

MANUAL PRACTICO DE PEQUEÑAS IRRIGACIONES

Ing.Eduardo Garcia Trisolini

Lima, junio 09

INTRODUCCIÓN

Todos los países andinos presentan zonas en que el riego es necesario para la actividad agropecuaria, sea este como complemento de las lluvias o como condición indispensable en zonas desérticas y semidesérticas.

Estas zonas representan una gran extensión de territorio y por lo tanto anualmente se invierten sumas considerables en la realización de estudios y ejecución de proyectos de riego, correspondiendo la mayoría de los proyectos a pequeñas irrigaciones.

Muchos de estos son deficientemente conceptuados, ejecutados y monitoreados, principalmente por falta de visión integral del proyecto lo que a su vez ocasiona pérdidas financieras y desmoralización en la supuesta población beneficiaria.

El presente manual pretende orientar gerencialmente y técnicamente a las personas dedicadas a las pequeñas irrigaciones, con el objeto de mejorar la eficacia de los proyectos de riego.

Para cumplir dicho objetivo, el manual tiene las características siguientes:

- *Carácter integral de los aspectos a considerarse en los programas y proyectos de riego, que comprenden planificación, desarrollo y diseño.*
- *Tipo ayuda memoria con todos los aspectos a considerarse. Es un check list para la elaboración de un estudio.*

El manual comprende 2 partes. La primera se refiere a la conceptualización del proyecto y lo conforma el planeamiento y su desarrollo. La segunda parte se refiere a los aspectos técnicos y lo conforman la demanda y la oferta de agua y el diseño de la infraestructura.

En el manual no se ha considerado el marco lógico y la evaluación ex ante del proyecto debido a que estos temas son tratados en la guía metodológica para la identificación, formulación y evaluación de proyectos de infraestructura de riego menor del MINAG con suficiente detalle y profundidad.

Poner un límite, a lo que debería de llamarse pequeños proyectos de riego es algo arbitrario, sin embargo, considero que serían proyectos menores a unas 3,000 has.

Es deseo que el presente documento coadyude a la elaboración de mejores proyectos por parte de los proyectistas y también permita un mejor control para su aprobación por parte de los evaluadores.

El Autor

ALGUNOS PENSAMIENTOS.....

“Los gobiernos de los países latinoamericanos y las entidades internacionales que se ocupan de los problemas del desarrollo económico y social han señalado reiteradamente la necesidad de disponer de proyectos de inversión en número y calidad adecuados. Hay escasez de buenos proyectos en diversos sectores y los proyectos disponibles suelen presentar muchas deficiencias”.

Nota de ILPES

“Un planteamiento eficaz debe basarse en hechos e información, no en la emoción o el deseo”.

George Ferry

“Parece que hay una regla general. Cuanto más rica es la organización para el desarrollo, más eficiente y económicos son sus proyectos; mientras que cuanto más pobre es la organización, menos consigue con costos exorbitantes. La razón parece ser que una organización rica, generalmente emplea a los mejores hombres disponibles para su proyecto”.

Josef Zimmerman

“Mi convicción real es que ningún plan para riego puede suponerse que proporcione recuperaciones económicas, a no ser que el total del grupo de operaciones que deben hacerse, desde el gabinete hasta la venta de las cosechas, sea considerado y se le integre en forma total”.

“Se considera la autorización para un proyecto únicamente cuando ninguno de los que lo autorizan pueda ser culpado si el proyecto fracasa, y cuando todos que lo autorizan, puedan reclamar créditos si tiene éxito”.

Regla de Rogers, citado en la ley de Murphy II.

MANUAL PRACTICO DE PEQUEÑAS IRRIGACIONES

INDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN

<u>PRIMERA PARTE: CONCEPTUALIZACIÓN DEL PROYECTO</u>	Pág.
I. PLANEAMIENTO.	7
1. Consideraciones generales.	
2. Caudales de diseño.	
3. Planeamiento del mejoramiento de sistemas de riego existentes.	
II. DESARROLLO DEL PROYECTO.	21
1. Elaboración de estudios.	
2. Ejecución de obras.	
3. Desarrollo agrícola.	
4. Operación y mantenimiento.	
<u>SEGUNDA PARTE: ASPECTOS TÉCNICOS</u>	
III. DEMANDA DE AGUA.	33
1. Introducción.	
2. El agua en la planta.	
3. Evapotranspiración.	
4. Cédula de cultivo.	
5. Precipitación pluvial.	
6. Eficiencia de los sistemas de riego.	
7. Cálculo de la demanda de agua	
IV. OFERTA DE AGUA.	64
1. Agua de ríos.	
2. Aguas subálveas.	
3. Manantiales.	
4. Aguas subterráneas.	
5. Embalses.	
6. Calidad de agua.	
7. Derechos de terceros y efectos ecológicos.	

V. DISEÑO DE PRESAS.	82
1. Características de los embalses.	
2. Información básica.	
3. Presas de tierra.	
4. Presas de enrocamiento.	
5. Presas de gravedad.	
6. Presas de arco.	
7. Presas de contrafuertes.	
VI. DISEÑO DE TOMAS.	112
1. Información básica.	
2. Tipos de toma.	
3. Ubicación de tomas.	
4. Estructuras complementarias.	
VII. DISEÑO DE CANALES.	134
1. Características / Cálculo hidráulico.	
2. Tipos de alineamiento.	
3. Ubicación de caja.	
4. Tipos de revestimiento.	
5. Obras de arte.	
6. Drenes.	

PRIMERA PARTE:

Conceptualización del proyecto

I

Planeamiento

Contiene:

- 1. Consideraciones generales.**
 - 2. Caudales de diseño.**
 - 3. Planeamiento del mejoramiento de sistemas de riego existentes.**
-

Cuadros:

- 1. Condiciones referentes a la eficiencia de conducción.**
- 2. Condiciones sobre seguridad y facilidades de operación y mantenimiento.**
- 3. Condiciones referentes a la eficiencia de aplicación.**

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. Objetivos y alcances

En general una adecuada planificación del sistema de riego debe asegurar los aspectos siguientes:

- a. Que el agua llegue a todos los usuarios en la cantidad requerida.
- b. Que existan suficientes estructuras de medición en buen estado para repartir el agua con equidad.
- c. Que el sistema de riego en conjunto sea adecuado y que no represente un mantenimiento costoso y agotador.
- d. Costo razonable, que permita un beneficio-costo positivo del proyecto.
- e. Eficiencia hidráulica del sistema.
- f. Facilidades de operación y mantenimiento.
- g. Seguridad del sistema.

La ingeniería del proyecto comprende:

- El planeamiento hidráulico, que viene a ser la concepción hidráulica del proyecto.
- Obras complementarias (Ejm: vialidad).
- El diseño de las obras proyectadas con costos y especificaciones técnicas.

Planeamiento hidráulico

El planeamiento hidráulico deberá determinar los parámetros siguientes:

- a. Cédula de cultivo y área de riego.
- b. Caudales mensuales de riego y caudal máximo de captación.
- c. Familias beneficiadas.
- d. Planteamiento de las obras de ingeniería y la eficiencia del sistema de riego – gráfico del esquema hidráulico.
- e. Modalidades de distribución del agua entre los usuarios.
- f. Modalidades de aplicación del riego y módulo de riego.

Diseño de obras

El diseño de las obras de ingeniería comprenderá:

- a. Obras que incrementan la disponibilidad hídrica o de “producción de agua”, que comprenden las obras proyectadas, cuando la fuente de aguas superficiales en un río y en la propia cuenca son insuficientes y por tanto se recurre a otras fuentes de agua que para su disponibilidad requieren obras específicas. Como son:
 - Regulación de cuencas mediante embalses.
 - Bombeo de acuíferos (agua subterránea).
 - Captación de agua sub-alveas (aguas que discurren subterráneamente por el lecho del río).
 - Canales de transvase de cuencas.
- b. Obras de captación (tomas).

- c. Obras de conducción, en la que deberá incluirse las obras siguientes:
 - Plataforma del canal.
 - Caja del canal.
 - Obras de arte.
 - Caminos de acceso y de inspección.
- d. Obras del sistema de distribución, comprende:
 - Laterales.
 - Sub-laterales.
 - Reservorios nocturnos.
 - Obras de arte.

1.2. Aspectos a considerarse en el planeamiento de un proyecto de riego

a) Viabilidad económica

Considera que el proyecto debe ser económicamente ventajoso bajo los patrones locales. La medición de este concepto se hará mediante la evaluación económica.

Las condiciones para la viabilidad de este concepto que deberá considerarse en un proyecto de riego son:

- a. Existencia de mercados adecuados que demande la producción a ofertarse.
- b. Que la actividad prioritaria de la población meta sea la agropecuaria.
- c. Servicios e insumos que permitan una producción a costos razonables.
- d. Ubicación geopolítica adecuada de la zona de riego, respecto al mercado, relacionado mediante una adecuada infraestructura vial y telecomunicaciones.
- e. Población meta con conocimientos, experiencia y organización adecuada que permita absorber tecnologías y retos empresariales de una producción adecuada a los mercados.
- f. Infraestructura de riego eficiente y con costos operativos y de mantenimiento al alcance de los usuarios.

b) Viabilidad social

Considera que el proyecto sea de verdadero interés de la población meta y que esta participe en la planificación y ejecución del proyecto.

En este aspecto debe considerarse los elementos siguientes:

- a. Que el proyecto sea de interés en conjunto de los diversos estratos sociales, con aceptación de los más pobres, determinado en talleres participativos.
- b. Que no exista contradicciones serias de la población, sean éstos políticos o de grupos de interés.
- c. Para afrontar el proyecto deberá existir o crearse una organización de los beneficiarios, que permita su participación activa en la planificación, ejecución, operación y mantenimiento del sistema.
- d. Es muy conveniente que previo a la ejecución del proyecto, se tenga acuerdos sobre las modalidades de distribución del agua y las tarifas de pago sobre el derecho del uso del agua.
- e. Acuerdos de la población beneficiaria sobre el aporte para la ejecución del proyecto, usualmente se traduce en el apoyo de mano de obra no remunerada.

c) Viabilidad ambiental

Considera que el proyecto no debe afectar negativamente al medio ambiente

Debe considerarse los siguientes aspectos:

- a. Efectos de la infraestructura proyectada, sobre todo cuanto esta incluye embalses, derivaciones de cauces de agua, drenes, etc.
- b. Efectos de la aplicación del riego en erosión de laderas, incremento del nivel freático en zonas planas, salinización de suelos, etc.
- c. Efectos de la agricultura, por la destrucción de la cobertura vegetal, introducción de nuevas especies, monocultivo, uso de agroquímicos, etc.
- d. Efectos de actividades y/o infraestructura complementaria, como caminos, agroindustrias, centros poblados, etc.

Los principales peligros ecológicos en los sistemas de riego son:

- Aparición de organismos transmisores de enfermedades por el cambio hídrico de la zona de riego o espejos de agua de embalses.
- Incremento de agroquímicos en el área de riego, que produce contaminación de aguas de escorrentía.
- Erosión, sedimentación y salinizaciones.
- Consecuencias ecológicas por cambios en la utilización del agua, de la tierra y distribución de la población.
- En los ríos captados o embalses, cambios ecológicos aguas abajo, por cambios en caudales, velocidad, temperatura, profundidad y sedimentos en los cauces naturales.

d) Consideraciones técnicas

Se refiere a una concepción integral y adecuada del proyecto

Comprende los siguientes aspectos:

- a. Concepción del proyecto de riego en el marco de una planificación de cuencas (ver gráfico 1).
- b. Infraestructura de riego, adecuada a los requerimientos técnicos, económicos, operativos y de mantenimiento.
- c. El estudio de ingeniería debe incluir todas las alternativas viables.
- d. Determinación del tipo de riego que puede ser permanente o estacional y también con plena satisfacción de la demanda de agua de los cultivos o con satisfacción deficitaria.
- e. Sistema de operación y mantenimiento (O + M), adecuado a las características sociales, culturales y económicas de la población beneficiaria.
- f. Considerar infraestructura y actividades complementarias como son: vialidad, energía, agroindustria, etc.
- g. Modelo de desarrollo agrícola.
- h. Plan de ejecución adecuado.

e) Consideraciones legales

Debe considerarse los aspectos siguientes:

- a. Derechos de agua de la fuente hídrica a utilizarse y de los usuarios.
 - b. Derechos de paso para las obras de riego y otras.
 - c. Titulación y derechos de uso sobre la tenencia de la tierra.
 - d. Rol del estado sobre la distribución del agua.
 - e. Consideraciones legales sobre las organizaciones existentes o por formarse.
 - f. Presencia de instancias administrativas para superar litigios internos sobre derechos de agua y tenencia de tierras.
-

2. CAUDALES DE DISEÑO

2.1 Introducción

Determinado la oferta y demanda de agua para el riego, se podrá determinar el área de riego, lo que representa el balance hídrico.

Debe indicarse que el área de riego, puede o no coincidir con el concepto de cobertura del área de riego, pues es frecuente que la cobertura sea mayor al área neta de riego cuando cada usuario riega solo una fracción de su propiedad.

Definido la cobertura del área de riego, se deberá realizar el planeamiento hidráulico que comprende el alineamiento y caudales de los diferentes componentes del proyecto como son:

1. Captación.
2. Canal principal.
3. Canales laterales.

Para la definición de los caudales en estas estructuras deberá definirse la:

- Eficiencia de conducción y aplicación del riego.
- Periodo de riego/diario.
- Reservorios nocturnos / ubicación / volúmenes.
- Modalidades de distribución del agua en el sistema y entre usuarios.
- Volúmenes de embalse, en caso de proyectos con represas, debiendo considerarse:
 - Volumen de escurrimiento de la cuenca.
 - Volumen dinámico, que representa el volumen requerido para la demanda de agua.
 - Volumen estático, que representa el volumen que es necesario represar.
- Usos complementarios del agua, como hidroeléctricos, piscigranjas o agua potable.

2.2 Caudales de captación

El caudal de captación de una bocatoma o estación de bombeo, dependerá de los factores siguientes:

- a) Módulo máximo de riego (l/seg/ha.).
- b) Área neta de riego (has.).
- c) Coeficiente de seguridad (1.1 ó 1.2) por posibles cambios en la cédula de cultivo o menor eficiencia de riego que la supuesta en los cálculos, ETM poco realista, etc.
- d) Horas de riego (conducción) por día, puesto que el módulo indicado esta referido al abastecimiento de 24 horas/día y 30 días al mes.
- e) Demandas adicionales de riego.

Ejemplo:

Datos

Cuál será el caudal de captación para un sistema de riego de 200 has netas de riego, con módulo de 0.8 l/s/ha (máximo) y riego de 12 horas/día sin reservorios nocturnos.

Fórmula:

$$Q_1 = \frac{C \times M \times A}{C_t}$$

Donde:

Q_1 = Caudal de captación.

C = Coeficiente de captación.

M = Módulo máximo de riego.

A = Área neta de riego.

C_t = Coeficiente del tiempo de riego/día.
(horas de riego / 24 horas)

Aplicación:

$$Q_1 = \frac{1.2 \times 0.8 \times 200}{0.5} = \frac{192}{0.5} = 384 \text{ l/seg.}$$

2.3. Capacidad de conducción de los canales

Deberá considerarse previamente los siguientes aspectos:

Eficiencia del sistema de riego

Considerando la importancia de la eficiencia de la conducción del canal principal y sistema de distribución, deberá indicarse bajo que condiciones de revestimiento el canal cumplirá las eficiencias indicadas. En sistemas con embalse se incluirá la eficiencia de conducción de la presa a la toma. Finalmente la eficiencia de aplicación de riego.

Periodo de riego/día y reservorios de regulación

Es indudable que el riego diurno es más fácil y eficiente que el riego de 24 horas/día, pues el riego nocturno siempre es deficiente.

El riego diurno puede hacerse conduciendo el doble de lo requerido por el canal principal, cuando la disponibilidad del agua en la fuente de agua lo permite o cuando un embalse puede utilizarse a su vez como reservorio nocturno, por su proximidad a la toma, siempre y cuando conducir el doble por el canal se justifique económicamente.

También puede solucionarse, construyendo reservorios nocturnos en la zona de riego. Esta situación tiene la ventaja de que no es necesario duplicar la capacidad del canal principal y además de requerir del doble del caudal requerido en la fuente hídrica.

