 l/s$$

Dado que se usó una abertura de 10 cm, ello implica (aproximadamente) que se tiene un gasto de 24 l/s/cm; de esta manera, si requiere un gasto de 100 l/s la compuerta se debe abrir alrededor de 55 cm.

Otra forma aproximada pero de mayor precisión que el criterio anterior, es asociar la abertura de la compuerta con aforos realizados con molinete. Por ejemplo, si al hacer un aforo, éste resultó de 1 254 l/s y la compuerta tenía una abertura de 50 cm, la calibración de ésta es de 1 254/50, equivalente a 25.1 l/s/cm de abertura, así que para dejar pasar 1 000 l/s, tendrá que abrir la compuerta 40 cm. Este método es muy útil en la

práctica pero requiere de verificación constante.

A pesar de la baja confiabilidad de las compuertas planas como estructuras aforadoras, especialmente en condición de ahogamiento, la dinámica de la operación de canales exige tener idea del gasto que fluye a través de una compuerta, por lo que la metodología descrita anteriormente es de gran utilidad cuando se carece de una instrumentación de aforos más confiable.

7.5.1.3. Compuertas radiales manuales y radiales con motor

Cuando se tienen canales de grandes dimensiones (1.50 m de plantilla en adelante) las compuertas planas dejar de ser prácticas. En el caso de la compuerta plana (Figura 7.17a), la fuerza del agua se recarga en toda la longitud de las ranuras en las que se desliza la compuerta; mientras que para el caso de la

compuerta radial (Figura 7.17b), la fuerza se recarga solamente en el eje de giro.

Las compuertas radiales son placas metálicas cuya hoja rectangular (vista de frente) tiene una curva en función de un radio de circunferencia determinado por especificaciones de diseño y por las dimensiones de la estructura. Se construye en talleres equipados conforme a sus especificaciones técnicas. El mecanismo elevador consiste en dos cables o dos cadenas que se enrollan en malacates movidos por un motor, o por un volante, cuando se opera manualmente.

Las compuertas se alojan en represas de concreto hidráulico. Al igual que las deslizantes, las radiales tienen la ventaja de que los gastos aguas abajo son menos afectados por las variaciones del nivel aguas arriba y necesitan poco mantenimiento.

Los motores eléctricos de baja potencia son de gran utilidad para para elevar las

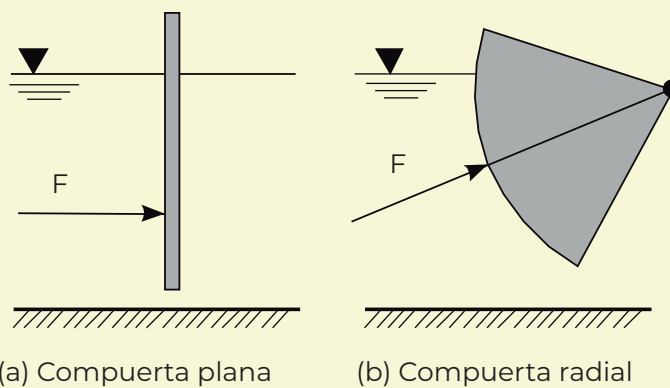


Figura 7.17. Fuerzas hidrostáticas en compuertas planas y radiales.

compuertas. Su principal ventaja es que el personal de operación puede agilizar los movimientos de grandes compuertas.

Cualquier compuerta, independientemente de su dimensión, se opera con los motores apropiados, la limitante es la disponibilidad de energía eléctrica, situación que se supera con la instalación de plantas generadoras autónomas.

7.5.2. Compuertas automáticas

Se diferencian respecto de las manuales, en que se mueven sin la injerencia directa de un operario; existen dos tipos: instrumentadas y flotantes.

7.5.2.1. Compuertas instrumentadas

Son aquellas a las que se han adicionado dispositivos electrónicos que permiten su operación autónoma; sin embargo, se requieren adecuaciones como sensores de niveles y de aberturas, así como programas de cómputo para ordenar los movimientos de la compuerta.

La complejidad de la programación está en función del grado de automatización, ya sea parcial o total, y de la disposición de cámaras de vigilancia; y aumenta al monitorear los niveles aguas arriba y aguas abajo de las compuertas y al utilizar métodos de control y operación más sofisticados.

La automatización requiere de pocos operadores, pero de un alto nivel técnico, así como visitas periódicas y recorridos de

campo.

7.5.2.2. Compuertas flotantes

Este tipo de estructuras no han tenido éxito en el país, para mayor información se puede consultar a García (1998).

Compuertas AMIL

Son compuertas radiales trapezoidales para controlar el nivel aguas arriba. Van montadas en una estructura de concreto y equipadas con un flotador al frente y contrapesos en la parte anterior. Ver Figura 7.18 y Figura 7.19

Como cualquier otra compuerta se requiere de cierta pérdida de carga, ello limita su uso en canales con bajas pendientes, además existe el riesgo de que por falta de mantenimiento, si la compuerta es metálica, se oxide y el agua penetre al flotador inhabilitando su funcionamiento.

La Figura 7.20 muestra una batería de compuertas AMIL vistas desde aguas arriba, colocadas en el km 21+400 del canal Rode del DR026 Bajo Río San Juan, Tamps., nótese el flotador al frente, la capacidad de cada compuerta es de 60 m³/s.

En la Figura 7.21 se muestra una compuerta AMIL en un documento publicitario de la marca Neyrpic de Nueva York, en 1972. Este tipo de compuertas se instalaron en 1967 en el parque recreativo de Disneylandia, Florida.



Figura 7.18.
Compuerta AMIL
de fibra de vidrio.
DR053 Estado de
Colima, Colima.
Fotografía: Ariosto
Aguilar Chávez.



Figura 7.19.
Compuerta AMIL
metálica. DR053
Estado de Colima,
Colima.
Fotografía: Ariosto
Aguilar Chávez.



Figura 7.20.
Compuertas AMIL
en el canal Rode.
Fotografía: Ariosto
Aguilar Chávez.

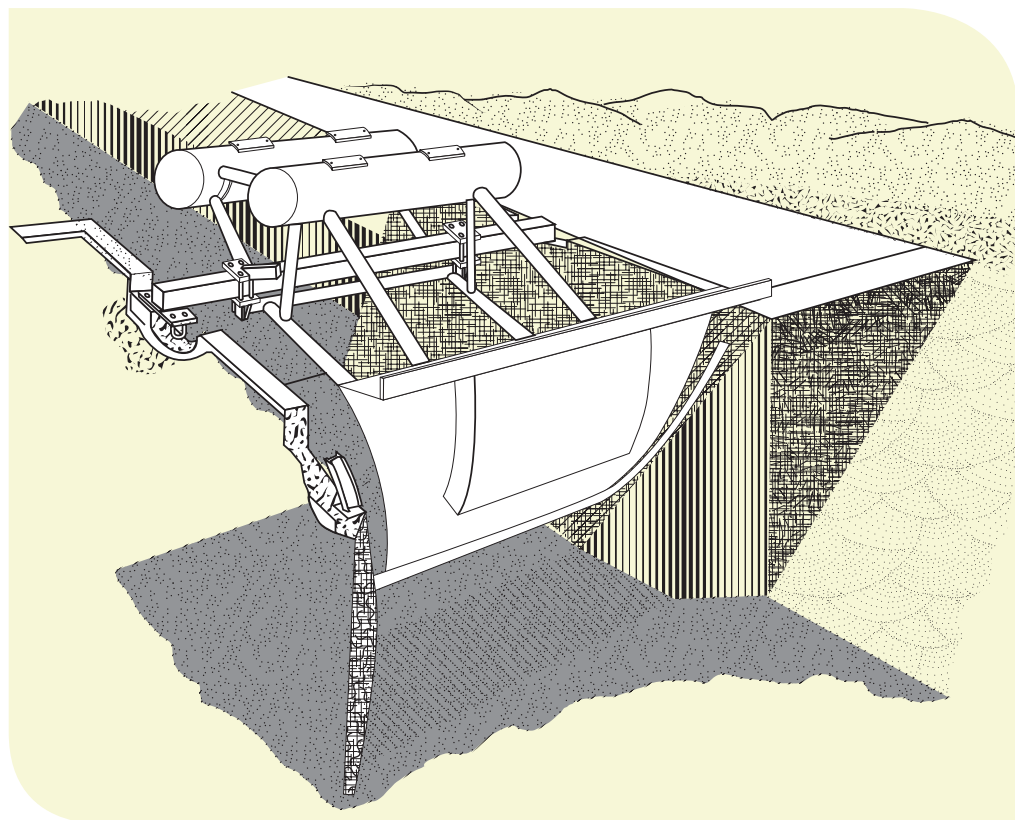


Figura 7.21.
Ilustración de una
compuerta AMIL
marca Neyrpic.