El inconveniente radica, a veces, en la dificultad de disponer áreas para la construcción de los reservorios nocturnos en la zona de riego, por el hecho de que los campesinos no quieren ceder terrenos.

a) Canal principal

El caudal queda definido por el caudal de captación, para toda su longitud, cuando no tiene salida de laterales en su recorrido, caso contrario se puede considerarse un canal cónico o telescópico, en que su capacidad va disminuyendo progresivamente. En estos casos la disminución de caudal por tramos, no debe realizarse exactamente de acuerdo a la salida de los laterales. Será mejor ser conservador y disminuir como máximo caudales en solo tres tramos, aunque hubiera mucho más laterales.

b) Canales laterales

Llamase canales laterales a los canales que salen del principal, sin que se utilicen todavía como canales regaderas, no importando el número de subdivisiones que tengan hasta alimentar las acequias regaderas o terciarias.

El diseño ideal de los laterales, ocurre cuando su capacidad de conducción es de flujo permanente, para así disminuir sección y costos.

Si fuera este el caso, el caudal de diseño será definido con la relación siguiente, para cada uno de los laterales del sistema de distribución.

$$Q_2 = C \times Q_1 \times P$$

Donde:

Q2 = Caudal del lateral (L1, L2, etc).

C = Coeficiente de seguridad (C = 1.2).

Q1 = Caudal de captación.

P = Porcentaje del área de riego, que cubre el lateral, del total del área de riego

Ejemplo:

En relación al ejemplo de caudales de captación de 384 l/seg. con P = 0.10.

$$Q_2 = 1.2 \times 384 \times 0.1 = 46 \text{ l/seg.}$$

En caso que por motivos de organización de los regantes, los laterales sean usados alternativamente se requiere caudales mayores, en proporcionalidad al periodo de alternancia.

En ningún caso un lateral deberá diseñarse para un caudal menor a $Q = 30$ l/seg. que es el módulo mínimo adecuado.

También se tiene variación de caudales en los laterales, cuando el canal principal conduce 24 horas/día y se construye reservorios nocturnos en el área de riego.

En relación a la ubicación de los reservorios en los laterales se tiene dos posibilidades:

Reservorio en cabecera del lateral

El caudal se obtiene con la relación siguiente:

$$Q_3 = \frac{Q_2}{CT}$$

Donde:

Q_3 = Caudal en el lateral.

Q_2 = Caudal de diseño inicial.

CT = Coeficiente de tiempo de riego al día

$$CT = \frac{H}{24}$$

Donde:

H = Horas de riego al día.

Ejemplo:

Determinar el caudal de diseño en lateral, con reservorio para 18 horas/día (riego 6 horas) y Q inicial de 46 l/seg. (Q_2).

$$CT = \frac{6}{24} = 0.25 \quad Q_3 = \frac{46}{0.25} = 184 \text{ l/seg.}$$

Reservorio en área de riego

En este caso el caudal del lateral hasta el reservorio será el mismo del diseño inicial y luego del reservorio puede variar de acuerdo a las horas de almacenamiento de este. Cuando el reservorio se ubica en el 50% del área de riego y almacena 12 horas, el caudal será el mismo antes y después del reservorio, es decir el caudal inicial.

c) Canales terciarios o regaderas

Son las acequias que se utilizan para la aplicación del riego a la parcela, y nacen de los laterales.

Su capacidad estará en función del módulo y tipo de riego no debiendo ser menor a 30 l/seg.

Modalidad de distribución del agua

Se determinará la modalidad de derechos de dotación de agua que puede ser:

- **Por acciones o cuotas de agua.**
 - De oferta restringida.
 - De oferta libre.
- **De libre disponibilidad**

Esta información servirá para determinar caudales mínimos y grado de alternancia en acequias regaderas, sub laterales y laterales.

d) Drenaje

La necesidad de diseñar o no un sistema de drenaje como complemento del sistema de riego dependerán de los factores siguientes:

- Drenaje natural superficial del área de riego.
- Profundidad de la superficie del nivel freático (isobatas).
- Salinidad de las aguas e riego y/o del suelo.

En suelos de buen drenaje, con nivel freático profundo, suelo y aguas sin salinidad, no será necesario construir drenes.

3. PLANEAMIENTO DEL MEJORAMIENTO DE SISTEMAS DE RIEGO EXISTENTES

3.1 Introducción

Es de suma importancia considerar los conceptos en el mejoramiento de sistemas de riego existentes porque corresponden a la mayoría de proyectos que se ejecutan actualmente, por el alto grado de aprovechamiento actual de todas las fuentes de agua disponibles.

La razón fundamental que justifica el mejoramiento de estos sistemas de riego es que se tiene un déficit de agua en los sistemas. Complementariamente se justifica conceptos de dificultades en su operación y mantenimiento.

La propuesta de solución más frecuente a los problemas indicados es el revestimiento de los canales, los cuales se hacen normalmente sin mediciones previas que determinan un costo beneficio justificado.

Es usual también que no se considera soluciones a las pérdidas del manejo del agua, pudiendo ser esta causa de suma importancia y de solución de bajo costo o alto rendimiento beneficio / costo.

Por estas consideraciones se propone un mayor análisis de causas y propuestas de solución de estos aspectos.

3.2 Diagnóstico

El déficit hídrico, en relación a una determinada área de riego, puede deberse básicamente a las siguientes causas:

- Insuficiente caudal en fuente de agua utilizada.
- Baja eficiencia en la captación, conducción o almacenamiento (reservorios).
- Estructuras con peligros de seguridad y dificultades para operación y mantenimiento.
- Baja eficiencia del manejo de agua en el área de riego.

La determinación del déficit hídrico se realiza del análisis del balance hídrico, en base a la cuantificación de la demanda de agua con las eficiencias de conducción y aplicación del agua y por otro lado de la cuantificación mensual de la oferta de agua.

3.3 Propuestas de solución

a) Para mejorar disponibilidad de agua en fuente

Cuando se trata de aguas superficiales solo podrá considerarse los conceptos siguientes:

- Regulación de cuencas mediante embalses.
- Transferencia de aguas de una cuenca a otra mediante canales colectores.

b) Para mejorar la eficiencia de conducción (referencia cuadro N° 01)

En este concepto se incluye la eficiencia de conducción del canal principal, laterales y sublaterales con sus respectivos obras de arte y complementariamente la eficiencia de captación y almacenamiento temporal de agua en reservorios nocturnos.

c) Para mejorar las condiciones de seguridad y facilidades de operación y mantenimiento (Referencia cuadro N° 02)

Debe considerarse que las estructuras existentes tengan una vida útil adecuada y no estén propensas a que ocurra cortes en la conducción del agua que puedan afectar el abastecimiento regular del agua.

Un corte prolongado del abastecimiento para un cultivo en base al riego, puede ocasionar la pérdida parcial o completa de una cosecha.

También es importante que un sistema de riego sea de fácil operación y mantenimiento, lo cual compromete el concepto anterior y tenga caminos de inspección que pueden ser peatonales o vehiculares.

d) Para mejorar el manejo del agua en el área de riego (referencia cuadro N° 03)

Debe considerarse los aspectos siguientes:

- Adecuada organización de regantes que determine la normatividad en el manejo del agua y su aplicación eficiente, que permita una distribución del agua entre los usuarios segura, oportuna y con equidad.
- Un buen programa de operación y mantenimiento que garantice la eficiencia del sistema de distribución.
- Métodos de riego adecuado a las condiciones físicas y sociales del área de riego, que permita eficiencias de aplicación adecuadas.

Cuadro N° 01: Condiciones referente a la eficiencia de conducción

Referencia	Item	Problemas	Método de evaluación	Alternativas de solución
Captación	1	Filtración en barraje	- Aforos	- Construcción dentellon - Estanque amortiguador
	2	Pérdidas de agua por compuertas	- Aforos	- Cambio o reparación de compuertas
Canales	1	Filtración en canales de tierra	- Aforos por tramos - Análisis SUCS *	-Revestimientos parciales o totales
	2	Filtración en canales revestidos	- Aforos por tramos - Inspección	- Reparaciones - Cambio revestimiento
	3	Falta de capacidad de conducción – Rebose del agua	- Verificar tramos críticos y sedimentos	- Ampliación - Mejora coeficiente de fricción - Limpieza sedimentos
	4	Pérdidas de agua por compuertas laterales	- Aforos - Verificar manejo	- Cambio o reparaciones de compuertas - Capacitación para mejorar operación
Reservorios	1	Filtraciones	- Aforos - Análisis SUCS - Revisión detallada	- Reparaciones - Impermeabilidad
	2	Pérdidas de agua por compuertas	- Aforos	- Reparaciones o cambios

* Clasificación de suelos según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)

Cuadro N° 02: Condiciones sobre seguridad y facilidades de operación y mantenimiento

Referencia	Item	Problemas	Método de evaluación	Alternativas de solución
Captación	1	Socavaciones en estructuras	Inspección	- Rellenos - Dentellones
	2	Deformación de compuertas	Inspección	- Protección con rieles contra impactos de piedra en compuerta - Reparación o cambio compuertas
	3	Mantenimiento deficiente de compuertas	Inspección Control de mantenimiento	- Capacitación
	4	Falta de limpieza periódica de sedimentos en desarenador	Inspección	- Capacitación
Canales	1	Filtraciones del canal lateral que puedan comprometer estabilidad	Inspección	- Revestimiento
	2	Derrumbes de talud sobre canal	Inspección	- Peinado taludes - Tapado caja canal
	3	Falta de obras de arte	Inspección	- Instalación obras de arte
	4	Insuficiencia de caminos de inspección	Inspección	- Reparaciones o construcción
	5	Déficit de aforadores	Inspección	- Instalación aforador
Reservorios	1	Filtraciones que comprometen seguridad	Inspección	- Control de filtraciones

Cuadro N° 03: Condiciones referente a la eficiencia de aplicación

Item	Problemas	Método de evaluación	Alternativas de solución
1	Módulo de riego inadecuados	Inspección	- Capacitación
2	Retrasos en la entrega de los turnos de riego	Inspección	- Acuerdos entre usuarios
3	Inadecuada preparación de composturas en el área de riego	Inspección	- Capacitación
4	Método de riego inapropiado (gravedad, por compuertas, aspersión o goteo)	Comparación de ventajas y desventajas de cada métodos	- Cambio de método de riego (debe considerarse el financiamiento y si pago de tarifa de agua justifica costo adicionales)
5	Capacidad y dedicación del operario de riego, considerando los siguientes aspectos: - Tiempo dedicado al riego. - Habilidad en el riego - Habilidad en preparación del terreno (compostura) - Habilidad en evaluar lamina de agua requerida y su control - Equipamiento para el riego	Inspección	- Capacitación - Organización

II

Desarrollo del Proyecto

Contiene:

- 1. Elaboración de estudios.**
 - 2. Ejecución de obras.**
 - 3. Desarrollo agrícola.**
 - 4. Operación y mantenimiento.**
-

1. ELABORACIÓN DE ESTUDIOS.

El objetivo de un estudio es determinar la viabilidad económica, social y ambiental del proyecto, para lo cual se requiere información básica adecuada y diseños preliminares de las obras, con presupuestos razonablemente aproximados.

Un estudio se podrá realizar bajo tres modalidades:

- Por administración.
- Por contrato.
- Mixto (administración y contrato).

En cualquier caso debe tenerse en cuenta que un estudio de riego requiere la participación de especialistas en las siguientes disciplinas:

- Topografía.
- Agronomía y suelos.
- Geología y geotécnica.
- Hidrología y climatología.
- Ingeniería hidráulica y agrícola.
- Ingeniería civil y mecánica.
- Sociología y economía.

Todo el personal adscrito a un proyecto de riego deberá trabajar bajo la dirección de un jefe de proyecto que realice la coordinación y a su vez sea el responsable del planeamiento hidráulico del proyecto.

Es necesario indicar que un buen director o jefe del proyecto caracterizado por su integridad y calidad profesional, atraerá igualmente buenos profesionales, aprobando ideas nuevas.

Este cargo deberá ser adjudicado a una persona con conocimientos generales de todas las áreas indicadas y tener capacidad de dirección y organización, caso contrario aún un equipo de profesionales muy competentes, no logrará el objetivo del proyecto.

Un buen jefe del equipo, determinará las alternativas a estudiarse, priorizará las actividades, evaluará los informes parciales y redactará los términos de referencia para el trabajo de los especialistas.

Una práctica muy recomendable, es la contratación de expertos externos, que visiten los proyectos y den sus opiniones independientes. Esto resulta normalmente muy beneficioso, pues el consultor externo puede visualizar aspectos no considerados por el equipo de estudios, mejorar concepciones o diseños, ahorrando sumas considerables de dinero en estudios y ejecución.

Es mejor usar este tipo de apoyo en la etapa de definir el planeamiento hidráulico y para definir estructuras mayores de las obras de ingeniería.

Esta intervención debe hacerse cuando se tiene dudas razonables, pues muchas veces se gasta cantidades considerables de dinero en estudios definitivos de planeamientos hidráulicos deficientes, en investigaciones mal orientadas o en estructuras mal elegidas.

Generalmente, debe indicarse que un consultor de corto tiempo, costará algunos miles de dólares, pero sus opiniones pueden significar el ahorro de cientos de miles de dólares y/o evitar la ejecución de malos proyectos, que además de problemas financieros puede traer problemas sociales.

2. EJECUCIÓN Y SUPERVISIÓN DE OBRAS

Para la ejecución del proyecto deberá determinarse los siguientes aspectos:

- a) Modalidades de ejecución.
- b) Aporte de los beneficiarios.
- c) Supervisión de obras.

a) Modalidades de ejecución

El proyecto podrá ser ejecutado bajo las alternativas siguientes:

- Por administración.
- Por contrata (uno o varios contratistas).
- Mixto (por administración y contrata).

La determinación de cualquiera de las modalidades dependerá de los factores siguientes:

- Política institucional.
- Equipamiento institucional.
- Participación de la comunidad beneficiaria.
- Disponibilidad de empresas contratistas.
- Características del proyecto.

En la ejecución de un proyecto de riego, es importante tener un cronograma lo más corto posible, pero realista tratando de ejecutar simultáneamente las obras mayores y menores en forma paralela. No es conveniente construir primero la represa, luego el canal y después el sistema de distribución. Esta forma consume tiempo en forma innecesaria.

En obras por contrato para la licitación de las obras de un proyecto, deberá previamente considerarse la forma de contrato que puede ser:

- Por precios unitarios.
- A suma alzada.
- Llave en mano (incluye los estudios definitivos).

Para los proyectos de riego, el más conveniente es el primero, pues permite costos finales más equitativos y la posibilidad de introducir cambios en los diseños, sin afectar el espíritu del contrato.

Para el concurso y elección de las empresas contratistas deberá evaluarse tres tipos de documentación, por separado y en forma eliminatoria que son:

- Cumplimiento de bases legales de los contratistas de acuerdo a las disposiciones legales vigentes.
- Nivel de implementación y experiencia que comprende: personal, equipo de construcción, equipo de apoyo logístico, gerencia y organización, prestigio y experiencia.
- Propuesta económica.

b) Aporte de los beneficiarios

Una forma recomendable para la ejecución de un proyecto de mediana envergadura, es ejecutar las obras mayores como puede ser represas y canal principal por contrato, sin aporte comunal y ejecutar el sistema de distribución por administración directa, con el aporte de mano de obra de la comunidad beneficiada.

El aporte de la comunidad beneficiada, deberá ser considerada en su verdadera posibilidad, descontado los períodos dedicados a sus actividades propias de la agricultura. Es frecuente sobrevalorar este aporte, ocasionando que la ejecución se prolongue innecesariamente, la comunidad se canse y abandone el proyecto.

Más vale gastar algo más en la ejecución, que demorar años la ejecución del proyecto. Resulta más rentable.

c) Supervisión de obras

Cualquiera que sea la forma de ejecución considerada, sea esta por administración o contrato, es necesario la contratación de un supervisor externo, que garantice la calidad y los métodos constructivos adecuados. No hay que olvidar que un buen diseño puede fallar por una mala ejecución, sobre todo por la calidad de las mezclas de concreto o materiales empleados. Esta supervisión deberá igualmente garantizar el cronograma de ejecución, dando la alerta oportuna cuando se producen retrasos.

Es fundamental que el supervisor sea una persona de prestigio por su integridad y capacidad profesional si se requiere asegurar la buena y oportuna ejecución. Es curioso que a veces se gaste cuantiosas sumas de dinero en ejecutar proyectos, tratando de ahorrar una ínfima suma respecto al total invertido en la supervisión, sea prescindiendo de un supervisor Ad-hoc o por pagar salarios inadecuados poniendo supervisores no idóneos. Resultado, se pierde millones por ahorrar miles, peor aun todavía se pierde la oportunidad de credibilidad en programas de desarrollo, desalentando a los beneficiarios y muchas veces al país, por obras que fracasan por malas ejecuciones, causadas por malas supervisiones.

3. DESARROLLO AGRÍCOLA

Esta es una etapa sumamente importante, dentro de la concepción integral de un proyecto de riego, es la etapa meta del proyecto, que permite cumplir los objetivos iniciales referidos a mejorar la producción y por tanto las condiciones de vida del campesino, por lo que deberá considerarse desde la producción hasta la comercialización del producto, pasando por el apoyo logístico para obtener los logros indicados. Un proyecto de riego, que no cumple con esta etapa, estará a medias, con grave peligro de perderse la inversión o no recuperarse en los niveles previstos.

Para la institución que interviene en el desarrollo agrícola, éste deberá tener carácter de acompañamiento a los usuarios del sistema de riego y deberá considerar los aspectos siguientes:

- Validación de técnicas agropecuarias experimentadas.
- Manejo del agua en parcela.
- Apoyo logístico de producción y comercialización.

Todos estos aspectos deben ser hechos, considerando el beneficio – costo financiero para el campesino. Si una actividad no es rentable no tiene sentido introducirla.

Las condiciones que determinan, la finca, como ente productivo, estará condicionada por una serie de factores “internos y externos”, como son la tenencia de tierras y sus condiciones económicas, los aspectos culturales y el entorno de la organización comunal. Las condiciones geopolíticas de ubicación de la comunidad y la infraestructura productiva y social que la conforma. Su relación con el mercado, para la adquisición de bienes y servicios, y para la venta de sus productos y de su fuerza de trabajo. Finalmente, la política nacional y el apoyo de las instituciones gubernamentales o privadas.

Los factores que afectan el desarrollo agrícola de una finca se puede sintetizarse en los siguientes términos

Factores internos	Factores externos
• Capital de trabajo	• Acceso al mercado
• Tenencia de tierra	• Vialidad
• Condiciones del clima	• Mercado de servicios
• Cultura	• Apoyo institucional
• Organización comunal	• Política nacional

4. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

4.1. Concepción del manejo del agua en una economía de mercado

En una economía de mercado se conceptualiza que el agua es un bien transable (igual que la tierra) y conforma el mercado de aguas.

Los requisitos para que funcione este mercado de aguas son:

- El uso de agua debe ser rentable o indispensable.
- Debe ser un derecho definible o medible.
- La demanda debe ser mayor que la oferta.
- Debe haber una aceptación por parte de la sociedad, de esta conceptualización.
- Debe haber una estructura administrativa que reglamente satisfactoriamente este derecho.
- Debe haber un sistema inicial de asignación justo y equitativo, movilidad suficiente y reasignación justa.

Las ventajas de considerar el agua como un bien transable son:

- Incrementa la eficiencia de su uso.
- Elimina el favoritismo de su uso.
- En algunos casos posterga la construcción de nueva infraestructura, porque en el costo de agua se incluye el costo de la infraestructura y esta puede resultar no muy atractiva

Los posibles problemas potenciales de un mercado de aguas son:

- Especulación y monopolio.
- Transferencia para otros usos.

En estos casos se requiere, cierto grado de intervención del estado para impedir abusos y permitir el uso de agua por lo más pobres.

4.2. Ordenamiento para la operación y mantenimiento (O + M) de un sistema de riego

Un ordenamiento eficaz requiere:

- Un sistema de derechos de uso de las aguas.
- Un sistema de administración que garantice los derechos de uso de las aguas.
- Un buen sistema de infraestructura para operar.
- Un buen sistema de mantenimiento de la infraestructura, que garantice su adecuada operación.

4.3. Diseño de un sistema O + M

Para el diseño del sistema O + M debe considerarse:

- Tamaño y características del sistema de riego.
- N° de usuarios.
- Tipo de unidades agrícolas.
- Experiencia y cultura de riego de los usuarios.
- Demanda de agua de cultivos.
- Caudales disponibles en relación a la demanda.

4.4. Operativización de un sistema de O + M

Premisa: Una institución debe intervenir en la O + M de un sistema de riego, solo en calidad de acompañamiento y no para imponer un plan determinado.

Aspectos a considerar:

- Delimitación del área de riego e identificación de los usuarios. Elaboración del padrón de regantes.
- Definición de modalidades de adquisición de derechos de agua (acciones) y determinación de la magnitud de los mismos.
- Definición colectiva de las reglas de operación y mantenimiento a nivel menor y mayor del sistema de riego. Reglamento de riego.
- Definición de aspectos administrativos y legales como son:
 - Reconocimiento legal de la organización de usuarios.
 - Mecanismos de control y sanciones.
 - Instancias para solución de conflictos.
 - Tarifa de agua.
 - Sistema de administración de recursos financieros y aporte de mano de obra en el mantenimiento.
- Implementación de la organización ejecutiva y de gestión del sistema de riego.

4.5. Derechos de dotación de aguas

Se refiere al tipo de derechos internos sobre la dotación de agua entre los usuarios del proyecto. Estos varían de acuerdo a la idiosincrasia, tenencia de la tierra y disponibilidad de agua.

Las principales modalidades de distribución de agua son:

1. Por área de riego.
2. Volumétrico.
3. Libre disponibilidad.
(no requiere intervención para su mejoramiento)

De los tres métodos el ideal es el volumétrico, pero es difícil implementarlo.

Dotación de agua por acciones o cuotas de agua

En este caso cada acción de agua deberá tener un valor volumétrico determinado, que es medido por los usuarios por la relación:

$V = QT$

Donde:

V = Volumen de dotación (m³)

Q = Caudal (m³/seg)

T = Tiempo de riego (seg)

El derecho de agua representa la sumatoria de caudales usados en determinados tiempos, en un período de riego que puede ser por campaña o anual.

Los derechos son obtenidos bajo diversas condiciones, que pueden ser aporte de mano de obra en la construcción del proyecto, compra o proporcionalidad a la tenencia de la tierra.

En un sistema de riego la suma de derechos que se emitan deberá estar de acuerdo al caudal o volumen de agua que disponga el proyecto. Es decir no puede haber más acciones que corresponda al agua disponible de riego durante el año.

Como ejemplo, si un proyecto dispone para el riego anual 5 millones de metros cúbicos y cada derecho vale 5,000 m³, el proyecto deberá emitir 1,000 acciones y no más.

Como quiera que la disponibilidad de agua en un proyecto esta enmarcado dentro de variables hidrológicas, la disponibilidad de agua en cada año, puede ser algo más o algo menos de la disponibilidad indicada, sobre todo, en proyectos con embalse, agua subterránea o cuando se capta el total del agua de un río. Por tanto la cifra real del valor de la acción será relativa y variable anualmente.

Otro aspecto sumamente importante al determinar el valor del derecho, es la eficiencia del sistema y el lugar dentro del sistema de la valoración de la acción en cantidad de agua, puede ser bocatoma, lateral o ingreso a parcela. De acuerdo a esa ubicación se hará los reajustes por eficiencia de conducción.

La oferta de acciones de agua para los usuarios puede ser:

1. Restringida
2. Libre

1. La oferta restringida o por persona

Ocurre cuando la demanda de agua es mayor que la oferta, por tanto el área de riego excede a la disponibilidad de agua y en estos casos cada finca regará normalmente solo parte de la chacra, para lo cual se norma una distribución de acciones más o menos igualitaria. Puede ser que cada familia tenga una sola acción o se permita hasta dos acciones para lo que tengan terrenos grandes.

2. La oferta libre de acciones o por tierra

Ocurre cuando la disponibilidad de agua cubre adecuadamente toda el área de riego, por lo que es este caso, cada campesino adquiere el número de acciones, que crea conveniente, en proporciones al tamaño de su propiedad.

4.6. Mantenimiento

a) Aspectos generales

El mantenimiento reviste gran importancia en los proyectos de riego, pues es frecuente que estos no funcionen adecuadamente solo por falta de mantenimiento, impidiendo un rendimiento óptimo de costosas obras de infraestructura.

El mantenimiento, conjuntamente con la operación, están ligada al diseño. Por ejemplo muchos canales de riego no se mantienen adecuadamente debido a que en el diseño no se considera un camino que facilite la inspección y traslado de materiales en caso de deterioros que tengan que repararse o el caso de instalación de compuertas pesadas en

bocatoma llevadas a obra con vehículos que usaron la plataforma del canal como camino y luego este camino se anuló por la construcción del canal y cuando quiera llevarse la compuerta a un taller no es posible hacerlo.

Otro aspecto importante en el diseño, que tiene que ver con el mantenimiento es cuando se diseñan obras que requieran costosos y frecuentes mantenimientos. El campesino llega a sentirse incapaz de mantener un esquema de gastos y esfuerzos por encima de su capacidad, abandona la tarea y el proyecto se anula. Esto ocurre normalmente en canales que atraviesan zonas de deslizamientos.

Un plan de mantenimiento debe considerar lo siguiente:

- Debe haber una organización que disponga de presupuesto, personal y equipo para el mantenimiento y reparaciones.
- El plan de mantenimiento debe cubrir todos los aspectos del proyecto de riego y obras complementarias como son caminos, equipo de comunicación, equipo de control (estaciones pluviométricas, de aforo, cabañas, etc).

En el sistema de riego debe estar comprendido el sistema primario como represas, bocatoma, canal principal, dren principal, etc. En el secundario los laterales y en el terciario las regaderas y drenes primarios.

b) Problemas más frecuentes

Los problemas de mantenimiento más comunes en los proyectos de riego son los siguientes:

- Destrucción de compuertas.
- Falta de limpieza del canal.
- Falta de limpieza de estructuras de medición y desarenadores.
- Falta de limpieza y conservación de caminos de inspección.
- Falta de reparaciones de tramos revestidos de canal, facilitando la ampliación de los deterioros.
- En los drenes abiertos casi nunca se hace limpieza de sedimentos o vegetación.
- En los drenes entubados, no se hace control de su funcionamiento por tanto no se toman previsiones de mantenimiento.
- En los equipos de bombeo no se hace mantenimiento preventivo.
- En las represas se da muy poca atención a su control y mantenimiento de tomas y vertederos.
- En las bocatoma no se hace mantenimiento preventivo de compuertas.

c) Tipos de mantenimiento

Todo proyecto requiere de diferentes tipos de mantenimiento, enunciados a continuación:

- Mantenimiento normal o rutinario.
- Mantenimiento preventivo.
- Mantenimiento de emergencia.
- Mantenimiento estructural esencial (estructuras).
- Actualización de mantenimiento diferido.
- Rehabilitación, cuando el volumen de trabajo del mantenimiento diferido, resulta muy alto. Este caso es el más frecuente en los proyectos de riego.

4.7. Entidad encargada de la operación y mantenimiento del sistema (administración)

El objetivo que debe cumplir una administración de regantes, es que cada usuario reciba el volumen de agua que le corresponde por su acción y por su número de acciones en la oportunidad requerida.

Para el manejo adecuado de un sistema de riego, es necesario una autoridad.

Esta autoridad, debe formarse por decisión de los usuarios que conforman una asociación de regantes, para cuyo funcionamiento administrativo deberá tener una directiva y un ente ejecutor.

La asociación contará con estatutos, normas y el reglamento de riego y deberá implementarse adecuadamente con el personal ejecutivo idóneo y bienes de capital. En proyectos mayores a 1000 has. es deseable la presencia de un ingeniero que se ocupe de la operación y mantenimiento del sistema.

El equipo técnico de riego, deberá controlar todos los elementos hidrológicos y de manejo del sistema de riego, así como el riego mismo para determinar los factores de reajuste para su buen funcionamiento.

La entidad administrativa, para su buen funcionamiento debe considerar los aspectos siguientes:

- Estructura organizativa.
 - Normatividad, que comprende:
 - Estatutos y reglamento.
 - Manual de O + M.
 - Actas de acuerdos.
 - Libros de caja.
 - Reconocimiento oficial.
 - Tarifas y métodos de recaudación.
 - Control de fondos (recibos y libros de caja).
 - Mecanismos de control y sanciones.
 - Instancias de solución de conflictos.
 - Personal técnico, local y equipamiento.
 - Inventario de la infraestructura de riego (actualizado).
-

SEGUNDA PARTE:

Aspectos técnicos

III

Demanda de agua

Contiene:

- 1. Introducción.**
 - 2. El agua en la planta.**
 - 3. Evapotranspiración.**
 - 4. Cédula de cultivo.**
 - 5. Precipitación pluvial.**
 - 6. Eficiencia de los sistemas de riego.**
 - 7. Cálculo de la demanda de agua.**
-

Cuadros:

1. ETP para distintas regiones agroclimáticas.
2. Coeficientes de cubeta clase A.
3. Cálculo ETP – Método tanque clase A.
4. ETP para estaciones de Perú y Bolivia.
5. Deficiencias y excesos respecto al ETP en Perú y Bolivia.
6. Valores KC de los cultivos.
7. Tiempos de los periodos de cultivo.
8. Precipitación pluvial para estaciones de Perú y Bolivia.
9. Cálculo de demanda de agua.
10. Requerimiento de riego.

1. INTRODUCCIÓN

El balance hídrico de un cultivo, se sintetiza con la fórmula siguiente:

$$\text{DA} = \text{ETM} - (\text{PE} + \text{CA} + \text{N})$$

Donde:

DA	=	Demanda de agua.
ETM	=	Evapotranspiración máxima.
PE	=	Precipitación efectiva.
CA	=	Diferencia de la lámina de la capacidad de almacenamiento del suelo inicial y final del período considerado.
N	=	Aporte del nivel freático.

El valor de CA se considera cero, para efectos de planificación de riego, dado que el objetivo es conocer la demanda total. Por tanto si el nivel freático, afecta al cultivo, se considera la ecuación siguiente:

$$\text{DA} = \text{ETM} - (\text{PE} + \text{N})$$

Sin nivel freático que afecte el cultivo, la ecuación es:

$$\text{DA} = \text{ETM} - \text{PE}$$

La demanda de agua de riego, se define como el caudal o volumen de agua que se requiere para satisfacer un área determinada.

Esta demanda está referida a caudales mensuales y volumen anual de agua, medidas en la captación del sistema de riego, sin embargo resulta muy adecuado considerar requerimientos en cabecera de parcela y en obra de captación para un mejor diagnóstico que permita evaluar soluciones sobre el manejo de agua.

Los factores que determinan la demanda son:

1. Evapotranspiración.
 2. Precipitación efectiva.
 3. Cédula de cultivo.
 4. Nivel freático.
 5. Usos complementarios del agua de riego.
 6. Eficiencia del sistema de riego.
-

2. EL AGUA EN LA PLANTA.

Las plantas requieren agua para su constitución y para su transpiración.

El agua de constitución, es en realidad pequeña, en relación al agua de transpiración. Un ejemplo de esto se tiene con las relaciones siguientes:

Agua de constitución:

Hoja y tubérculos	75 - 95	%
Leña	50	%
Semilla	6 a 14	%

Por ejemplo Un cultivo de papa de 10 Ton./Ha. tendrá en agua de constitución aprox. 80% de 10 Tm = 8 m³.

Agua de transpiración (Vegetativa)

Girasol	1	lt./día
Árbol	60 - 70	lts./día

Una hectárea de girasol, con aprox. 25.000 plantas/Ha. Transpirará 25 m³/día. En 180 días de ciclo vegetativo resulta 4.500 m³.

La transpiración, ocurre a través de las estomas, que son órganos encargados de la comunicación con el exterior para el intercambio de vapores y gases, se ubican en las hojas y es fundamental para la fotosíntesis.

Los estomas lo forman dos células arriñonadas, con una apertura denominada OSTIOLO, regulan su apertura con la turgencia de las células, que depende de la cantidad de agua y luz, a mayor luz y agua, mayor turgencia, luego mayor apertura y por ende mayor fotosíntesis que a su vez, ocasiona mayor transpiración. Resulta así que la transpiración viene a ser una especie de mal necesario, en relación a la fotosíntesis, que es lo que produce vida o materia orgánica, a partir de agua, anhídrido carbónico (CO₂) y sustancias minerales que transporta el agua. Además la vida vegetal es la base para la vida animal y si la fotosíntesis es la base de la vida vegetal, esta viene a ser la base de la vida en el planeta.