Compuertas AVIS

Son compuertas radiales trapezoidales con el flotador en la parte de atrás del eje de giro, por lo que mantienen un nivel constante aguas abajo (Figura 7.22); se colocaron con poco éxito en la UR Miguel Auza, Zacatecas, donde se construyó una red de distribución con dos canales principales de pequeñas dimensiones.

En el inicio de los canales se colocó una compuerta AVIO (Figura 7.32) y en las inmediaciones de las tomas, hacia las parcelas, se instalaron compuertas AVIS que no están diseñadas para un cierre hermético; como en esta zona se riega de día, durante la noche el agua contenida en los tramos escurre y se pierde al final de los canales.

7.5.3. Vertedores de cresta larga

Un vertedor convencional es una pared colocada perpendicularmente en el canal. La cantidad de agua que puede escurrir se calcula en función del ancho del canal, pero si se inclina, respecto del eje del canal, la longitud crece y puede aumentar el desalajo; de esta manera los aumentos y disminuciones de gasto se reflejan con variaciones más pequeñas del nivel. Al vertedor así inclinado se le llama vertedor de cresta larga. Dos ejemplos se presentan en la Figura 7.23 en los casos particulares “diagonal” y “pico de pato”.

Si el vertedor regula la variación del nivel, entonces la entrega o derivación de agua tiene menores variaciones de gasto hacia las tomas, mientras se

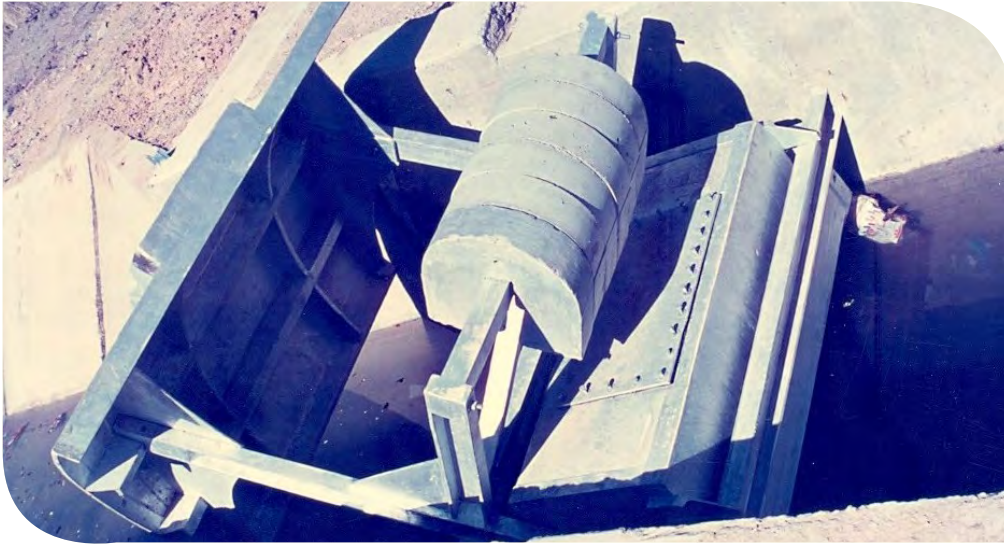


Figura 7.22. Compuerta AVIS. Zona de riego Miguel Auza, Zacatecas.

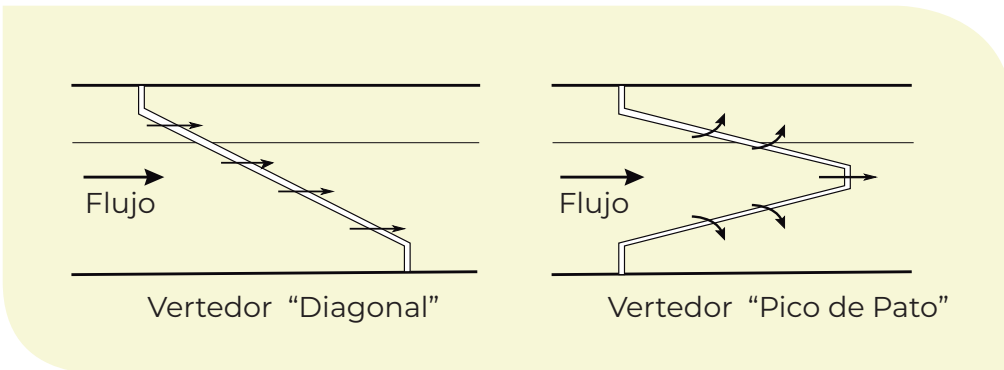


Figura 7.23. Esquemas de dos vertedores de cresta larga, vistos en planta.

encuentren en la zona del remanso provocado por el vertedor.

Estos vertedores sirven para controlar la elevación del agua, pero no para medir (Walker, 1997). En México no se ocupan extensivamente, se conoce de algunos casos particulares a los que se les ha adicionado una compuerta plana o deslizante en el frente para evitar la formación de azolve en su interior y aumentar la capacidad de vertido, ya que el agua también escurre por la parte inferior de la compuerta. Un ejemplo de este caso es el vertedor instalado en el DR041 Río Yaqui, que tiene funciones de control de nivel para mejorar el des-

empeño de un aforador ultrasónico del tipo Doppler lateral (Figura 7.24), el cual funciona mejor si el nivel del agua se mantiene constante con independencia del caudal. Otro ejemplo de un vertedor de este tipo se muestra en la Figura 7.25, y se encuentra en el canal lateral 13+200 en el DR097 Lázaro Cárdenas.

7.5.4. Estructuras derivadoras

Ya se ha mencionado que las estructuras reguladoras sirven para mantener niveles y controlar el flujo en el canal, mientras que las derivadoras permiten el acceso de un gasto previsto.



Figura 7.24. Vertedor de cresta larga en el DR041 Río Yaqui, con compuerta plana al frente.



Figura 7.25. Vertedor de cresta larga.
Fotografía: Serge Tamari.

7.5.4.1. Estructuras derivadoras de gasto variable

La característica definitoria del funcionamiento de estas compuertas es que el gasto varía en función del ascenso y descenso del nivel del agua en la entrada del canal.

El tipo más común de estructura derivadora es la compuerta plana. Es una estructura metálica compuesta por un marco, una placa y un mecanismo para

maniobras. El marco tiene unas ranuras en donde se aloja la placa. Para lograr hermeticidad se usan tiras de neopreno en las ranuras. En la parte superior de la placa se tiene una barra roscada, llamada vástago; mediante un volante es posible girar la barra para subir o bajar la placa. En la Figura 7.26 se muestra un modelo de este tipo de estructura.

Las compuertas Miller, caso particular de estructura derivadora, son de fierro fundido (vaciado o colado) lo que le otorga

resistencia a la oxidación; sin embargo son frágiles. Constan de una compuerta movida por un vástago cilíndrico con cuerda tipo tornillo, generalmente de 2" de diámetro y longitud variable.