La transpiración (necesario para la fotosíntesis) depende de la especie, de la edad de la planta (número de hojas) y del ambiente (temperatura, humedad). El número de estomas en las hojas varía de 100 a 700 por mm. Cada especie tiene un coeficiente de transpiración, que se define como el agua necesaria para producir un Kg. de materia seca, que a su vez es influenciado por el clima y el suelo. Ejemplo:

ESPECIE	COEFICIENTE DE TRANSPIRACION
Maíz	260
Trigo	435
Alfalfa	664

Para el caso de la alfalfa, con un rendimiento anual de 60 toneladas/Ha, que representa 20% de materia seca, es decir 12 Tm/ha, el volumen de transpiración será:

$$V = 12 \times 664 = 7,968 \text{ m}^3$$

Al regar un cultivo, se esta abasteciendo la demanda de constitución y transpiración, pero además el suelo evapora parte del agua aplicada, excepto en el riego por goteo, por lo que se denomina a esta demanda conjunta como Evapotranspiración.

3. EVAPOTRANSPIRACIÓN (E.T)

Es la cantidad de agua evaporada y transpirada por un cultivo, siendo el clima uno de los factores más importantes que determinan su cuantificación, pues esta relacionado con la demanda evaporativa del aire y se expresa en mm/día o mm/periodo.

Se define tres tipos de evapotranspiración, que son:

1. Evapotranspiración Potencial (ETP)

Representa la tasa de evapotranspiración de una superficie extensa, cubierta de hierba verde de 8 a 15 cms de altura, que esta creciendo activamente, que sombrea completamente el terreno y que no escasea de agua.

El Comité técnico sobre requerimientos de riego de la sociedad americana de ingenieros civiles (ASCE) ha utilizado a la alfalfa como pasto standard para el cálculo de ETP. Algunos investigadores han utilizado otros pastos (Ray grass).

2. Evapotranspiración máxima (ETM)

Representa la ET en un cultivo determinado, en relación a la ETP, para lo cual se aplica coeficientes para cada cultivo de acuerdo a su periodo vegetativo. (KC)

$$ETM = ETP \times KC$$

La ETM, se refiere a aquellas condiciones de cultivo, en que el agua es óptima para su crecimiento y desarrollo sin limitaciones, que crece en grandes campos y en condiciones agronómicas y de riego adecuadas, que como consecuencia se espere rendimientos óptimos.

3. Evapotranspiración actual (ETA)

Es la que se refiere, o la que realmente ocurre, de acuerdo a la disponibilidad de agua o intervalos de riego. Lo ideal es que $ETA = ETM$, para que no ocurra penuria en los cultivos ($ETA < ETM$).

Métodos para obtener la ETP.

Los más comunes son los siguientes:

- Lisímetro
- Tanque de evaporación
- Fórmulas empíricas

a) Lisímetro.

Es el método de medir la ETP en forma directa, y precisa, y consiste en registrar en un aparato llamado lisímetro, la E.T.P. observada en un periodo de tiempo determinado.

Es un método de investigación y normalmente no es empleado, para efectos de demanda de agua, en el estudio de proyectos de riego.

b) Tanque de evaporación.

Este método relaciona la ETP de un lisímetro y la evaporación producida en un tanque de evaporación clase A, mediante un coeficiente empírico, de acuerdo a la ubicación de la cubeta (en área verde o barbecho) la humedad y los vientos medido a 2 m de altura.

La relación es la siguiente:

$$ETP = K_{pan} E_{pan}$$

Donde:

K_{pan} = Coeficiente de cubeta (ver cuadro)

E_{pan} = Evaporación en evaporímetro de cubeta de clase A.

c) Fórmulas empíricas.

Están basadas en variables meteorológicas. Los más conocidos y de mayor aplicación son:

- Método de Penman
- Método de Blaney - Criddle
- Método de Radiación
- Método de Hargreaves

Los métodos de tanque y de fórmulas empíricas, permiten según apreciaciones de la FAO, una predicción con un 10 a 20% de error, siempre que los datos meteorológicos sean de confianza y obtenidos en un ambiente agrícola representativo, y partiendo de la base de que se conoce el periodo vegetativo total y la duración de las distintas etapas de desarrollo. Se recomienda obtener los datos meteorológicos en estaciones situadas dentro de una zona agrícola bajo riego. En zonas áridas y semiáridas con vientos moderados, la ETP calculado con datos obtenidos fuera de la zona de riego, puedan precisar un ajuste a un 20 o 25% inferior.

En los cuadros 01, 02, 03, 04 y 05 se presentan valores relacionados con al ETP. En los cuadros 04 y 05 se presentan datos de estaciones de Perú y Bolivia.

Cuadro N° 01

**EVAPOTRANSPIRACION DEL CULTIVO DE REFERENCIA
(ETO en mm/día)
PARA DISTINTAS REGIONES AGROCLIMATICAS**

TEMPERATURA MEDIA DIURNA, °C

REGIONES	20		
	<10 (FRIA)	(MODERADA)	> 30 (CALIDA)
TROPICAL			
Húmeda	3 - 4	4 - 5	5 - 6
Subhúmeda	3 - 5	5 - 6	7 - 8
Semiárida	4 - 5	6 - 7	8 - 9
Árida	4 - 5	7 - 8	9 - 10
SUBTROPICAL			
Lluvia de verano:			
Húmeda	3 - 4	4 - 5	5 - 6
Subhúmeda	3 - 5	5 - 6	6 - 7
Semiárida	4 - 5	6 - 7	7 - 8
Árida	4 - 5	7 - 8	10 - 11
Lluvia de invierno:			
Húmeda-Subhúmeda	2 - 3	4 - 5	5 - 6
Semiárida	3 - 4	5 - 6	7 - 8
Árida	3 - 4	6 - 7	10 - 11
TEMPLADA			
Húmeda-Sub húmeda	2 - 3	3 - 4	5 - 7
Semiárida-árida	3 - 4	5 - 6	8 - 9

Fuente: FAO. Boletín 33

Cuadro N° 02

**COEFICIENTE DE CUBETA (kpan) CORRESPONDIENTE A UNA CUBETA DE CLASE A,
PARA DISTINTAS COBERTURAS DEL TERRENO.
NIVELES DE HUMEDAD RELATIVO MEDIA Y VELOCIDAD TOTAL DE
VIENTO EN 24 HORAS**

CUBETA COLOCADA EN SUPERFICIE CULTIVADA, DE FORRAJE VERDE Y DE POCA ALTURA					CUBETA COLOCADA EN ZONA DE BARRECHO SECO			
RH MEDIA %		bajo < 40	medio 40-70	alto >70		bajo <40	medio 40-70	alto >70
Viento	Distancia por el lado del barlovento del cultivo de forraje verde				Distancia por el lado de barlovento seco			
Ligero < 175	1	0.55	0.65	0.75	1	0.70	0.80	0.35
	10	0.65	0.75	0.85	10	0.60	0.70	0.80
	100	0.70	0.80	0.85	100	0.55	0.65	0.75
	1000	0.75	0.85	0.85	1000	0.50	0.60	0.70
Mediano 175 – 425	1	0.50	0.60	0.65	1	0.65	0.75	0.80
	10	0.60	0.70	0.75	10	0.55	0.50	0.70
	100	0.65	0.75	0.80	100	0.50	0.60	0.65
	1000	0.70	0.80	0.80	1000	0.45	0.55	0.60
Fuerte 425 - 700	1	0.45	0.50	0.60	1	0.60	0.65	0.70
	10	0.55	0.60	0.65	10	0.50	0.55	0.65
	100	0.60	0.65	0.70	100	0.45	0.50	0.60
	1000	0.65	0.70	0.75	1000	0.40	0.45	0.55
Muy fuerte > 100	1	0.40	0.45	0.50	1	0.50	0.60	0.65
	10	0.45	0.55	0.60	10	0.45	0.50	0.55
	100	0.50	0.60	0.65	100	0.40	0.45	0.50
	1000	0.55	0.60	0.65	1000	0.35	0.40	0.45

Fuente: FAO boletín 33

Cuadro N° 03

CALCULO DE EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL METODO TANQUE CLASE "A"

ESTACION: SAN BENITO
PROVINCIA: PUNATA
DPTO.: COCHABAMBA

LATITUD S: 17 30' 30"
ELEVACION: 2710 msnm
PERIODO: 1974 - 1983

MESES mm/mes	RH. MEDIA %	VIENTOS km/día	Kp.Coefficientes del tanque	Epan mm/día	ETP mm/día	ETP
Enero	0.67	396.0	0.7	5.1	3.57	111
Febrero	0.65	350.4	0.7	5.9	4.13	116
Marzo	0.67	350.4	0.7	4.6	3.22	100
Abril	0.59	422.4	0.7	4.8	3.36	101
Mayo	0.54	482.4	0.7	4.4	3.08	95
Junio	0.53	475.2	0.6	4.1	2.46	74
Julio	0.50	501.6	0.6	4.1	2.46	76
Agosto	0.49	612.0	0.6	5.1	3.06	95
Septiembre	0.52	672.9	0.6	5.8	3.48	104
Octubre	0.55	612.0	0.6	6.2	3.72	115
Noviembre	0.53	535.2	0.6	6.2	3.72	112
Diciembre	0.58	501.6	0.6	5.3	3.18	99
TOTAL						1,198

CUADRO N° 04

PROMEDIO MENSUAL Y ANUAL DE LA EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (mm)

ESTACIONES	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
HUANCABAMBA	113	109	111	104	109	104	118	129	126	133	119	121	1,396
CHACHAPOYAS	99	91	98	76	83	71	78	88	93	102	102	102	1,083
CAJAMARCA	105	97	97	88	88	88	105	112	113	108	106	108	1,215
HUARAZ	103	91	97	88	77	69	76	83	94	102	105	105	1,090
HUANUCO	119	99	111	99	96	83	89	103	114	122	123	123	1,281
LAMPAS BAJO No. 3	88	76	82	77	71	61	75	82	83	99	91	96	981
CERRO DE PASCO	84	72	76	61	56	47	51	61	66	78	80	77	809
SAN RAMON	113	94	101	95	92	84	91	103	107	123	121	117	1,241
LA OROYA	99	91	101	77	67	55	62	71	82	98	95	101	999
HUANCAYO	92	83	85	72	62	52	67	77	89	106	103	98	986
QUILLABAMBA	118	106	111	109	99	85	95	109	103	124	120	111	1,290
HUAMANGA	119	103	98	90	81	67	74	97	105	123	123	124	1,204
CUZCO-KAYRA	112	91	98	87	74	64	71	91	98	113	118	112	1,129
ABANCAY	107	95	100	90	75	61	69	85	90	119	116	109	1,116
CHUQUIBAMBILLA	98	86	81	70	57	44	52	69	82	96	98	103	936
CAYLLOMA	100	79	82	68	61	49	58	75	81	101	105	97	956
CUENCA RIO VERDE	94	81	81	66	52	44	50	62	74	94	99	95	892
PUNO (GR. SALC.)	111	96	99	96	89	88	68	83	96	116	117	114	1,173
AREQUIPA	121	101	105	91	76	67	67	87	102	116	125	126	1,184
DESAGUADERO	119	105	106	87	67	57	63	85	102	124	127	128	1,170
PAUCARANI	97	76	81	76	88	53	61	64	83	101	99	100	979
EL BELEN	84	90	88	71	54	41	48	62	78	95	99	102	912
CHULUMANI	141	120	121	101	86	70	76	95	111	130	137	141	1,329
LA PAZ (C)	102	88	88	78	60	46	51	66	80	97	100	100	956
PATACAMAYA	120	100	100	76	59	44	49	65	84	111	119	122	1,049
COCHABAMBA	131	111	110	87	65	46	54	81	111	137	139	132	1,204
TOTORA	124	105	104	87	73	54	61	82	101	122	125	126	1,164
ORURO	136	108	113	88	69	54	60	83	100	126	139	141	1,217
TACAGUA	124	102	100	75	57	42	48	64	83	109	114	121	1,039
SUCRE	125	114	107	88	75	59	64	81	101	123	127	131	1,195
PADILLA	140	115	114	90	69	55	63	85	104	128	138	142	1,243
PUNA	118	99	98	75	59	42	49	65	85	109	120	121	1,040
OPLOCA	140	114	112	84	61	46	50	70	94	126	136	142	1,175
VILLAZON	125	104	96	70	45	32	37	54	78	106	120	124	991

METODO PENMAN Fuente: FAO/UNESCO/OMM.

CUADRO N° 05

PROMEDIO MENSUAL Y ANUAL DE LAS DEFICIENCIAS Y EXCESOS DE AGUA (mm)

ESTACIONES	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	SUMA: DEF./EXC.
HUANCABAMBA	-80	-69	-70	-86	-81	-90	-107	-122	-112	-94	-75	-91	1,077/ -
CHACHAPOYAS	-14	5	15	-7	-44	-55	-54	-61	-44	-3	-38	-30	550/ 20
CAJAMARCA	-9	-11	5	-2	-58	-82	-100	-102	-86	-17	-29	-31	527/ 5
HUARAZ	18	38	40	-9	-53	-69	-76	-83	-69	-45	-13	-36	453/ 96
HUANUCO	-66	-40	-59	-79	-85	-78	-85	-94	-94	-76	-76	-71	903/ -
LAMPAS BAJO No. 3	12	61	82	-2	-51	-58	-72	-79	-105	-62	-52	-49	530/155
CERRO DE PASCO	33	72	70	22	-16	-39	-33	-34	-10	16	24	49	132/286
SAN RAMON	153	150	149	103	12	-21	-14	-69	37	60	8	108	104/780
LA OROYA	-22	-8	-21	-32	-44	-50	-53	-49	-48	-44	-35	-26	432/ -
HUANCAYO	34	24	28	-20	-34	-39	-58	-58	-41	-35	-37	0	332/ 86
QUILLABAMBA	19	36	51	-45	-78	-68	-70	-84	-83	-36	-25	22	459/128
HUAMANGA	-9	10	8	-61	-70	-61	-68	-87	-70	-79	-83	-35	632/ 18
CUZCO-KAYRA	27	39	14	-51	-65	-63	-64	-84	-69	-65	-50	20	511/100
ABANCAY	-7	20	26	-60	-65	-58	-62	-79	-73	-72	-68	-51	595/ 46
CHUQUIBAMBILLA	42	50	50	-19	-41	-44	-52	-69	-57	-49	-27	51	358/193
CAYLLOMA	33	85	51	-26	-52	-44	-56	-69	-66	-74	-77	8	464/177
CUENCA RIO VERDE	47	55	49	-29	-33	-43	-47	-59	-51	-54	-40	45	356/196
PUNO (GR. SALC.)	9	39	35	-59	-75	-87	-65	-79	-66	-80	-64	7	575/ 90
AREQUIPA	-93	-76	-97	-91	-75	-67	-67	-87	-100	-116	-124	-123	1,116/ -
DESAGUADERO	6	27	-11	-58	-54	-53	-59	-79	-80	-106	-86	-9	595/33
PAUCARANI	-30	2	-9	-72	-87	-52	-61	-64	-81	-98	-74	-42	670/2
EL BELEN	5	-11	-29	-40	-24	-40	-43	-50	-49	-64	-47	-5	402/5
CHULUMANI	30	103	20	-45	-48	-53	-56	-37	-14	-31	-230	47	304/200
LA PAZ (C)	19	5	-24	-49	-48	-40	-45	-55	-43	-62	-50	-9	425/24
PATACAMAYA	-32	-31	-53	-61	-51	-42	-48	-56	-47	-93	-86	-46	646/ -
COCHABAMBA	-17	-6	-49	-70	-59	-44	-52	-76	-104	-119	-93	-37	726/ -
TOTORA	19	28	-20	-61	-69	-50	-58	-76	-95	-98	-61	-16	604/47
ORURO	-51	-29	-65	-73	-63	-50	-57	-74	-79	-109	-107	-71	828/ -
TACAGUA	-58	-30	-38	-65	-53	-39	-47	-62	-58	-102	-88	-48	688/ -
SUCRE	25	8	-42	-65	-68	-547	-61	-74	-72	-91	-64	-19	613/33
PADILLA	-6	4	-34	-62	-58	-51	-58	-77	-78	-73	-63	-18	578/4
PUNA	-31	-9	-40	-53	-52	-41	-49	-61	-68	-91	-44	-33	572/ -
OPLOCA	-72	-51	-87	-81	-61	-46	-50	-70	-92	-124	-115	-80	929/ -
VILLAZON	-53	-40	-55	-60	-44	-32	-37	-54	-74	-95	-98	-22	664/ -

Fuente: FAO/UNESCO/OMM.

4. CÉDULA DE CULTIVO

Determinar la cédula de cultivo, en un área de riego, incluye las consideraciones siguientes:

- Especies y períodos de sus cultivos.
- Áreas de cobertura de estas especies.
- Número de campañas agrícolas al año.

Para definir teóricamente una cédula de cultivo, “adecuada”, puede considerarse los criterios que a continuación indican, sin embargo éstos son relativos:

Criterios técnicos para elegir cédula de cultivo:

- Clima y aptitud de los suelos.
- Nivel de la demanda de agua de los cultivos.
- Rentabilidad de los cultivos.
- Comportamiento del mercado para la adquisición de insumos y para la venta de la producción.
- Tenencia de la tierra.
- Vías de comunicación.
- Disponibilidad de servicios para la producción y comercialización.

Para elegir una cédula de cultivo con riego, deberá antes que nada tener en cuenta la cédula actual, las opiniones de los campesinos y poder observar cédulas de cultivo de proyectos de riego próximos, para poder apreciar límites de posibles cambios.

En general es poco probable, que ocurra cambios radicales, sobre todo en lo referente a las especies.

Un aspecto de fácil aceptación por parte de los campesinos es adelantar épocas de siembra, de las mismas especies para obtener mejores precios.

La cédula de cultivo, deberá prepararse, en base a la lógica de explotación de la finca familiar y no necesariamente a la aptitud de los suelos y otros factores. En este sentido deberá analizarse también el sistema de distribución de agua entre los usuarios. Por ejemplo, si una comunidad decide repartir el caudal disponible insuficiente para toda la comunidad, en parte proporcional entre todos sus componentes y que esta cantidad satisface el riego de solo una fracción de la propiedad, deberá averiguarse, cuál será la prioridad de riego, puede ser para hortalizas, pastos, papa, etc. En relación a los otros cultivos tradicionales que no se regarán.

En el riego, de comunidades campesinas, no es posible una optimización teórica de la cédula de cultivo en base sólo de parámetros hídricos (los cultivos que optimizan la disponibilidad de agua) o económicos (la combinación de cultivos más rentables).

Valores KC de los cultivos

La cédula de cultivo afecta la necesidad de agua de riego, de acuerdo a un factor Kc que se aplica a la ETP, y determina el valor máximo de la evapotranspiración y se denomina ETM (evapotranspiración máxima).

El valor de Kc de un cultivo, varía de acuerdo al período de desarrollo de cultivo, que se clasifican en:

- Período inicial.
- Desarrollo del cultivo.
- Mediados del período.
- Finales del período.

En el cuadro N° 06 se indican los valores de Kc

En el cuadro N° 07 se indican los tiempos aproximados de los periodos de cultivo.

Cuadro N° 06: Valores Kc de los cultivos

Cultivo	Período de cultivo			
	Inicial	Desarrollo	Mediados	Finales
Zanahoria	0.45	0.75	1.05	0.90
Algodón	0.45	0.75	1.15	0.75
Cucurbitáceas	0.45	0.70	0.90	0.75
Tomate	0.45	0.75	1.15	0.80
Lechuga - espinaca	0.45	0.60	1.00	0.90
Maíz choclo	0.40	0.80	1.15	1.00
Maíz grano	0.40	0.80	1.15	0.70
Melón	0.45	0.75	1.00	0.75
Cebolla verde	0.50	0.70	1.00	1.00
Cebolla seca	0.50	0.75	1.05	0.85
Papa	0.45	0.75	1.15	0.85
Girasol	0.35	0.75	1.15	0.55
Tabaco	0.35	0.75	1.10	0.90

Cuadro N° 07: Tiempos aproximados de los períodos de cultivo (días)

Cultivos	Total	Inicial	Desarrollo	Mediano	Final
Zanahoria	100	20	30	30	20
	150	25	35	70	20
Algodón	180	30	50	55	45
	195	30	50	65	50
Cucurbitáceas	105	20	30	40	15
	130	25	25	50	20
Lechuga	75	20	30	15	10
	140	35	50	45	10
Máiz choclo	80	20	25	25	10
	110	20	30	50	10
Máiz grano	125	20	35	40	30
	180	30	50	60	40
Melón	120	25	35	40	20
	160	30	50	65	20
Cebolla verde	70	25	30	10	5
	95	25	40	20	10
Cebolla seca	150	15	25	70	40
	210	20	35	110	45
Papa	105	25	30	30	20
	145	30	35	50	30
Girasol	125	20	35	45	25
	130	25	35	45	25
Tomate	135	30	40	40	25
	180	35	45	70	30

5. PRECIPITACIÓN PLUVIAL

5.1 Probabilidad de la Precipitación.

De la cantidad de lluvia, que cae en una zona agrícola, parte es aprovechada en la ET y parte se pierde por escorrentía, percolación profunda y evaporación, por lo que se considera como precipitación efectiva, la que es utilizada por el cultivo.

Para el cálculo de la P.E., primero deberá definirse si se utiliza el promedio de los registros de lluvia o si se utiliza la precipitación al 75% de persistencia o probabilidad. La definición entre estos 2 valores depende de las consideraciones siguientes:

- Valor económico del cultivo
- Resistencia del cultivo a periodos de "penuria de agua"
- Periodo de registro de la Precipitación pluvial.

A mayor valor económico y menor resistencia a periodos de deficiencia de agua y corto periodo de registro (<10 años) se decidirá por el 75% de persistencia, caso contrario al promedio.

Para determinar la frecuencia o probabilidad de ocurrencia se hace con la fórmula de **Weibull**.

$$f = \frac{m}{N + 1}$$

Donde:

f = Frecuencia o probabilidad de ocurrencia

m = Valor de posición de la lluvia ordenada en forma decreciente

N = Número total de valores de precipitación mensual.

De la fórmula se deduce que:

$$m = f (N+1)$$

Para 75% de persistencia será:

$$m = 0.75 (N+1)$$

Para determinar la precipitación pluvial al 75% de persistencia de todos los meses del año, se tiene dos posibilidades:

- a) Obtener los valores de m, mes por mes.
- b) Obtener el valor de m, anual y luego anotar los valores mensuales que corresponden a cada mes.

El primer método tiene la ventaja de ser más académico y el segundo, el de corresponder a un año real de precipitación pluvial.

En el cuadro N° 08 se presenta promedios de precipitación pluvial para diferentes zonas del Perú y Bolivia.

CUADRO N° 08

PROMEDIO MENSUAL Y ANUAL DE LLUVIA (mm)

ESTACIONES	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
HUANCABAMBA	33	40	41	18	28	14	11	7	14	39	44	30	319
CHACHAPOYAS	85	96	113	69	39	16	24	27	49	99	64	72	753
CAJAMARCA	96	86	102	86	30	6	5	10	27	91	77	77	693
HUARAZ	121	129	137	79	24	3	0	3	25	57	92	69	739
HUANUCO	53	59	52	20	11	5	4	9	20	46	47	52	378
LAMPAS BAJO No. 3	100	137	164	75	20	3	3	3	16	67	69	75	732
CERRO DE PASCO	117	144	146	83	40	8	18	27	56	94	104	126	963
SAN RAMON	266	244	250	198	104	63	77	34	144	183	129	225	1,917
LA OROYA	77	83	80	45	23	5	9	22	34	54	60	75	567
HUANCAYO	126	107	113	52	28	3	9	19	48	71	66	98	740
QUILLABAMBA	137	142	162	64	21	17	25	25	50	88	95	133	959
HUAMANGA	110	113	106	29	11	6	6	10	26	44	40	89	590
CUZCO-KAYRA	139	130	112	36	9	1	7	7	29	48	68	132	718
ABANCAY	100	115	126	30	10	3	7	6	17	47	48	58	567
CHUQUIBAMBILLA	140	136	131	51	16	1	4	2	25	47	71	154	778
CAYLLOMA	133	164	133	42	9	5	2	6	15	27	28	105	669
CUENCA RIO VERDE	141	136	130	37	19	1	3	3	23	40	59	140	732
PUNO (GR. SALC.)	120	135	134	37	14	1	3	4	30	36	53	121	688
AREQUIPA	28	25	8	0	1	0	0	0	2	0	1	3	68
DESAGUADERO	125	132	95	29	13	4	4	6	22	18	41	119	608
PAUCARANI	67	78	72	4	1	1	0	0	2	3	25	58	311
EL BELEN	89	79	59	31	30	1	5	12	12	31	52	97	498
CHULUMANI	171	223	141	56	38	17	20	58	97	99	117	188	1,225
LA PAZ (C)	121	93	64	29	12	6	6	11	37	35	50	91	555
PATACAMAYA	88	69	47	15	8	2	1	9	9	18	33	76	375
COCHABAMBA	114	105	61	17	6	2	2	5	7	18	46	95	478
TOTORA	143	133	84	26	4	4	3	6	6	24	64	110	607
ORURO	85	79	48	15	6	4	3	9	21	17	32	70	389
TACAGUA	66	72	62	10	4	3	1	2	25	7	26	73	351
SUCRE	150	122	65	23	7	2	3	7	29	32	63	112	615
PADILLA	134	119	80	28	11	4	5	8	26	55	75	124	669
PUNA	87	90	58	22	7	1	0	4	17	18	76	88	468
OPLOCA	68	63	25	3	0	0	0	0	2	2	21	62	246
VILLAZON	72	64	41	10	1	0	0	0	4	11	22	102	327

Fuente: FAO/UNESCO/OMM. "Estudio Agroclimatológico" de la Zona Andina

Ejemplo del cálculo de precipitación al 75% de persistencia.

Datos:

Precipitación pluvial de San Benito. Punata-Cochabamba-Bolivia, Altura 2,710 msnm.

Latitud Sur 17° 30', longitud Oeste 65° 54'

Periodo 66-90, con 4 años incompletos

Procedimiento:

- a) Se ordena la precipitación pluvial de Junio a Mayo tomando los años consecutivos, ya que esto corresponde al ciclo agrícola y luego se ordena en forma decreciente, tomando la precipitación anual.
- b) Se obtiene el 75% de persistencia anual, con la fórmula de Weibull.
- c) Se obtiene los datos mensuales, que corresponden a los años correspondientes.

Determinación de la precipitación pluvial al 75% de persistencia.

a) Ordenamiento de la precipitación por ciclo agrícola y en forma decreciente

AÑOS (JUNIO-MAYO)	No.	PRECIPITACION (mm)	ORDEN
68-69	1	591.0	Máxima
83-84	2	575.2	
73-74	3	488.7	
86-87	4	482.0	
71-72	5	463.5	
74-75	6	437.2	
81-82	7	412.2	
84-85	8	402.5	Media
67-68	9	400.5	
66-67	10	395.4	
69-70	11	390.5	
80-81	12	377.7	
76-77	13	357.3	
75-76	14	362.2	75%
70-71	15	362.1	Mínima
72-73	16	360.8	
88-89	17	237.6	
82-83	18	236.3	

b) Obtención de la precipitación anual al 75% de persistencia.

$$m = 0.75 (N+1) = 0.75 (18+1) = 14.25$$

(se asume 14, es decir 362.2 mm)

c) Datos mensuales del periodo 75-76.

Año	75							76				
Ref/mes	j	j	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M
Pp(mm)	0.9	0.5	0.0	8.1	7.6	38.8	90.9	97.3	71.5	27.5	18.2	1.8

Cálculo de la precipitación efectiva (PE)

Los más conocidos, son tres métodos empíricos:

a) Servicio de recursos hídricos

Water Power Resources Service (WPRS - USA)

b) Servicio de conservación del suelo

Soil Conservation Service (SCS-USA)

c) Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y alimentación (FAO)

**METODO WPRS-USA PARA DETERMINAR
LA PRECIPITACION EFECTIVA**

INCREMENTO DE LA PRECIPITACION (mm)	PORCENTAJE DE LA PRECIPITACION EFECTIVA
5	0
30	95
55	90
80	82
105	65
130	45
155	25
más de 155	5

METODO FAO

Formulas:

$$Pe = 0.8 P - 25 \text{ (Cuadro } Pe > 75 \text{ mm/mes).}$$

$$Pe = 0.6 P - 10 \text{ (Cuadro } Pe < 75 \text{ mm/mes).}$$

Donde:

Pe = Precipitación efectiva

P = Precipitación mensual.

APLICACIÓN PARA LA PRECIPITACION EFECTIVA POR LA FAO

PRECIPITACION MENSUAL (mm)	PRECIPITACION EFECTIVA (mm)	PRECIPITACION MENSUAL (mm)	PRECIPITACION EFECTIVA (mm)
0	0	130	79
10	0	140	87
20	2	150	95
30	8	160	103
40	14	170	111
50	20	180	119
60	26	190	127
70	32	200	135
80	39	210	143
90	47	220	151
100	55	230	159
110	63	240	167
120	71	250	175

COMPARACIÓN DE METODO PARA PRECIPITACIÓN EFECTIVA

REF	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	ANUAL
75%	0.9	0.5	0.0	8.1	7.6	38.8	90.0	97.3	71.5	27.5	18.2	1.8	362.2
WPRS	-	-	-	3.0	2.5	31.5	78.0	84.0	61.5	21.0	12.5	-	294.0
SCS	-	-	-	-	-	31.0	64.0	69.0	53.0	22.0	15.0	-	254.0
FAO	-	-	-	-	-	14.0	47.0	53.0	32.0	6.00	2.0	0.0	154.0

6. EFICIENCIA DE LOS SISTEMAS DE RIEGO

6.1. Importancia de la eficiencia.

La eficiencia de los sistemas de riego reviste una gran importancia, porque determina la relación del agua realmente usada en la evapotranspiración y el agua captada a nivel de Bocatoma y en muchos casos referido al agua utilizada de embalses, que son conducidos por causas naturales hasta las obras de captación.

Es muy frecuente, en la gran mayoría de los proyectos andinos, que las eficiencias son muy bajas, menores a 30%, lo que determina a su vez, que el abastecimiento del agua es insuficiente.

Esta insuficiencia determina, la utilización del riego deficitario, es decir que se dota agua a un cultivo en cantidades por debajo de su demanda real o en otros casos la disminución de las áreas de riego. El primer caso se adapta a variedades de baja producción y resistencia a periodos de penuria de agua. En cualquiera de los dos casos representa menor producción y por tanto menores ingresos para los campesinos.

Es posible que en muchas zonas andinas, se puede ganar mucho más hectáreas de riego, mejorando la eficiencia de los sistemas de riego existentes, que construyendo nuevos sistemas. Además se tiene la ventaja que los costos, en estos casos resultan menores que en las nuevas irrigaciones y se esta abasteciendo de más agua a agricultores ya entrenados en el manejo del riego.

Los costos, por hectárea ganada bajo riego, por mejora de eficiencia del sistema de riego, versus proyectos nuevos, normalmente resultan más bajos, porque casi todas las posibilidades sencillas para riego, ya fueron ejecutadas, quedando en todo caso, como proyectos nuevos, concepciones más complicadas y costosas, sean estos con embalses, trasvase de cuencas, canales principales largos y costosos, etc. Raramente se ha dejado de construir un proyecto de concepción simple.

Por otro lado, cuando se conciba y planifique un nuevo Proyecto, este debe hacerse con eficiencias razonablemente aceptables, en general lo adecuado es que se ubique próximo al 50%, debiendo como mínimo ser del 40%.

En sistemas por aspersión se podría esperar eficiencias próximas al 70%, siempre y cuando el entubamiento sea desde la captación.

En el sistema por goteo, la eficiencia es de aproximadamente 90%.

6.2. Factores de la eficiencia de riego (ER)

La eficiencia de un sistema de riego, comprende los siguientes aspectos:

- a) Del embalse a la bocatoma (algunos proyectos) $Ec1$
- b) Del canal principal $Ec2$
- c) Del sistema de distribución $Ec3$

Eficiencia de aplicación Ea

Que es la aplicación del agua a la parcela.