Estas compuertas se clasifican por el diámetro de su tubería, las más comunes para tomas-granjas son de 18" y 24", mientras que las de 30" y 36" son instaladas en canales, ramales y subramales. En ocasiones se aseguran con un candado en el volante para evitar movimientos no autorizados.

Una de las ventajas de este tipo de tomas son su bajo costo, la mayoría de las fundidoras locales las pueden construir y son de fácil colocación, pero tienen el inconveniente de permitir filtraciones al no lograr un cierre hermético entre los metales de la tubería

y de la compuerta circular (coloquialmente llamada "comal"); ello se debe a un proceso de fundición deficiente. En la Figura 7.28 se muestra una compuerta de este tipo en el Módulo II-2 del DR025 Bajo Río Bravo, misma que fue azolvada intencionalmente para evitar filtraciones del canal al terreno de riego.

Una manera de evitar filtraciones es el empleo de compuertas planas o deslizantes con las que se logra mayor hermeticidad; en la Figura 7.29 se puede observar la compuerta deslizante en un DR al norte de Tamaulipas.

7.5.4.2. Estructuras derivadoras de gasto constante

Este grupo de estructuras tienen una conformación que minimiza la variación del gasto derivado, a pesar de la fluctua-



Figura 7.26. Compuerta plana rectangular.



Figura 7.27.
Compuerta tipo
Miller. DR025 Bajo
Río Bravo, Tamps.



Figura 7.28.
Toma-granja tipo
Miller azolvada
intencionalmente.



Figura 7.29.
Sustitución de la
compuerta circular
por una rectangular.

ción del nivel del agua en la entrada de la estructura.

Módulos de máscara

Estos dispositivos también se conocen como módulos Aquacontrol o módulos Neyrpic por del nombre de las empresas que los comercializan en México.

Al consultar un documento de la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH, 1961) llama la atención que este dispositivo se presente como de aforo, cuando su función principal es la derivación de gastos constantes.

Se trata de un par de placas a modo de paredes verticales y paralelas entre las que escurre el agua; en el interior se encuentran uno o dos deflectores, que también se pueden llamar placas, pantallas, reductores, baffles o máscaras (Figura 7.30). Los deflectores están dispuestos de tal forma que la cantidad de

agua derivada no aumenta proporcionalmente con el incremento de su nivel y la variación del gasto se mantiene estable entre ciertos límites.

En el caso de un módulo de dos deflectores (Figura 7.30) el escalón opera en condiciones de descarga libre cuando el nivel del agua está por debajo del nivel "II" pero, a medida que este se eleva, eventualmente llega a alcanzar el primer deflector en el mismo punto. En estas circunstancias el escalón y el deflector se unen hidráulicamente y la descarga se realiza ahora bajo la ley de un orificio y, como resultado, el coeficiente de descarga es menor.

Si el agua continúa subiendo, la forma del primer deflector genera una contracción del área hidráulica que se incrementa conforme sube el nivel, consecuentemente el gasto derivado no aumenta aun cuando se tiene mayor carga hidráulica en el canal alimentador.

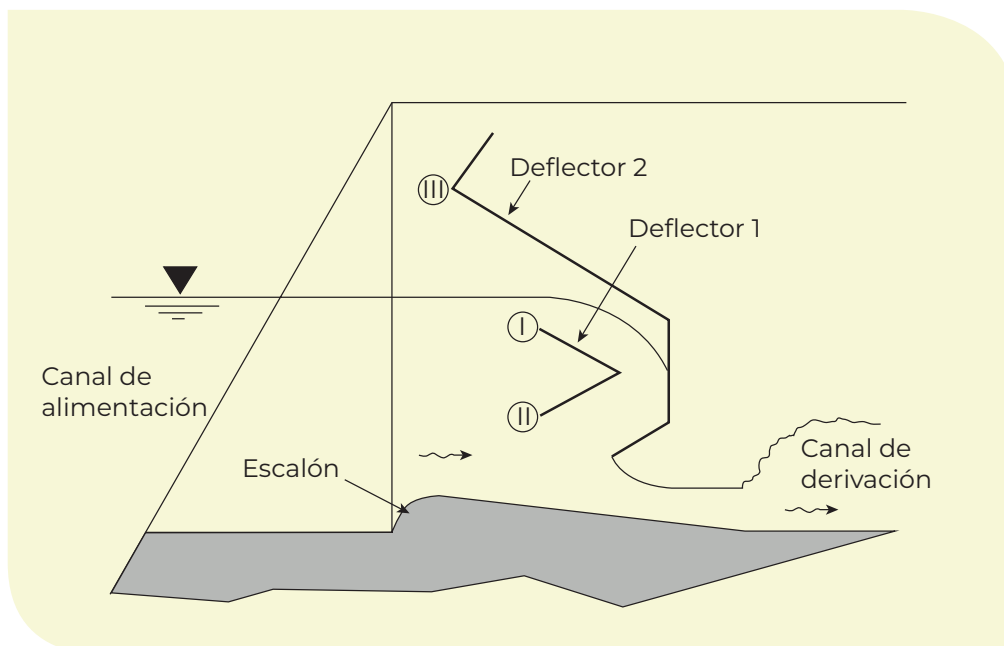


Figura 7.30.
Funcionamiento de un módulo de máscara de dos deflectores.

Si el agua continúa ascendiendo, escurrirá entre los dos deflectores formándose un conducto cuya dirección de escurrimiento es aproximadamente contraria a la dirección de la corriente en el orificio formado por los deflectores y el escalón. Conforme se alcanza mayor nivel, el agua tendrá más fuerza para obstaculizar el escurrimiento en el orificio y, consecuentemente, el aumento de gasto no será proporcional al aumento de nivel.

El diseño y disposición de los deflectores están pensados para que cuando el agua alcance el nivel "I" se tenga aproximadamente el 90% del gasto nominal, a su vez, cuando el nivel del agua toque el nivel "III" se deberá tener el 110% del mismo gasto nominal. Estos porcentajes se relacionan con la variación

máxima permitida de los niveles de agua en el canal alimentador.

Los módulos de la compañía francesa Alshtom-fluides pueden regular un gasto con una variación de 5% si el nivel en el canal alimentador no varía más de 0.05 m para sus reguladores pequeños y de hasta 0.37 m, para sus módulos más grandes (García, 1998).

Se realizaron experimentos en un módulo de este tipo y se presentaron los resultados expuestos en la Figura 7.31 (Pedroza, Angel y Rivero, 2010); en la gráficas se puede apreciar que el gasto se mantiene con poca alteración cuando el tirante varía entre 20 y 35 cm; en este intervalo el gasto no aumenta más de 17 l/s, ni disminuye menos de 15 l/s.

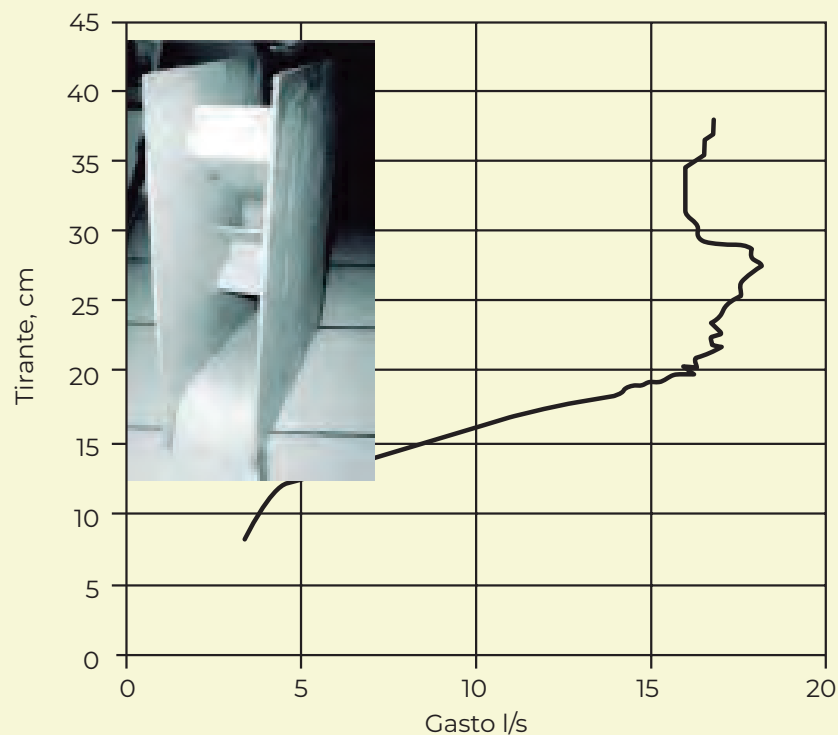


Figura 7.31. Variación del gasto en función del nivel en un módulo de máscaras y fotografía del módulo probado.