Por lo tanto la eficiencia total se obtiene, multiplicando todas las eficiencias

$$Es = Ec1 \times Ec2 \times Ec3 \times Ea$$

Ejemplo de aplicación

Datos:

Caudal de salida en represa 1000 lts y eficiencias medidas siguientes:

$$Ec1 = 0.7$$

$$Ec2 = 0.8$$

$$Ec3 = 0.7$$

$$Ea = 0.6$$

Cálculo de la eficiencia del sistema.

$$Es = Ec1 \times Ec2 \times Ec3 \times Ea$$

$$Es = 0.7 \times 0.8 \times 0.7 \times 0.6 = 0.23$$

a. Eficiencia de conducción del embalse a la bocatoma.

En algunos proyectos el canal principal, sale directamente de la toma de la represa de embalse, pero en la mayoría de los Proyectos Andinos, las obras de regulación se ubican en la cordillera, por encima de los 4.000 msnm, donde existen muchas lagunas aprovechables de origen glaciar y sus aguas son conducidas por cauces naturales, hasta las obras de captación, que se ubican varios kms. aguas abajo. En estos casos la eficiencia de conducción, resulta importante, y depende de una serie de factores, siendo los más importantes los siguientes:

- Condiciones orográficas del cauce, como son longitud, ancho, pendiente, etc.
- Estado de saturación del cauce y aporte de cuencas adyacentes, en el periodo de conducción del agua.
- Condiciones geológicas del cauce.
- Sustracciones ilegales del agua en su recorrido.

De todos los factores enunciados, el que afecta mas la eficiencia, descartando las sustracciones ilegales es el geológico por lo que a continuación se amplía al respecto.

Para efectos de determinar la importancia de la geología en la eficiencia de conducción de los cauces naturales consideramos la siguiente clasificación de rocas que conforman el cauce, en un orden, que indica de menos permeables a más permeables.

- a) Rocas intrusivas (granito, diorita, etc.).
- b) Metamórficas y sedimentarias continentales (areniscas, esquistos, pizarra).
- c) Volcánicas (andesita, riolita, etc.).
- d) Sedimentaria marina – caliza.
- e) Rellenos cuaternarios aluviales.

En el caso de lechos conformados por calizas, es común la formación de "tragaderos" de origen carstico, en que puede perderse caudales significativos del flujo del río, habiendo casos en que el total de caudal de estiaje se pierde.

Muchas veces estos puntos de pérdida de agua, conformados por cavernas de disolución de la roca caliza por el ácido orgánico del agua ($\text{H}_2\text{O} + \text{CO}_2 = \text{H}_2\text{CO}_3$) son fácilmente localizados y sellados con concreto para evitar las fugas. Pero esto no garantiza la aparición de nuevos tragaderos.

En el caso de rellenos cuaternarios aluviales, estos por su conformación gravo - arenosa, presenta gran permeabilidad que solo será anulada una vez que logre su saturación, con los caudales de conducción.

Al elaborar un nuevo proyecto de riego en que se incluya conducción por cauce natural, en longitudes hasta 20 Kms. para una conformación geológica con rocas de los grupos a, b y c, habrá que considerar eficiencias de un 90 a 80%.

Para el caso de lechos carsticos habrá que estudiar su comportamiento con diferentes caudales, lo cual puede hacerse durante un año completo, pues estos varían mucho en su comportamiento.

Para el caso de rellenos cuaternarios aluviales, su eficiencia dependerá de las rocas subyacentes, de la amplitud del relleno y de sus posibilidades de saturación, sin el agua que se pretende conducir. En estos casos, la eficiencia podía estimarse en 70 al 80%.

En conducciones por cauce natural, mayores en longitud a 20 kms. las eficiencias pueden disminuir notablemente. Así en conducciones de más de 100 Kms de embalses para irrigaciones en la Costa Peruana, estos bordean una eficiencia del 30%.

La apreciación correcta de estas eficiencias de conducción determinará, en parte, la eficiencia del Proyecto, de lo contrario la evaluación financiera y económica puede dar resultados equivocados, por información errónea sobre la disponibilidad del agua en la zona de riego.

b. Eficiencia de captación.

La eficiencia de las tomas de agua, en caso sea necesario captar la totalidad del agua, en el curso del agua, dependerá de la eficiencia de captación del agua superficial y del agua que conforma el flujo sub- superficial.

c. Eficiencia de conducción.

En los canales totalmente revestidos, con mampostería de piedra con mortero de cemento o con concreto es de esperarse eficiencias próximas al 95%, hasta 20 Kms. y de 90%, hasta 50 Kms.

En cambio, en canales de tierra (y roca) la eficiencia de conducción presenta una gran variedad dependiendo de las características de estos suelos y condiciones orográficas del alineamiento del canal que influye en la longitud de la línea de filtración, hacia los puntos de evacuación, por tanto estas son mayores en laderas empinadas y con bermas más cortas o menos anchas.

La impermeabilidad de un suelo, dependerá de la cantidad de arcilla en relación con los otros componentes de limo, arena y grava, siendo la impermeabilidad proporcional a la cantidad de arcilla.

Los suelos limosos, con poco o nada de arcilla presentan un gran peligro de tubificación, cuando el canal se ubica en ladera. Una vez iniciado el proceso de tubificación, este se va agrandando, incrementando la pérdida de agua y finalmente puede ocasionar el colapso de la berma exterior o de toda la plataforma del canal. Consecuencias similares pueden tenerse cuando el agua del canal, por filtraciones, lubrica la línea de contacto de los suelos con rocas, produciéndose el colapso.

En los suelos gravo- arenosos, el mayor peligro es la abundancia de pérdida de agua por infiltración.

En los terrenos rocosos, las filtraciones ocurren mayormente por fisuras ocasionadas, por el trabajo con explosivos, al momento de construir la caja del canal. Otros aspectos que influyen son la estratificación y buzamiento cuando estos se orientan hacia la berma exterior, pueden causar líneas de filtración.

La variación de la eficiencia de conducción en canales sin revestimiento, puede ser de un 90% en canales en suelos impermeables (no mayores a 20 Kms), hasta un 20% en suelos muy permeables.

Un aspecto notorio, en canales en tierra, es que cuando conducen, sobre todo en época de lluvias agua con finos, sobre todo cuando estos son arcillosos, el canal con el tiempo se hace menos permeable, pero esto es limitado, y no debe confiarse demasiado en este aspecto como fuente de impermeabilización.

Otro aspecto, de bajas eficiencias de conducción, sobre todo en canales en tierra, es la falta de obras de arte, como vertederos laterales de excedencias y tomas laterales, que ocasionan destrucción de bermas y pérdidas de agua puntuales. También la falta de mantenimiento ocasiona pérdidas de agua.

d. Eficiencia del sistema de distribución

Las mismas consideraciones descritas para el canal principal, son válidas, para los canales del sistema de distribución, variando la importancia en los canales del sistema de distribución, de acuerdo al tiempo de su utilización que le ha determinado el diseño de su funcionamiento.

Normalmente un sistema de distribución lo conforman canales laterales, sub-laterales y terciarias o regaderas y el tiempo de su utilización varía de acuerdo al planeamiento previsto. Así, hay laterales que conducen agua en forma permanente durante todo el período de riego, en otros casos, estos tienen uso alternado. Es decir que conducen agua en tiempos menores. Los sublaterales casi siempre tienen uso alternado y aún más las regaderas.

Cuando su utilización del canal es más frecuente, es más importante su eficiencia de conducción, lo cual debe ser considerado en la evaluación económica, para su revestimiento.

También, es de suma importancia, la eficiencia de los laterales, en la organización del riego, para tener equidad en la dotación de riego entre los usuarios.

Un aspecto que requiere especial atención, para la mejora de eficiencia de conducción en sistemas existentes o en la planificación de nuevos proyectos, es el referente a las compuertas, pues estas son numerosas y las pérdidas de agua, aunque pequeñas por unidad, resultan significativas en la suma de todas las compuertas o reparticiones de agua.

e. Eficiencia de aplicación.

La eficiencia de aplicación (E_a), representa la relación de las pérdidas (P) en el volumen aplicado ($V.A$).

Las pérdidas ocurren por escurrimiento (superficial) y percolación (infiltración por debajo de las raíces). Las pérdidas por percolación es más conocida, como eficiencia de aplicación.

La eficiencia de aplicación ideal ($E=1$), ocurre cuando la lámina de agua aplicada, desciende por infiltración, uniformemente hasta el final de la profundidad de las raíces,

sin faltar y sin sobrepasar. En la práctica, esto es casi imposible en el riego por gravedad, siendo frecuente eficiencias del 30% al 60%. En el riego por aspersión fácilmente se obtiene eficiencias del 70%.

La infiltración del agua en el suelo, depende de la permeabilidad, que es la mayor o menor facilidad que ofrece el suelo para ser atravesado por el agua de arriba abajo una vez saturado.

Los índices de permeabilidad, depende de la textura de los suelos siendo lenta en los arcillosos y rápida en los arenosos. Estas varían de 0.127 a más de 25 cm/hora

Los suelos con permeabilidad, con índice menor a 0.25 cms/hora se considera impermeables y no aptos para la agricultura. Los suelos de textura media, tienen índice de aprox. 4 cm/hora.

La profundidad, hasta donde llegará, la aplicación de una lámina de agua determinada, depende de la cantidad de agua que tenga el suelo en ese momento y del tipo de suelos.

Para el cálculo, es útil el cuadro siguiente, de los niveles de humedad, de acuerdo al tipo de suelos.

NIVELES DE HUMEDAD DE ACUERDO AL TIPO DE SUELOS

PORCENTAJES DE:

SUELO	CAPACIDAD DE RETENCION	PTO. DE MARCHITEZ	AGUA UTIL
Arcilla	35	18	17
Limo	18	9	9
Limo-arenoso	13	6	7
Arenoso	6	2	4

Normalmente un área de riego, no tendrá un nivel de humedad en el punto de marchitez, mucho menos debajo, excepto al momento de la preparación del suelo para iniciar la campaña agrícola.

Un estudio realizado en USA, indica las siguientes pérdidas de aplicación.

TIPOS DE PÉRDIDAS EN EL RIEGO (PORCENTAJES) (U.S.A.)

REFERENCIA	ARENOSO	LIMOSO	ARCILLOSO
Escorrentía	5	10	25
Percolación	35	15	10
Eficiencia de aplicación	60	75	65

6.3. Factores para la eficiencia de aplicación.

Estas son las siguientes:

- a) Aspectos físicos del área de riego
 - Tamaño de parcelas
 - Permeabilidad del terreno
 - Pendiente del terreno
 - Estado de vegetación
- b) Diseño del sistema de riego
 - Riego diurno o de 24 horas
 - Sistema de riego: gravedad, aspersión, goteo
 - Módulo de riego
- c) Habilidad del regador
- d) Organización de los usuarios, para la recepción, oportuna de los turnos de agua

De todos los factores enunciados, donde se puede mejorar la eficiencia, en el riego por gravedad, es en los aspectos siguientes:

- a) El riego solo diurno mediante el uso de reservorios nocturnos.
 - b) Módulos adecuados de riego, de acuerdo a los aspectos físicos del área de riego.
 - c) Habilidad del regador, mediante procesos de capacitación.
 - d) Organización de los usuarios.
-

7. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE DEMANDA DE AGUA Y REQUERIMIENTO DE RIEGO.

7.1 Procedimiento MINAG

El MINAG propone realizar el cálculo siguiendo los siguientes 14 pasos indicados a continuación:

1. Cálculo de la evapotranspiración potencial del cultivo (ETP O ETO) mensual.
2. Determinación de la cédula de cultivo y sus valores Kc mensuales.
3. Área parciales de cultivo y periodos de cultivo.
4. Factor Kc ponderado.
5. Evapotranspiración real del cultivo o uso consultivo (UC).
6. Precipitación efectiva (P.efectiva).
7. Requerimiento de riego, que es la diferencia entre el uso conjuntivo y la precipitación efectiva.
8. Requerimiento volumétrico neto de riego.
9. Eficiencia de riego del proyecto (ef riego) que comprende conducción, distribución y aplicación.
10. Requerimiento de riego volumétrico bruto de agua, que es el requerimiento neto entre la eficiencia de riego.
11. Número de horas de riego expresado en horas/día.
12. Módulo de riego (MR)

$$MR = \frac{\text{Requerimiento volumen neto} \left(\frac{1000}{3600 \times n^{\circ} \text{ días mes} \times n^{\circ} \text{ horas de riego}} \right)}$$
13. Área total de la parcela para irrigar.
14. Caudal disponible a la demanda (l/seg.)

Para cada cultivo debe llenarse un cuadro como el siguiente:

Paso	Variable	Unidad	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	set	oct	nov	dic
1	Eto	mm												
2	Kc ponderado	--												
3	UC	mm												
4	P. efec	mm												
5	Req	mm												
6	Req. Vol	m3/ha												
7	Ef. riego	---												
8	N° de hrs	Horas												
9	MR	lt/seg												
10	Área total	Ha												
11	Q dem	lt/seg												

Alternativa de cálculo

Se incluye las siguientes variables al procedimiento del MINAG:

- Casillero para el riego de preparación del terreno (riego de machaco).
- No incluye horario – Se asume en todo los casos 24 horas/día, para captación.
- Se considera por separado eficiencia de aplicación y conducción, lo que permite un mejor análisis para tomar decisiones de planeamiento hidráulico.

Este procedimiento considera los siguientes pasos:

1. **ETP**
Calculado en cualquiera de las fórmulas empíricas enunciadas, en base a los datos meteorológicos disponibles.
2. **Coefficiente de cultivo (Kc)**
Determinar el periodo vegetativo y la duración de las etapas de desarrollo del cultivo y seleccionar los valores de Kc. (ver cuadro No. 6)
3. **Evapotranspiración Máxima (ETM)**
Calcular ETM para periodo de 30 días, donde
 $ETM = ETP Kc$
4. **Precipitación efectiva**
Que será calculada con cualquiera de los métodos indicados.
5. **Demanda neta, (D.N)**
Que será obtenido restando la precipitación efectiva (P.E), de la ETM.
6. **Demanda bruta, (D.B)**
Que se obtiene dividiendo la demanda neta, entre el valor de la eficiencia de riego a nivel de parcela o de todo el sistema de riego, de acuerdo a requerimiento.
7. Este procedimiento se hace para cada cultivo de la cédula de cultivo propuesta, luego se indica los volúmenes, multiplicando la demanda bruta en mm por 10,000 m², que tiene 1 ha, para así tener los volúmenes mensuales en m³/ha.
8. Cuando la siembra se realiza antes de las lluvias previo a la siembra se hará el riego de machaco o preparación del terreno, con una lámina de agua de aprox. 5 cms. (500 m³/ha), lo que se incluirá en la demanda. En suelos salinos puede ser necesario agua para lavar el suelo, lo cual también se considerará.
9. Determinación de áreas y periodos de cultivo para cada especie - (Cédula de cultivo).
10. Determinación de volúmenes mensuales, indicando los volúmenes mensuales de cultivo por el área adjudicada.
11. Obtenido la suma de volúmenes mensuales, se divide entre 2'529,000 segundos de 30 días/mes y se obtiene los módulos de riego.

En relación al método explicado, es necesario indicar un caso de excepción, cuando el nivel freático esta suficientemente próximo a la superficie del terreno, que las raíces del cultivo alcancen parcialmente, para su aprovechamiento, esto ocurre principalmente con especies de raíces profundas, como la alfalfa, maíz, centeno, avena, habas; frutales, en que las raíces pueden pasar 1.0 m de profundidad.

El nivel freático no abastece la totalidad de la demanda, pero puede llegar a abastecer hasta un 50%, de acuerdo a su cercanía a la superficie, sin que ésta sea muy superficial, pues en ese caso se corre el riesgo de ahogar a los cultivos por falta de oxígeno.

Ejemplo de Cálculo de demanda de agua y requerimiento de riego.

Datos:

- Zona de riego: San Benito, altitud 2600 msnm
- Área de riego: 120 Has.
- Cédula de cultivo:
- Lote a) 50 Has. con alfalfa
- Lote b) 70 Has. con papa y 50 Has. con cebolla
Cultivo de papa: Julio-Noviembre. (5 meses)
Cultivo de cebolla: Enero-Mayo. (5 meses)
- Riego de machaco: Un riego, antes de siembra de papa.
- Nivel freático: No considerado.
- Eficiencia de riego (en parcela) : 70%
- Precipitación efectiva anual: 294 mm (método WPRS, cuadro 18)
- Evotranspiración potencial (ETP): 1198 mm/año
(método de tanque - ver cuadro No. 19)
- Coeficientes de cultivo Kc, por mes.