Compuerta AVIO

El principio de funcionamiento es el mismo que el de la compuerta AVIS, pero trabaja como orificio por lo que requiere de mayor obra civil. En el país no se conocen zonas de riego importantes con este tipo de compuertas, salvo la mencionada con anterioridad en la UR San Miguel Auza, Zacatecas (Figura 7.32).

7.6. Consideraciones sobre el uso de compuertas AMIL

Este tipo de estructuras se han colocado con poco éxito en varios DR del país. Uno de los principales inconvenientes

es que su calibración es muy difícil si no es que imposible, pues se debe intentar sin agua en el canal y adicionando peso en la parte contraria de la compuerta hasta que se equilibren ambas partes.

Este procedimiento es complicado incluso utilizando cualquier dispositivo o arreglo similar. Imagínese una barra de madera sujeta a un eje de giro en el centro de esta y que deba estar equilibrada, lo que significa que el eje longitudinal de la pieza coincida perfecta y permanentemente con la horizontal. Esto mismo se debe lograr en la compuerta AMIL. No obstante este inconveniente, se han colocado varias compuertas en un mismo represo; si la calibración de una compuerta aislada es complicada, la



Figura 7.32.
Compuerta AVIO.
UR Miguel Auza,
Zacatecas.

calibración de un conjunto de ellas lo es aún más.

Uno de los mayores problemas a que se han enfrentado quienes colocan estas estructuras es que el fabricante o constructor no es el dueño de las patentes ni de los planos originales por lo que presentan diferencias en algunas de sus dimensiones.

El problema de la calibración permanece aun cuando la compuerta AMIL sea original. En el caso del DR025 Bajo Río Bravo, se colocaron compuertas suministradas por la fábrica poseedora de la patente, en 2 represas del canal Anzaldúas. En el DR026 Bajo Río San Juan, se instalaron dichas estructuras en 4 represas del canal Rode, con diseño y construcción del mismo proveedor. En ambos canales se redujo la capacidad de conducción, problema que se solucionó construyendo ductos laterales con compuertas deslizantes.

Otra limitante es que el nivel a regular coincide con el eje de giro y, una vez lograda la calibración, si eso es posible, la compuerta controlará únicamente ese nivel. En los canales de riego de nuestro país se requiere, en ocasiones, mover el tirante de operación en caso de dirigir el recurso a tomas altas. Cualquier otro nivel desequilibrará la compuerta.

Un inconveniente adicional se ilustra con lo acontecido en una represa localizada aguas abajo y cerca de un puente del ferrocarril: cuando fue necesario

conducir la máxima cantidad de agua, el nivel se elevó tanto que alcanzó la parte inferior del puente, generándose una onda que entró en fase con la compuerta que comenzó a oscilar tan fuerte que estuvo a punto de colapsar y causar graves daños al canal.

Después de varios esfuerzos infructuosos se decidió convertir las compuertas AMIL en compuertas “aligeradas”; es decir, se les adaptó un malacate con cables para mantenerlas abiertas a cierto nivel y disminuir notablemente la magnitud de la fuerza necesaria para subirlas o bajarlas en la que interviene, también, el flotador instalado en su placa frontal. En la Figura 7.33 se muestra dicha adaptación. Para evitar la oscilación de las compuertas se intentó, sin éxito, el uso de amortiguadores que claramente no se incluyen en su diseño original

En el DR053 Estado de Colima se colocaron estas estructuras que no lograron el objetivo de una operación automática, porque bañistas furtivos utilizaban como trampolín el flotador de la placa frontal; empujaban repetidamente la compuerta hacia abajo, misma que el agua regresaba con más fuerza, hasta que lograban el impulso necesario para saltar al canal a manera de alberca.

En el DR097 Lázaro Cárdenas, zona altamente sísmica, se instalaron compuertas AMIL de fibra de vidrio que no resistieron los efectos de los temblores comunes en ese lugar.



Figura 7.33.
Compuerta AMIL
convertida en
compuerta aligerada.
Fotografía: Lorenzo
Armando Silva
Escobedo.

7.7. Estructuras auxiliares

Al construir un DR se requiere, además de las estructuras de regulación y derivación, otras que son indispensables para salvar cauces y arroyos naturales, o bien para dar seguridad y protección a la infraestructura.

7.7.1. Puentes canal

Son conductos construidos por encima de diversos obstáculos como cauces naturales, drenes, vías de comunicación, barrancas, depresiones topográficas o inclusive cauces de alivio para avenidas extraordinarias, o bien, otros canales.

En ocasiones pueden aprovecharse como puentes vehiculares, previa colocación de una loza en la parte superior, como el del canal del Km 6+700 del canal Rode del DR026 Bajo Río San Juan, con una capacidad de conducción

de 60 m³/s en dos ductos. Se construyó para cruzar el arroyo San Pedro y para paso vehicular de la carretera Comales-Camargo (Figura 7.34).

Con el puente canal se pueden cruzar obstáculos sin perder carga para regar por gravedad diversos terrenos. Esto es especialmente benéfico cuando por la necesidad de construir drenes se requiere seccionar lotes.

Otro ejemplo de puente canal se muestra en la Figura 7.35. En este caso el conducto es una tubería de concreto de 24" con capacidad de 150 l/s; se usa para cruzar un canal cuyo claro es de 10 m. La estructura se ubica en el módulo III-4 del DR025 Bajo Río Bravo.

En la Figura 7.36 se observa un canal de concreto con capacidad de 250 l/s; 60 cm de ancho y un metro de alto, los muros son de 10 cm de espesor. Con la estructura se cruza un dren cuyo claro

Figura 7.34. Puente canal vehicular del Km 6+700 del canal Rode en el DR026 Bajo Río San Juan, Tamps.



Figura 7.35. Puente canal en el módulo III-4, DR025 Bajo Río Bravo, Tamps.



Figura 7.36. Puente canal en el Módulo de Riego II-2, DR025 Bajo Río Bravo, Tamps.



es de 15 m. Se encuentra en el Módulo de Riego II-2 del DR025 Bajo Río Bravo.

7.7.2. Sifones invertidos

Cumplen la misma función que los puentes canal, con la diferencia que cruzan los obstáculos por debajo y, por lo tanto, necesariamente son conductos cerrados. Estas estructuras no deben bajar mucho ya que, si la profundidad del obstáculo supera los cinco metros, resentirán fuertes presiones que podrían superar la resistencia del material de construcción.

Las dimensiones son muy variadas, por ejemplo, en el Km 13+778.66 del canal Anzaldúas se construyó un gran sifón invertido con una capacidad para conducir hasta 250 m³/s, una longitud de 64 m y transiciones de entrada y salida de 25 m. Consta de diez cajones de 3.2 m ancho por 4 m de alto y es de concreto hidráulico de 40 cm de espesor. Su función es cruzar por debajo el dren El Anhelo en el Km 2+743.86. Se localiza en el DR025 Bajo Río Bravo. En la Figura 7.37 se muestra la entrada y salida de un sifón invertido en el DR097 Lázaro Cárdenas, Mich.



Figura 7.37. Entrada y salida de un sifón invertido, DR097 Lázaro Cárdenas, Mich.

Fotografías: Serge Tamari.

7.7.3. Túneles

Se utilizan cuando existen cerros o elevaciones en los que resulta más económico perforarlos que rodearlos, o bien, cuando se tienen laderas con riesgo de derrumbes. El DR086 Río Soto La Marina, cuenta con el túnel Mariano Matamoros, con una longitud de 4.8 Km y 40 m³/s de capacidad, que termina aguas arriba de la represa del Km 5+000 del canal principal.

El Tecorito, en el DR010 Culiacán Humaya, es uno de los túneles más importantes del país; se encuentra en el canal principal Humaya, entre los kilómetros 07+924 y 09+924 y tiene una sección circular de 6.5 m y una longitud aproximada de 1,200. Se diseñó para conducir 100 m³/s (Figura 7.38).

7.7.4. Sifones automáticos

También se les llama desagües totales, son estructuras que desalojan agua del canal cuando el tirante supera un nivel de seguridad, la gran ventaja es que lo hacen automáticamente. Debido a su forma se les conoce coloquialmente como “saxofones”. Se ubican aguas arriba de las represas y descargan hacia un dren o cauce natural.

Desde el punto de vista hidráulico, un sifón es un conducto que extrae agua de un recipiente o cuerpo de agua y la deposita en el exterior (Figura 7.39). El dispositivo llama la atención porque el agua sube sin necesidad aparente de alguna fuerza externa y sale por la parte baja en forma continua hasta que el nivel del agua en el recipiente llega a la entrada



Figura 7.38. Salida del túnel El Tecorito.
Fotografía: Eduardo Chan Gaxiola.

del sifón o hasta que los niveles del agua en el interior del recipiente y en el exterior sean iguales; si en el exterior el agua nunca sube, el agua del recipiente saldrá del mismo casi en su totalidad; se puede considerar que el sifón succiona el agua.

Para que un sifón funcione debe estar lleno; a esta condición se le conoce como “cebado”; en un canal de riego, dicho estado se logra a través de cuatro fases:

a) El canal funciona normalmente, el agua está por abajo del tirante

máximo permitido (Figura 7.40a).

b) El agua se eleva y supera el nivel máximo permitido, escurre hacia el interior del sifón sobre el cimacio, adelante se tiene una pestaña que impulsa al chorro para que impacte con la pared contraria, ello facilita el cebado (Figura 7.40b); bajo la pestaña se tiene la salida de un tubo de ventilación, sin el cual el chorro escurriría pegado a la pared, por falta de aire y se dificultaría el cebado.

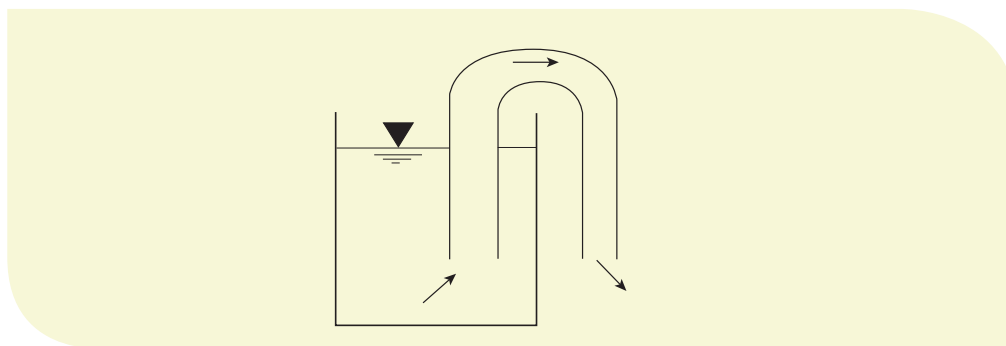


Figura 7.39. Funcionamiento básico de un sifón.

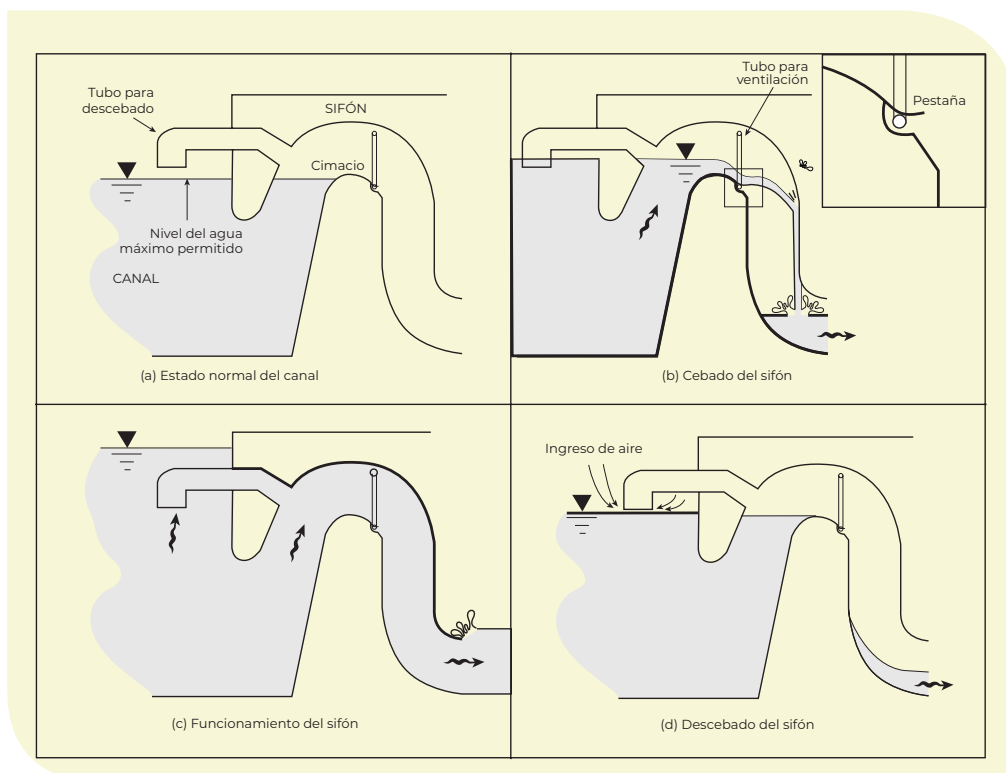


Figura 7.40. Fases del funcionamiento de un sifón.

- c) El sifón está cebado y se establece el funcionamiento normal (Figura 7.40c) y comienza el descenso del agua en el canal; en la parte superior del sifón se genera una presión negativa o subpresión (menor a la atmosférica).
- d) Cuando el agua llega a la boca del tubo para descebarlo, el aire ingresa por la presión negativa, se desceba el sifón y concluye su funcionamiento (Figura 7.40d)

con una capacidad de desalojo de $110 \text{ m}^3/\text{s}$.

7.7.5. Desagües de excedencias

Tienen la misma función que los sifones automáticos, también se les llama desagües parciales o desfuegos. Estructural y funcionalmente son similares a las compuertas de derivación, pero dicha acción no se dirige hacia otro canal sino a un dren. En la Figura 7.42 se muestra un desagüe parcial en funcionamiento en el km 21+400 del Canal Principal Rode DR026 Bajo Río San Juan, Tam.