Para alfalfa: permanente Kc = 1.00
Para papa: 0.4, 0.7, 1.1, 0.9, 0.7
Para cebolla: 0.5, 0.7, 1.0, 1.0, 1.0

Cálculo

Cuadro N° 09 – Demanda de agua

Cuadro N° 10 – Requerimiento de riego

Resultado:

- Demanda por cultivos (m³/ha): Alfalfa: 12,920, papa: 5,790, cebolla: 4,040.
 - Caudal máximo (septiembre) = 70 l/seg.
 - Volumen total: 1,253 MMC.
- Si se asume 50% en eficiencia de toma hasta la parcela el caudal requerido será 140 l/seg. y el volumen de 2.5 MMC.

Nota:

El separar la eficiencia de aplicación (70%) y la eficiencia de conducción (50%) hasta cabecera de parcela permite una evaluación más consistente del manejo de agua, versus la alternativa de solo considerar la eficiencia de riego total que para el ejemplo sería el 35%.

Cuadro N° 09

CALCULO DE DEMANDA DE AGUA POR HECTAREA

Referencia\Mes	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	ANUAL
ETP (mm)	74.0	76.0	95.0	104.0	115.0	112.0	99.0	111.0	116.0	100.0	101.0	95.0	1198
Kc (alfalfa)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
ETM (mm)	74.0	76.0	95.0	104.0	115.0	112.0	99.0	111.0	116.0	100.0	101.0	95.0	1198
P.E. al 75% (mm)	-	-	-	3.0	3.0	31.0	78.0	84.0	61.0	21.0	13.0	-	294
Deficit (mm)	74.0	76.0	95.0	101.0	112.0	81.0	21.0	27.0	55.0	79.0	88.0	95.0	904
Deficit con 0.7 ER mm	106.0	109.0	136.0	144.0	160.0	116.0	30.0	39.0	79.0	113.0	126.0	136.0	1,292
Demanda (m3/ha)	1,060.0	1,090.0	1360.0	1,440.0	1,600.0	1,160.0	300.0	390.0	790.0	1,130.0	1,260.0	1,360.0	12,920
Kc (papa, cebolla)		0.4	0.7	1.1	0.9	0.7		0.5	0.7	1.0	1.0	1.0	
ETM (mm)		30.0	67.0	114.0	103.0	78.0		56.0	81.0	100.0	101.0	95.0	
Deficit (mm)		30.0	67.0	111.0	100.0	47.0		0.0	20.0	79.0	88.0	95.0	
Riego Machaco		50.0	-										
Deficit con 0.7 ER		114.0	96.0	159.0	143.0	67.0		0.0	29.0	113.0	126.0	136.0	
Demanda (m3/ha)		1,140.0	960.0	1,590.0	1,430.0	670.0		0.0	290.0	1,130.0	1,260.0	1360.0	

NOTA:

- 1) $ETM = ETP \times Kc$.
- 2) $DEFICIT = ETM - P.E.$
- 3) $DEFICIT\ CON\ 0.7\ ER = DEFICIT/0.7$

DEMANDAS TOTALES: Alfalfa: 12,920 m³/ha.
Papa: 5.790
Cebolla: 4.040

Cuadro N° 10

REQUERIMIENTO DE RIEGO EN 120 HAS

Referencia \ Mes	J	J	A	S	O	N	D	E	F	M	A	M	ANUAL
Alfalfa (m³/ha)	1060	1090	1360	1440	1600	1160	300	390	790	1130	1260	1360	12.920
Papa-cebolla(m³/ha)	-	1140	960	1590	1430	670	-	0	290	1130	1260	1360	9.830
Alfalfa, 50 has (MMC) (2)	0.053	0.054	0.068	0.072	0.080	0.058	0.015	0.020	0.040	0.056	0.063	0.068	0.646
Papa, 70 has (MMC) (2)	-	0.080	0.067	0.111	0.100	0.047							0.405
Cebolla, 50 has (MMC) (2)								0	0.014	0.057	0.063	0.068	0.202
Total (MMC) (1)	0.053	0.134	0.135	0.183	0.180	0.105	0.015	0.020	0.054	0.113	0.126	0.136	1.253
Caudal (l/s) (3)	20	52	52	70	70	40	6	8	21	44	48	52	-

NOTA:

1) MMC = Millones de metros cúbicos (Hm³)

2) MMC = Área de riego x Demanda (m³/ha)

3) Caudal (m3/seg) = Demanda en m3

2'592.000 Seg. (mes)

IV

Oferta del agua

Contiene:

1. **Agua de ríos.**
 2. **Aguas subalveas.**
 3. **Manantiales.**
 4. **Aguas subterráneas.**
 5. **Embalses.**
 6. **Calidad de agua.**
 7. **Derechos de terceros y efectos ecológicos**
-

Gráficos

1. Esquema hidrogeológico.
2. Tipos de pozos.

1. AGUA DE RÍOS

Las fuentes hídricas aprovechables en proyectos de riego, pueden ser las siguientes:

1. Ríos.
2. Aguas subálveas.
3. Manantiales.
4. Aguas subterráneas.
5. Aguas freáticas.
6. Aguas de cuencas regulables.

Los ríos o riachuelos conforman el escurrimiento visible de una cuenca hidrográfica en un cauce determinado. Es la fuente más común para la utilización en proyectos hidráulicos, sobre todo en riego.

De acuerdo a la disponibilidad de agua, para abastecer de riego a una zona, las cédulas de cultivo pueden adaptarse a tres circunstancias que son:

a) Utilización de caudales de estiaje.

Esta modalidad permite satisfacer toda la demanda de agua y se puede obtener 2 a 3 cosechas al año o cultivar especies perennes.

b) Utilización de caudales de verano.

Cuando los caudales de estiaje son insuficientes, se puede adaptar una sólo campaña al año a los caudales de verano y obtener una cosecha bajo riego en base a los caudales básicos.

c) Utilización de Avenidas.

Cuando un cauce solo presenta escurrimientos esporádicos, mediante la presencia de avenidas, éstas logran aprovecharse, introduciendo caudales grandes a las áreas de cultivo, con el objeto de almacenarlas en el perfil del terreno para así abastecer agua a los cultivos, mediante su ascenso por capilaridad, cuando los intervalos de avenidas son muy espaciados.

También se hace ingresar las avenidas, a las áreas de cultivo para introducir "la lama" o sedimento fino de las avenidas, para fertilizar y mejorar la estructura de los suelos.

Cuando se quiere aprovechar la mayor cantidad de agua que ofrecen las avenidas, es necesario estudiar la posibilidad de diques de amortiguación de avenidas, que son presas en el cauce, pero con salida de capacidad menor a los caudales máximos, así avenidas de caudales grandes y de corta duración se logran frenar y convertirlas en caudales medianos y de mayor duración. Esto permite introducir a las áreas de riego volúmenes mayores.

Esta posibilidad se logra si en el cauce del río existe un vaso adecuado.

Para determinar las cantidades mensuales y anuales de agua que nos oferta un río, se tiene los métodos siguientes:

- a. Hidrometría.
- b. Analogía de cuencas.
- c. Métodos teóricos que relaciona la precipitación pluvial con la escorrentía, asumidas de acuerdo a las características de la cuenca.

a) Hidrometría.

Es la medición diaria o mensual de los caudales de los ríos que se realiza mediante estaciones de aforo que pueden ser hidrométricas o hidrográficas cuando las mediciones son permanentes o gráficas.

El periodo mínimo adecuado para obtener datos realistas del comportamiento hídrico, es de cinco años siendo ideal por supuesto periodos de 20 a 30 años. Con estas informaciones, se podría determinar las ofertas medias mensuales o al 75% de persistencia de acuerdo a la importancia de los cultivos.

Desafortunadamente muy pocos ríos o riachuelos de los Andes han sido medidos regularmente, por tanto no es frecuente en pequeños proyectos contar con datos hidrométricos.

b) Analogía de cuencas.

Este método es adecuado como referencial, cuando la cuenca a utilizarse no tiene registros hidrométricos y se tienen estos datos de cuencas con características similares.

La similitud debe ser en área, altitud, fisiografía, geología y precipitación pluvial.

Estas condiciones de similitud, que no siempre son fáciles de lograr limitan las posibilidades de este método.

c) Métodos teóricos para determinar escurrimientos.

Estos se basan en determinar los coeficientes de escorrentía con las lluvias. Los resultados pueden ser muy dudosos e inseguros por lo que no se aconseja su aplicación para los proyectos de riego.

En conclusión de los tres métodos, el más recomendable es el primero, solicitándose como mínimo en proyectos pequeños el aforo de la fuente hídrica de por lo menos todo el periodo de estiaje de un año.

Un aspecto de suma importancia, es que la oferta de agua de un río, no debe determinarse solamente en base a 1 o 2 aforos esporádicos o lo que es peor todavía recurriendo solamente a fórmulas empíricas, cuyos coeficientes fueron obtenidos bajo diferentes circunstancias.

2. AGUAS SUBALVEAS

Muchos cauces de ríos, se secan en estiaje, sobre todo en zonas áridas o semidesérticas pero mantienen un flujo sub-superficial a través del área permeable del cauce del río, formado por el relleno aluvial, de grava y arena.

A veces, dada la poca disponibilidad de agua, es preciso el aprovechamiento de estos flujos. Esta situación es frecuente sobre todo en Bolivia, donde para su aprovechamiento se construye galerías filtrantes. Estas estructuras pueden resultar poco justificables, por lo que conviene determinar los caudales reales que se pueden captar de un lecho de río.

Para determinar el flujo del agua en el lecho del río, se puede hacer mediante la fórmula de DARCY, para así obtener una aproximación.

La fórmula es: $Q = K I A$

Donde:

Q = Caudal

K = Coeficiente de permeabilidad del material del cauce del río.

I = Pendiente de la tabla de agua en el cauce.

A = Área mojada del cauce.

El problema mayor en la aplicación de esta fórmula radica en conocer el coeficiente K.

Valores estimados según autores alemanes dan los siguientes valores:

REFERENCIA	K (m/seg)
Arena muy fina	0.0001
Arena gruesa del río	0.0025 - 0.0088
Gravilla	0.005 - 0.015

El soviético L. MIJAILOV, indica los valores siguientes; que difieren de los valores anteriores.

REFERENCIA	K (m/seg)
Arena gruesa	0.00017 - 0.0006
Arena con grava	0.0006 - 0.001
Grava	0.001 - 0.002

Ejemplo: Determinar el flujo subterráneo del cauce de un río.

Datos:

Pendiente del cauce 5%

Pendiente de la tabla de agua 5%

Coeficiente de filtración estimado $K = 0.002$ m/seg.

Área mojada del cauce: 80 m^2 (Área permeable)

Aplicación (fórmula de Darcy)

$$Q = K I A$$

$$Q = 0.002 \text{ m/seg.} \times 0.05 \times 80 \text{ m}^2 = 0.008 \text{ m}^3/\text{seg.} = 8 \text{ l/seg.}$$

Para el caso de aguas subálveas, la determinación de la oferta de agua esta relacionada con la capacidad de captación de estas aguas.

En principio debe considerarse dos premisas para tratar de captar el total del agua, que son: colocar la estructura de la galería filtrante en el fondo, del cauce impermeable o construir un dentellón impermeable (arcilla o concreto) en el fondo impermeable del cauce, transversalmente al sentido del flujo y luego construir la galería filtrante encima de este dique.

Solucionado el aspecto anterior, deberá determinarse la sección hidráulica óptima (mínima) de la galería. Esta sección puede ser mayor por efectos prácticos de un diseño que permita su inspección, limpieza y mantenimiento.

3. MANANTIALES

El manantial es el afloramiento natural del agua subterránea a la superficie y esta relacionada principalmente a tres factores:

1. Depresión del terreno que corta un horizonte acuífero.
2. Grietas tectónicas, donde escapan acuíferos confinados.
3. Diques, que elevan el nivel freático y hacen aflorar el agua.

Al igual que las aguas superficiales de ríos, el agua de manantiales esta también relacionado a cuencas hidrográficas de infiltración.

El régimen de caudales de los manantiales es variable de acuerdo a las características de la fuente, pudiendo tener caudales poco variables durante el ciclo hidrológico anual o presentar variaciones notables. Se tiene manantiales con caudales mínimos en estiaje o en época de lluvias, lo cual se relaciona con el tiempo que recorre de la zona de infiltración a la zona de afloramiento, en el primer caso se presume recorridos cortos y en el segundo largos.

La temperatura de los manantes también varía de frías a calientes, asumiéndose en el primer caso recorridos subterráneos superficiales y en el segundo profundos.

La presencia de manantiales y sus caudales está relacionado principalmente con el tipo de rocas siendo las rocas calizas, que son sedimentos marinos los que ofrecen el mayor potencial de manantiales.

Este tipo de manantiales es frecuente en la zona de la Sierra Central del Perú, con caudales de varios m³/seg, ocurre en los manantes de Huagapo en Tarma, Ingenio en Huancayo, etc. Se indica que en Francia, se tiene un manante de hasta $Q = 150 \text{ m}^3/\text{seg}$, en la fuente Vaucluse.

4. AGUAS SUBTERRÁNEAS

4.1. Clasificación.

De acuerdo a las condiciones del yacimiento, las aguas subterráneas pueden clasificarse en:

- a) Aguas en rocas porosas (aguas intersticiales)
- b) Aguas en rocas fisuradas (aguas de fisura)
- c) Aguas carsticas

Las primeras se encuentran en rocas acuíferas, es decir que contienen agua gravitacional, contienen agua libre y son capaces de dejarla pasar a través de todo su espesor y de entregarla con relativa facilidad bajo la acción de la fuerza de gravedad.

Las rocas acuíferas comprenden los guijarros, grava, arena, areniscas, conglomerados débilmente cementados. A las aguas comprendidas en este tipo de rocas se las denomina normalmente como acuíferos y son las que presentan potencialidad de explotación en el riego.

Las segundas, o aguas en rocas fisuradas, se ubican en el fisuramiento de rocas hidrofugas que son impermeables o muy poco permeables.

Las rocas hidrófugas son las arcillas puras, las arcillas arenosas pesadas, la turba compacta bien descompuesta, los esquistos arcillosos, la sal gema, el yeso, rocas intrusivas, rocas metamórficas compactas.

Las aguas carsticas, son aguas que discurren libremente en cavernas de formación carstica, subterráneamente - se presenta en rocas sedimentarias marinas (calizas). Su afloramiento ocurre como manantiales.

4.2. Acuíferos.

Los acuíferos mas importantes para su explotación en riego ocurren en las formaciones de origen fluvial o fluvio-glaciario, donde se forman estratos de potencia considerable de material gravo-arenoso, donde los poros están saturados de agua (5 a 15% del volumen) y estas aguas presentan gran transmisibilidad, es decir no son retenidas con fuerza por el suelo, como ocurre en los suelos limo-arcillosos.

Normalmente estos acuíferos están retenidos entre mantos impermeables y son factibles de explotación.

Los acuíferos clásicos lo conforman los conos de deyección de los ríos o abanicos fluviales, estratos de relleno grueso en antiguos lagos o mantos fluvio-glaciares.

El cálculo de volumen de agua almacenada en un acuífero se realiza determinando el volumen de la roca almacenadora y la porosidad promedio de esta, denominada coeficiente de almacenamiento, que puede variar de 5 a 15% aproximadamente.

Los acuíferos pueden ser confinados y libres, siendo los primeros confinados geológicamente, es decir rocas saturadas de agua sin ingreso y sin salida. Los segundos se encuentran en contacto con fuentes de infiltración y evacúan subterráneamente o superficialmente una vez saturadas.

Para determinar el volumen del acuífero y el nivel del agua en el acuífero, así como su transmisibilidad se debe realizar perforaciones y pruebas de bombeo.

Como método auxiliar se usan métodos geofísicos siendo el más usado por su simplicidad, el método de la resistividad eléctrica, que empezó a utilizarse a partir de 1921.

El método está basado en que las distintas rocas, terrenos y minerales, tienen diferente resistencia a la conducción eléctrica y por eso es deducible el tipo de roca. Además las resistividades de las distintas capas del subsuelo no solo dependen de su constitución petrográfica, sino también del agua que posean y de las sustancias en disolución, por lo que se puede apreciar una diferencia eléctrica entre una capa seca y otra embebida de agua y diferenciarse si el agua es dulce o salina, ya que la resistividad disminuye a medida que aumentan las sales en disolución.