En la Figura 7.41 se muestra una parte del plano de un sifón construido en el canal alto del DR041 Río Yaqui, Sonora,

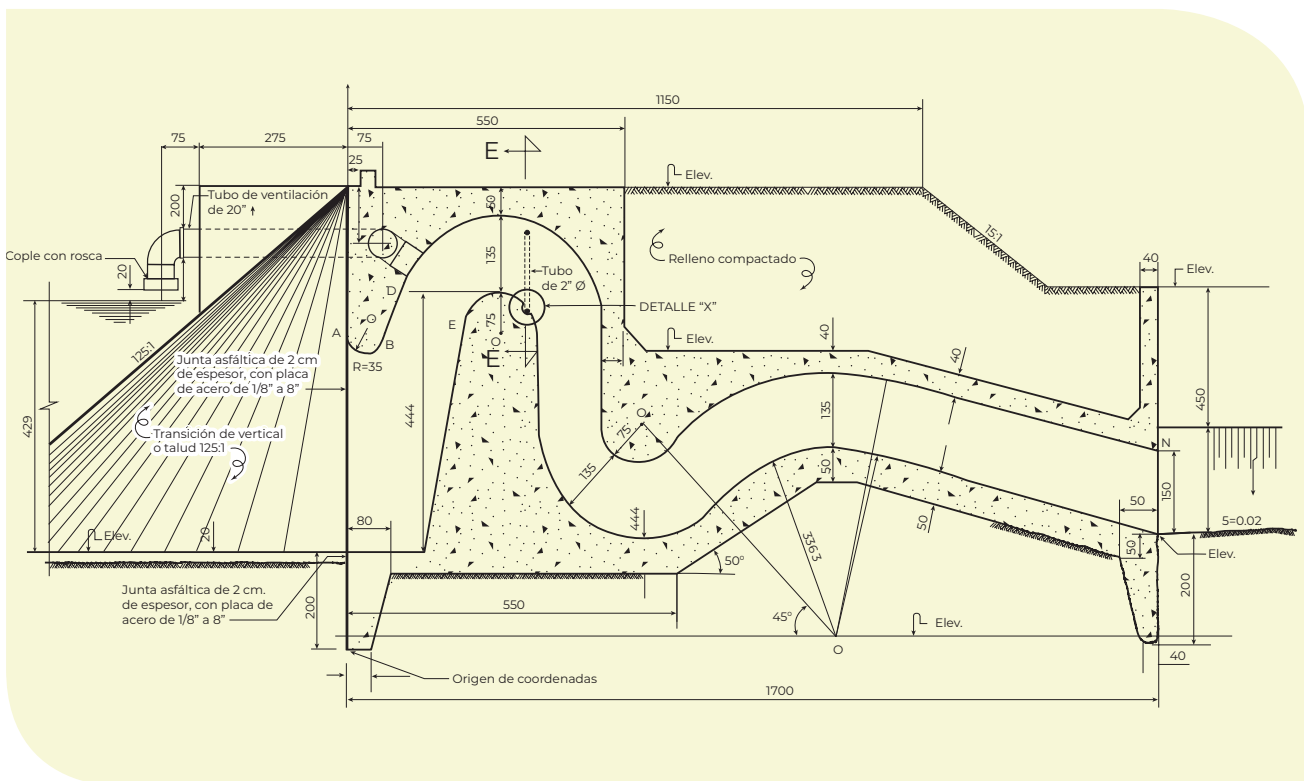


Figura 7.41. Corte longitudinal de un sifón automático. DR041 Río Yaqui, Son. (SRH, 1961)



Figura 7.42. Desagüe parcial. Km 21+400 Canal Rode DR026 Bajo Río San Juan, Tam. Fotografía: Armando Silva.

Referencias

- Burt, C., y Styles, S. (2000). Irrigation District Service in the Western United States. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE*, 126(5), 279-282.
- Buyalski, C., Ehler, D., Falvey, H., Rogers, D., y Serfozo, E. (1991). *Canal Systems Automation Manual, Volume I*. Denver USA: U. S. Department of the interior, Bureau Reclamation.
- Clemmens, A., Bos, M., y Reploge, J. (1993). *FLUME: Design and Calibration of Long-Throated Measuring Flumes*. Wageningen, The Netherlands: International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI.
- Conagua. (2015). *Estadísticas Agrícolas de los Distritos de Riego. 2013-2014*. Ciudad de México: Conagua.
- Conagua. (2018a). *Sistema Nacional de Información del Agua*. Recuperado el 26 de Agosto de 2020, de <https://www.gob.mx/conagua/acciones-y-programas/infraestructura-hidroagricola>.
- Conagua. (2018b). *Estadísticas del Agua en México 2018*. Ciudad de México: Conagua.
- Conagua. (2021). *Sistema Nacional de Información del Agua*. Recuperado el 2 de Julio de 2021, de <http://sina.conagua.gob.mx/sina/index.php>
- García, V. (1998). *Estructuras fluídicas para la automatización de canales, Manual práctico*. Jiutepec México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Hinojosa, C. (2016). *Seguridad Hidráulica*. Conagua. Ciudad de México: Gerencia de Distritos de Riego.
- IMTA. (2019). *Conservación y modernización de la infraestructura hidroagrícola*. Recuperado el 26 de Agosto de 2020, de <https://www.gob.mx/imta/es/articulos/conservacion-de-infraestructura-para-riego-en-el-campo?idiom=es>
- ISO. (1997). *ISO/TR 8363:1997 Measurement of liquid flow in open channels — General guidelines for selection of method*. Geneva, Switzerland: International Standard Office.
- Luján, G. (1992). *Eficiencia del riego*. Madrid: Ministerio de Obras Públicas y Transportes.
- Molden, D. J., y Gates, T. K. (1990). Performance measures for evaluation of irrigation-water-delivery systems. *ASCE, Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 116(6), 804-826.
- Palacios, V. (1981). *Manual de operación de distritos de ri*. Texcoco: Universidad Autónoma Chapingo.
- Palacios, V. (1996). *Métodos de distribución y eficiencias en el uso del agua en los sistemas de riego*. Texcoco: Colegio de Postgraduados.
- Palmer, J., D., Clemens, A., J., y Dedrick, A., R. (1989). Several Sources of Nonuniformity in Irrigation Delivery Flows. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE*, 115(2), 920-937.

- Pedroza, E., Angel, H., y Rivero, M. (2010). Optimización de un módulo regulador de gasto para canales de riego. En *Memorias del XXI Congreso Nacional de Hidráulica*. Asociación Mexicana de Hidráulica.
- Pedroza, E., López, Z., y Mejía, A. (2012). Experimentos comparativos en aforadores tipo Parshall con incumplimientos a la norma. En *Memorias del XXII Congreso Nacional de Hidráulica*. Acapulco México: Asociación Mexicana de Hidráulica.
- Pedroza, E., Millán, B., Arroyo, C., Mejía, A., Santana, S., y Aguilar, C. (2016). *Medición de flujo volumétrico en presas, canales y pozos*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Pedroza, E. (2017). *El molinete, importancia, fundamentos y buenas prácticas*. Jiutepec México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Plusquellec, A. (1990). *Mejoramiento de la operación de los sistemas de riego por gravedad*. Jiutepec México: Comisión Nacional del Agua e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- SARH. (1977). *Operación de distritos de riego. Curso a nivel técnico superior*. SARH.
- SARH. (1980). *Uso del agua en Irrigación, primera parte*. Ciudad de México: Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.
- Secretaría de Economía. (2018). *NORMA MEXICANA. NMX-AA-179-SCFI-2018. MEDICIÓN DE VOLÚMENES DE AGUAS NACIONALES USADOS, EXPLOTADOS O APROVECHADOS*. (C. N. Agua, Ed.) Ciudad de México: Dirección General de Normas.
- SRH. (1961). *Instrucciones generales para la localización y diseño de canales y sus estructuras menores*. Distrito Federal, México: SRH.
- Vargas, D., y Pedroza, G. (2000). Estimación de pérdidas por operación en canales principales. En V. Palacios, M. De León, A. Martínez, y E. De León (Ed.), *Congreso Internacional de Transferencia de Sistemas de Riego* (págs. 345-353). Texcoco: Asociación Nacional de Especialistas en Irrigación.
- Walker, R. (1997). Long Crested Weirs. En D. Zimbelman, *Proceedings of a Simposium Planning, Operation, Rehabilitation and automation of Irrigation Water Delivery Systems* (págs. 110-119). Portland Oregon USA: Irrigation and Drainage Division of the American Society of Civil Engineerings.

Anexo 1. Listado de distritos de riego

A continuación, se presenta un listado de los DR en el país. La información es de 2014, pero se incluye en una publicación de 2015 (Conagua, 2015). La estructura de los nombres es tal y como aparece en los decretos de creación, es por eso que se relacionan con la abreviatura de los estados. Algunos distritos se ubican en dos estados, en cuyo caso la abreviatura de esos estados se incluye en el nombre. También es notorio que no se tiene continuidad numérica; la numeración continua es de 86 y el nombre del último distrito tiene el número 113.

- 1 DR001 Pabellón, Ags.
- 2 DR002 Mante, Tamps.
- 3 DR003 Tula, Hgo.
- 4 DR004 Don Martín, Coah y NL.
- 5 DR005 Delicias, Chih.
- 6 DR006 Palestina, Coah.
- 7 DR008 Metztitlán, Hgo.
- 8 DR009 Valle de Juárez, Chih.
- 9 DR010 Culiacán-Humaya, Sin.
- 10 DR011 Alto Río Lerma, Gto.
- 11 DR013 Estado de Jalisco, Jal.
- 12 DR014 Río Colorado, BC y Son.
- 13 DR016 Estado de Morelos, Mor.
- 14 DR017 Región Lagunera, Coah. y Dgo.
- 15 DR018 Colonias Yaquis, Son.
- 16 DR019 Tehuantepec, Oax.
- 17 DR020 Morelia, Mich.
- 18 DR023 San Juan del Río, Qro.
- 19 DR024 Ciénega de Chapala, Mich.
- 20 DR025 Bajo Río Bravo, Tamps.
- 21 DR026 Bajo Río San Juan, Tamps.
- 22 DR028 Tulancingo, Hgo.
- 23 DR029 Xicoténcatl, Tamps.
- 24 DR030 Valsequillo, Pue.
- 25 DR031 Las Lajas, NL.
- 26 DR033 Estado de México, Mex.
- 27 DR034 Estado de Zacatecas, Zac.



- 28 DR035 La Antigua, Ver.
- 29 DR037 Altar-Pitiquito-Caborca, Son.
- 30 DR038 Río Mayo, Son.
- 31 DR041 Río Yaqui, Son.
- 32 DR042 Buenaventura, Chih.
- 33 DR043 Estado de Nayarit, Nay.
- 34 DR044 Jilotepec, Mex.
- 35 DR045 Tuxpan, Mich.
- 36 DR046 Cacahoatán-Suchiate, Chis.
- 37 DR048 Ticúl, Yuc.
- 38 DR049 Río Verde, SLP.
- 39 DR050 Acuña-Falcón, Tamps.
- 40 DR051 Costa de Hermosillo, Son.
- 41 DR052 Estado de Durango, Dgo.
- 42 DR053 Estado de Colima, Col.
- 43 DR056 Atoyac-Zahuapan, Tlax.
- 44 DR057 Amuco-Cutzamala, Gro.
- 45 DR059 Río Blanco, Chis.
- 46 DR060 Pánuco (El Higo), Ver.
- 47 DR061 Zamora, Mich.
- 48 DR063 Guasave, Sin.
- 49 DR066 Santo Domingo, BCS.
- 50 DR068 Tepecoacuilco-Quechultenango, Gro.
- 51 DR073 La Concepción, Mex.
- 52 DR074 Mocorito, Sin.
- 53 DR075 Río Fuerte, Sin.
- 54 DR076 Valle del Carrizo, Sin.
- 55 DR082 Río Blanco, Ver.
- 56 DR083 Papigochic, Chih.
- 57 DR084 Guaymas, Son.
- 58 DR085 La Begoña, Gto.
- 59 DR086 Río Soto La Marina, Tamps.
- 60 DR087 Rosario-Mezquite, Mich.
- 61 DR088 Chiconautla, Mex.
- 62 DR089 El Carmen, Chih.
- 63 DR090 Bajo Río Conchos, Chih.
- 64 DR092A Río Pánuco-U. Las Ánimas, Tamps.
- 65 DR092B Río Pánuco-U. Chicayán, Ver.
- 66 DR092C Río Pánuco-U. Pujal-Coy, SLP y Ver.
- 67 DR093 Tomatlán, Jal.
- 68 DR094 Jalisco Sur, Jal.

- 69 DR095 Atoyac, Gro.
- 70 DR096 Arroyo Zarco, Mex.
- 71 DR097 Lázaro Cárdenas, Mich.
- 72 DR098 José María Morelos, Mich y Gro.
- 73 DR099 Quitupan-La Magdalena, Mich.
- 74 DR100 Alfajayucan, Hgo.
- 75 DR101 Cuxtepeques, Chis.
- 76 DR102 Río Hondo, Q. Roo.
- 77 DR103 Río Florido, Chih.
- 78 DR104 Cuajinicuilapa, Gro.
- 79 DR105 Nexpa, Gro.
- 80 DR107 San Gregorio, Chis.
- 81 DR108 Elota-Piactla, Sin.
- 82 DR109 Río San Lorenzo, Sin.
- 83 DR110 Río Verde-Progreso, Oax.
- 84 DR111 Baluarte-Presidio, Sin.
- 85 DR112 Ajacuba, Hgo.
- 86 DR113 Alto Río Conchos, Chih.

Índice de figuras

Figura presentación 1. Presa Francisco Zarco.....	10
Figura presentación 2. Presa Lázaro Cárdenas.....	11
Figura 1.1. Esquema simplificado de un DR.....	14
Figura 1.2. Localización del DR 025 Bajo Río Bravo, Tamps.	17
Figura 1.3. Distribución de los módulos en el DR 025 Bajo Río Bravo, Tamps.	18
Figura 1.4. Divisiones para la operación del DR 041 Río Yaqui, Son.	21
Figura 1.5. Ubicación del DR 010 Culiacán Humaya, Sin.....	22
Figura 2.1. Componentes de la operación de canales de riego.....	25
Figura 2.2. Presa de almacenamiento DR010 Culiacán, Sinaloa.....	26
Figura 2.3. DR041 Río Yaqui.	26
Figura 3.1. Indicadores para evaluar el cumplimiento del objetivo	29
Figura 3.2. Evolución temporal de la eficiencia de conducción en el canal A. Coria, DR 011 Alto Lerma, Gto.	40
Figura 3.3. Ubicación y causas de todas las pérdidas en un DR.....	46
Figura 4.1. Reunión de DR para programación anual.....	49
Figura 4.2. Conformación y asignación de las demandas semanales.....	50
Figura 5.1. Métodos para la entrega del agua	53
Figura 5.2. Central de control del DR 014 Río Colorado, Son.	58
Figura 6.1. Molinete de copas Marca Rossbach.	69
Figura 6.2. Molinete de copas Marca Gourley.	69
Figura 6.3. Molinete de hélice Marca Hydrological Services.	69
Figura 6.4. Aforos en la salida de la presa Josefa Ortiz de Domínguez.	69
Figura 6.5. Aforo en la estación Agustín Melgar sobre el río Nazas.....	69
Figura 6.6. Aforo en lancha sobre el río Nazas.....	69
Figura 6.7. Funcionamiento de un aforador de tiempo de tránsito.	70
Figura 6.8. Conjunto de medición para el aforador de tiempo de tránsito.	71
Figura 6.9. Comparación de aforos con molinete y con medidor ultrasónico en el río Nazas.	72
Figura 6.10. Aforador acústico Doppler flotante operado desde un puente rígido de metal.	72
Figura 6.11. Dos modelos de aforadores acústicos Doppler flotante.....	73
Figura 6.12. Aforador acústico Doppler colocado en el canal lateral 3+500, DR 017 Región Lagunera, Coah.-Dgo.	73
Figura 6.13. Croquis de un aforador de garganta larga.....	74

Figura 6.14. Aforador de garganta larga funcionando en un canal del DR 041 Río Yaqui, Sonora.....	75
Figura 6.15. Esquema del Círculo de la Medición Efectiva.....	77
Figura 7.1. Infraestructura para la operación de canales de riego.....	85
Figura 7.2. Obra de excedencias de la presa Abraham González “Papigochic”, Chihuahua.	87
Figura 7.3. Km 12+700 del canal principal Dendho.	88
Figura 7.4. Pozo profundo en el DR 001 Pabellón, Aguascalientes, Ags.	88
Figura 7.5. Bordo sencillo sobre el río Nazas.	89
Figura 7.6. Presa derivadora sobre el río Papigochic.	90
Figura 7.7. Presa derivadora en el río Armería, DR 053 Estado de Colima.....	90
Figura 7.8. Presa derivadora sobre el río Nazas.	90
Figura 7.9. Compuertas de entrada a los canales Santa Rosa Tlahualilo (izquierda) y Sacramento (derecha).	91
Figura 7.10. Ejemplo de una red de canales. DR 017 Región Lagunera, Coah.-Dgo....	92
Figura 7.11. Canal Bajo del Yaqui, construido en tierra.	93
Figura 7.12. Canal de tierra con una sección revestida para fines de hidrometría ultrasónica. DR 041 Río Yaqui, Son.....	93
Figura 7.13. Elementos geométricos e hidráulicos de la sección transversal de un canal revestido.....	94
Figura 7.14. Remanso formado por una placa en un canal.....	95
Figura 7.15. Esquema del conjunto formado por una estructura reguladora y una derivadora.....	97
Figura 7.16. Represa con agujas de madera.	98
Figura 7.17. Fuerzas hidrostáticas en compuertas planas y radiales.	101
Figura 7.18. Compuerta AMIL de fibra de vidrio. DR 053 Estado de Colima, Colima.	103
Figura 7.19. Compuerta AMIL metálica. DR 053 Estado de Colima, Colima.	103
Figura 7.20. Compuertas AMIL en el canal Rode.	103
Figura 7.21. Ilustración de una compuerta AMIL marca Neyrpic.....	104
Figura 7.22. Compuerta AVIS. Zona de riego Miguel Auza, Zacatecas.....	105
Figura 7.23. Esquemas de dos vertedores de cresta larga, vistos en planta.....	105
Figura 7.24. Vertedor de cresta larga en el D R 041 Río Yaqui, con compuerta plana al frente.	106
Figura 7.25. Vertedor de cresta larga. Fotografía: Serge Tamari.	106
Figura 7.26. Compuerta plana rectangular.	107
Figura 7.27. Compuerta tipo Miller. DR 025 Bajo Río Bravo, Tamps.....	108
Figura 7.28. Toma-granja tipo Miller azolvada intencionalmente.....	108
Figura 7.29. Sustitución de la compuerta circular por una rectangular.	108

Figura 7.30. Funcionamiento de un módulo de máscara de dos deflectores..... 109

Figura 7.31. Variación del gasto en función del nivel en un módulo de máscaras y fotografía del módulo probado..... 110

Figura 7.32. Compuerta AVIO. UR Miguel Auza, Zacatecas..... 111

Figura 7.33. Compuerta AMIL convertida en compuerta aligerada. 113

Figura 7.34. Puente canal vehicular del Km 6+700 del canal Rode en el DR 026 Bajo Río San Juan, Tamps. 114

Figura 7.35. Puente canal en el módulo III-4, DR 025 Bajo Río Bravo, Tamps..... 114

Figura 7.36. Puente canal en el Módulo de Riego II-2, DR 025 Bajo Río Bravo, Tamps. 114

Figura 7.37. Entrada y salida de un sifón invertido, DR 097 Lázaro Cárdenas, Mich. 115

Figura 7.38. Salida del túnel El Tecorito..... 116

Figura 7.39. Funcionamiento básico de un sifón. 117

Figura 7.40. Fases del funcionamiento de un sifón..... 117

Figura 7.41. Corte longitudinal de un sifón automático. DR 041 Río Yaqui, Son. (SRH, 1961) 118

Figura 7.42. Desagüe parcial. Km 21+400 Canal Rode DR 026 Bajo Río San Juan, T. 119

Índice de tablas

Tabla 1.1.	Características de los DR y las UR y algunas diferencia entre ellos.	16
Tabla 1.2.	Características de tres DR del norte del país.	23
Tabla 3.1.	Puntuación, condiciones y componentes del indicador de flexibilidad (Burt Styles, 2000).	36
Tabla 3.2.	Datos de un DR registrados diariamente a las 06:00 hr.	37
Tabla 3.3.	Tiempos importantes en un DR.	38
Tabla 3.4.	Eficiencias de conducción y distribución en México.	41
Tabla 3.5.	Eficiencias en canales principales.	41
Tabla 3.6.	Eficiencias intrínsecas (Ei), de operación (Eo) y total (Et). DR 025 Bajo Río Bravo Tamps.	43
Tabla 3.7.	Eficiencias intrínsecas (Ei), de operación (Eo) y total (Et) en las UR del DR 025 Bajo Río Bravo, Tamps.	44
Tabla 3.8.	Pérdidas en varios canales principales (Vargas y Pedroza, 2000).	45
Tabla 3.9.	Distribución de pérdidas de conducción en el DR Río Mayo, Son. (Palacios, 1996).	45
Tabla 5.1.	Comparación de tres métodos de distribución (Buyalski, et al., 1991).	55
Tabla 5.2.	Comparación de los métodos de control del nivel del agua.	59
Tabla 5.3.	Compatibilidad o incompatibilidad entre métodos y estructuras.	65
Tabla 6.1.	Algunos métodos y técnicas para la hidrometría.	67
Tabla 7.1.	Inventario de la infraestructura de riego en México.	85

Introducción a la operación de canales de riego en México

Gustavo Adolfo Hinojosa Cuellar falleció mientras se preparaba la publicación de este libro. Fue un gran ingeniero, conocedor como pocos del sector hidroagrícola en México. Edmundo Pedroza González es profesor investigador en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Se conocieron cuando el Ingeniero Jorge Argueta invitó al primero a colaborar en el mejoramiento de la medición en la comarca lagunera. Este libro es fruto del aporte práctico de Gustavo y del análisis conceptual de Edmundo.

La obra tiene intenciones didácticas enfocadas a quienes deseen acercarse al conocimiento de la operación de los canales de riego. Puede ser útil a los estudiantes como insumo previo para asignaturas relacionadas, o para profesionales que, viniendo de preparación no ingenieril, pretenden laborar en algún distrito de riego.

El libro inicia con la pertinente definición de un distrito de riego y con ejemplos de tres de ellos, lo que complementa dicha definición y propicia claridad para los temas subsecuentes.

La estructura del contenido, parte de la propuesta de considerar a la operación de canales como un sistema de tres componentes: objetivo, actividades e infraestructura. La relación sistémica es simple e interesante: se tiene un objetivo, y para lograrlo se realizan diversas actividades utilizando la infraestructura.

Llama la atención el tratamiento que se le da a la hidrometría ya que se incluye como parte de la operación de canales, cuando en la dinámica usual de los distritos de riego no se le considera así. Al respecto de este tema, la metrología se menciona brevemente al recomendar el uso de la norma relacionada con la adecuada medición del gasto.

El manejo del conjunto agua-canales se realiza maniobrando las compuertas de las estructuras de control y derivación. Para ello se tienen diferentes métodos que deben ser compatibles con dichas estructuras. La compatibilidad, o incompatibilidad, entre ambos aspectos, se expone con gran claridad.

Se enriquece el contenido de la obra con una gran profusión de imágenes, entre esquemas y fotografías. Sobresalen las segundas como otro importante aporte del libro, ya que se tienen ejemplos de casos reales de compuertas, estructuras o canales; y como se aprecia en los créditos, las fotografías son colaboraciones de personal de los distritos de riego.