Determinado el volumen de roca saturada, y el porcentaje de porosidad o coeficiente de almacenamiento, se sabrá el volumen de agua de posible utilización.

Estas aguas, si son acuíferas confinadas, podrá calcularse el tiempo de su agotamiento, considerando el caudal anual o volumen anual de su extracción.

Un ejemplo de este caso son unos acuíferos en el valle de Bogotá (Colombia) en que se indica se tiene un acuífero que almacena 50,000 MMC y serviría para abastecer de agua potable a una población de 5 millones durante 140 años. En acuíferos libres, el volumen o caudal utilizable anualmente dependerá de los ingresos por infiltración, de las cuencas que la alimentan y las pérdidas que tenga por diferentes causas.

La alimentación del acuífero puede ser, entre otros por los motivos siguientes:

- Infiltración de ríos, irrigaciones, etc.
- Infiltración de lluvias
- Infiltraciones subterráneas

Las pérdidas pueden ser:

- Evapotranspiración
- Percolaciones subterráneas
- Afloramientos mediante manantiales
- Extracción mediante bombeo

Del balance hídrico entre ingresos y salidas se podrá determinar el agua disponible para su utilización en estiaje mediante su extracción del agua subterránea en el área de riego.

En este caso se trata de hacer un espacio en la saturación del acuífero, para favorecer el ingreso del agua en época de lluvias, en lugar de que se pierda por escurrimiento superficial, al estar el acuífero saturado.

La disponibilidad de agua en el caso de los acuíferos esta relacionado con la capacidad de su extracción, además de las ofertas antes indicadas.

La extracción en general se hace mediante pozos ordinarios o artesanales, con diámetro de un metro o más, normalmente protegidos con revestimientos de concreto, ladrillo o madera y pozos perforados con máquinas y entubados, para extraer el agua con tubos de 6 a 20 pulgadas de diámetro.

En el primer caso, pueden ser pozos de hasta 20 metros de profundidad y extraerse el agua con diferentes tipos de bombas de agua o norias.

En el segundo caso, se llegan normalmente a 100 ó 200 metros de profundidad y el bombeo se realiza mediante bombas centrífugas de eje vertical.

Los pozos pueden ser completos o incompletos de acuerdo al hecho de que alcanzan el fondo impermeable o no.

Cuando se quiere incrementar la capacidad de oferta de agua de un pozo ordinario, es recomendable construir galerías en el fondo, dispuestas transversalmente a la corriente y mejor si están ubicadas sobre el estrato impermeable, lo que ocurre en los pozos completos.

La estimación del rendimiento de un pozo se puede hacer mediante pruebas, una vez construido el pozo. Este es el método mas común, pues se trata de lograr un equilibrio entre diferentes caudales y horarios con la recarga.

4.3. Aguas subterráneas de líneas de filtración en rocas fisuradas.

La explotación de este tipo de aguas, es poco utilizado en los andes sudamericanos, siendo utilizado en países árabes y consiste en aperturar socavones o túneles pequeños al interior de los cerros para poder captar algunas líneas de filtración subterráneas.

5. EMBALSES

Normalmente la escorrentía del agua de los ríos o las otras fuentes hídricas son deficitarias para satisfacer la demanda de agua de riego de las áreas de cultivo y las mayores posibilidades de solucionar este déficit, es mediante la construcción de represas que regulan estacionalmente las aguas, es decir almacenar las aguas de verano (época de lluvias) para satisfacer la demanda de Invierno-Primavera (época de estiaje).

En la época de lluvias (diciembre-abril), normalmente cae el 70 a 80% de la precipitación pluvial ocasionando la mayor escorrentía de los ríos y este se pierde, pues su aprovechamiento en riego es baja, debido justamente a que los cultivos tiene el aporte de las lluvias, por tanto si se logra embalsar estas aguas, resulta una buena solución.

La posibilidad del embalse, depende de la presencia de un vaso adecuado que pueda cumplir en condiciones de factibilidad técnica y económica el almacenar estas aguas. El volumen de embalse esta en función del volumen de escurrimiento de la cuenca, de las posibilidades técnico-económicas de regular, total o parcialmente este volumen y del manejo en relación al riego.

En relación a la potencialidad de los vasos y las cuencas, estas pueden dividirse de acuerdo a la altitud del embalse, en embalses de 3800 msnm para arriba y debajo de esta cota, con las características siguientes:

a) Embalses en paisajes de origen glaciar.

Son embalses por encima de los 3.800 msnm a 4000 msnm, donde se tuvo presencia de glaciares, que esculpió un paisaje de valles glaciares, con abundancia de suelos morrénicos y lagunas que quedaron como última muestra de la retracción de los glaciares.

La presencia de lagunas o valles glaciares en U con material morrénico, hacen condiciones normalmente ideales para la construcción de embalses, pues estas lagunas o valles presentan vasos normalmente impermeables y estables, además de tener boquillas estrechas, que hacen que las obras de represamiento resulten de costos razonables.

Por otro lado, las cuencas con abundancia de rocas, fuertes pendientes y suelos cubiertos de pastos naturales, determinan dos condiciones muy adecuadas, que son:

- Coeficientes de escurrimientos elevados, normalmente variando anualmente entre 0,3 a 0,8.
- Baja erosión de la cuenca y por tanto, sedimentación nula o poco significativa en el vaso.

Finalmente, se tiene otra ventaja, en el hecho de que a estas alturas las precipitaciones pluviales son mayores que en zonas mas bajas, siendo la precipitación anual entre 0.6 a 1.2 m, lo que representa mayor escurrimiento por área de cuenca, que se ubica de acuerdo a las condiciones entre 180,000 a 960,000 m³/km². Una excepción a las bondades indicadas ocurre cuando el vaso y/o la cuenca esta conformado por rocas calizas, por el carstismo, en que el agua perfora la roca y esta se pierde.

b) Embalses en paisajes de escorrentía aluvial.

Normalmente debajo de 3800 msnm, al ocurrir la retracción de los glaciares en épocas pasadas, ocurrió grandes escorrentías de agua, que produjo la formación de grandes quebradas y transporte de rocas que conformaron con el tiempo, bolonería de piedras y el material fino fue transportado a los conos de deyección en los valles.

Este hecho determinó que los valles tengan forma de V, con taludes inestables, y fondo del cauce con fuertes pendientes. Estas características no son adecuadas para formar vasos de regulación. Por otro lado está el problema que la escorrentía concentrada en ríos que transportan en época de lluvias sedimentos, que pueden rellenar el embalse en poco tiempo anulando su funcionalidad.

Sin embargo, siempre puede haber excepciones, las cuales deberán estudiarse con bastante cuidado.

Cuando las cuencas hidrográficas son pequeñas y no satisfacen las necesidades de embalse, es frecuente trasvasar agua de otras cuencas adyacentes a la del vaso de regulación, mediante canales colectores que desaguan al vaso.

Se tiene casos en que un vaso adecuado se ubica fuera del cauce del río que alimentaría el embalse, en este caso deberá trasvasarse el río al vaso para almacenar las aguas.

En los dos casos indicados, los canales serán diseñados para escurrimientos de época de lluvia, es decir para captar grandes caudales.

Un embalse no necesariamente tiene que almacenar todo el volumen requerido en el proyecto de riego, pues parte de su requerimiento, sobre todo en los meses de octubre-noviembre, se satisface con el escurrimiento de la cuenca del embalse, que todavía no tiene que almacenarse. De esta situación puede diferenciarse un volumen dinámico (el total que se utiliza en riego y el volumen estático, que representa el volumen que corresponde a la altura de la presa diseñada, es decir el volumen que se guarda.

También se tiene el caso de proyectos de riego en que el embalse es un complemento a la utilización de cuencas no reguladas, es decir el proyecto se abastece de agua de una cuenca regulada y de otra cuenca no regulada.

En zonas de escasez de agua y que las precipitaciones pluviales tienen alta variabilidad entre años, como 3 a 1, a veces se llega hasta 5 a 1 y que por tanto la escorrentía puede tener igual o más variabilidad, es aconsejable construir embalses plurianuales de 3 a 4 años, es decir que el embalse tenga la capacidad de almacenar una precipitación pluvial del 25% de Persistencia (1 de 4 años), para satisfacer la demanda de ese año y de los otros tres años en que la escorrentía resulte baja. Esto dependerá también del costo de las obras de regulación.

En proyectos de riego con embalses, puede darse el caso que el canal principal nazca en la toma del embalse o que el agua se conduzca inicialmente por cauces naturales, para luego ser captada por una bocatoma, después de recorridos de distancias que pueden ser cortas o muy largas.

En este segundo caso, deberá considerarse en la oferta del agua del embalse, las pérdidas de conducción por el cauce natural, que variarán de acuerdo a las condiciones hidrogeológicas del cauce, distancia entre represa y toma y hasta de sustracciones de agua ilegales. Estas pérdidas normalmente pueden representar pérdidas del 20 al 80% del volumen almacenado, por tanto es necesario considerar volúmenes de regulación mayores a la demanda para cubrir estas pérdidas.

Otras pérdidas que deberán considerarse es la evaporación del espejo de agua del vaso, durante el periodo de estiaje, ya que en el periodo de lluvias esta se cubre o se incluye en el escurrimiento.

La evaporación normalmente alcanza valores medios de 4 a 5 mm/día, es decir 12 a 15 cms/mes.

Para todo el periodo de estiaje puede significar 70 a 90 cms. en 6 meses.

En relación a las pérdidas por evaporación, debe considerarse las características de la cuenca del vaso, pues se tiene cuencas recurrentes, en que aun en estiaje ingresa agua subterránea al vaso, lo que compensa gran parte de las pérdidas de evaporación. En cambio hay cuencas en que esto no ocurre y el vaso disminuye en relación a la evaporación, que son las cuencas discurrentes.

Puede haber también pérdidas notables por el vaso o por la presa. En estos casos, el embalse resulta bastante peligroso y deberá evitarse en lo posible estas pérdidas, pues podrían ocasionar el colapso del embalse.

Cuando en una cuenca, se tiene presencia de glaciares, esto resulta sumamente adecuado, pues se comporta almacenando agua, al igual que un embalse de regulación, de la época de lluvias hasta la primavera próxima, en que al subir la temperaturas derrite los glaciares.

Este hecho determina en cuencas reguladas con glaciares una mayor diferencia entre volumen dinámico y volumen estático, lo que a su vez determina una menor altura de presa, respecto a otra que no tendría glaciares.

Si no se regula una cuenca con glaciares está ofrecerá siempre más aguas respecto a otra similar que no tuviera glaciares, en los meses de primavera que se necesita agua. Esto ocurre por ejemplo en Mendoza, Argentina, en que el sistema de regulación lo conforma el trinomio GLACIAR, EMBLASE Y AGUA SUBTERRANEA.

6. CALIDAD DE AGUA

6.1 Características

Tan importante como conocer la oferta de agua cuantitativamente, es conocer cualitativamente. No tiene sentido tener buena cantidad cuando la calidad no es adecuada.

La calidad puede estar determinada en primera instancia por los sólidos en suspensión, es decir arena fina, limo y arcilla. Estos elementos al ingresar a la chacra tienen efecto sobre la textura del terreno y normalmente su efecto es positivo.

La calidad química del agua es la que causa mas cuidado o preocupación en un proyecto de riego referido a la composición y concentración de elementos en solución y en este sentido interesa conocer tres factores que son:

- a) La concentración total de sales solubles.
- b) La concentración relativa de Sodio
- c) La concentración de Boro u otros elementos tóxicos, sobre todo en el caso de ingreso de relaves mineros a la fuente de agua.

Concentración total de sales.

La concentración total de sales solubles en el agua de riego se expresa en términos de conductividad eléctrica (C.E.) y medidas como micro mhos/cm (m mhos/cm). Cuando las aguas de riego tienen 250 mmhos o menos son adecuadas, caso contrario será necesario lavar los suelos o cultivar especies resistentes.

Concentración relativa de Sodio.

El Sodio en el suelo tiene un efecto dispersante debido a su alta capacidad de hidratación, causando un sellamiento del suelo a la infiltración del agua, lo que afecta el intercambio gaseoso del suelo, lo que afecta los cultivos y rendimientos.

El indicador de la concentración relativa de sodio, se indica como RAS., que es la relación de absorción de sodio

La acción de las sales disueltas sobre las plantas, sobre todo del cloruro sódico, tiene su efecto por la presión osmótica de la disolución, siendo mayor esta proporcionalmente a la cantidad de sales y cuanto mayor es la presión osmótica, ingresa menos agua a las plantas por osmosis a través de los pelos radicales. Esta resistencia del agua a penetrar es vencida por la fuerza de succión de las raíces que varia de 5 a 35 atmósferas en las plantas cultivadas, pero a medida que crece la salinidad del suelo disminuye el agua absorbida y la planta se marchita, es decir que las sales hacen que la planta no pueda absorber el agua y esta queda en el suelo como agua inerte.

Las plantas pueden clasificarse, de acuerdo a la resistencia de las sales, expresadas en gramos por litro de cloruro de sodio, de acuerdo a la escala siguiente:

CULTIVO	RESISTENCIA HASTA (gr/lt de Cl Na)
Palma datilera	
Tamarindo	
Remolacha	
Algodón	
Nabo	5
Granado	
Higuera, vid, olivo	
Col, alcachofa, patata	
tomate, zanahoria, pimiento	
cebolla, cebada, maíz	3
FRESA, GUISANTES	MUY SENSIBLES

Las concentraciones indicadas se refieren al agua de riego o al agua disponible para planta en la parcela, que no necesariamente coincide con las concentraciones de sales de agua que se va a captar para el riego, pues estas pueden tener un efecto de acumulación de sales sobre el suelo y así el agua disponible para la planta, tener mucho más sales que el agua captada para el riego.

Así, un terreno que se riegue con 10,000 m³/ha, año, con aguas que contengan 2 gr. de Cloruro de Sodio por litro, acumulará en el terreno 20 toneladas de sal por hectárea/año, y si el terreno no drena estas sales por lluvias o percolación del riego, etc., el terreno en poco tiempo quedará salinizado.

El pH del suelo es también un indicador del sodio, cuando este se encuentra de 7.5 a 8, indica la presencia de Carbonato de Calcio y cuando se tiene de 8 a 8.5 indica presencia de cloruros y sulfatos de sodio. Una enmienda para los suelos sódicos es la aplicación de yeso al suelo.

Concentración de Boro.

El boro es un elemento esencial para las plantas, resultando tóxico cuando excede su nivel óptimo, que se considera entre 0.03 a 0.04 ppm para la mayoría de los cultivos. La tolerancia de los cultivos es variada, siendo la remolacha resistente. Una concentración de Boro de 0.5 miligramos por litro es perjudicial, quedando el agua inservible con 2 miligramos por litro.

6.2 Clasificación del agua de riego según su calidad.

a) De acuerdo a conductividad eléctrica (CE).

Clase C1: (0-250 micromhos/cm)

Agua de buena calidad, puede utilizarse para el riego de la mayoría de los cultivos y en cualquier tipo de suelo, se tiene poca probabilidad de que se desarrolle salinidad.

Clase C2: (250-750 micromhos/cm)

Agua de salinidad media, puede utilizarse siempre y cuando haya un cierto grado de lavado, las plantas moderadamente toletantes a las sales, pueden producir adecuadamente en casi todos los casos y sin prácticas de control de salinidad.

Clase C3: (750-2,250 micromhos/cm)

Agua altamente salina, puede utilizarse en el riego de cultivos tolerantes a las sales y en suelos con adecuado drenaje y en muchos casos se complementa con el empleo de prácticas de contro de la salinidad.

Clase C4: (2,250-5,000 micromhos/cm)

Agua muy altamente salina, puede utilizarse para el riego bajo condiciones especiales: suelos permeables y de drenaje adecuado, aplicándose agua en exceso para mantener un equilibrio de sales en el perfil del suelo.

Los cultivos a usarse con este tipo de agua son los altamente tolerantes a las sales.

b) De acuerdo al sodio (RAS)

Clase S1: (RAS de 0-10)

Agua baja en sodio, puede utilizarse para el riego de la mayoría de los cultivos y en la mayoría de los suelos, con poca probabilidad de alcanzar niveles peligrosos de sodio intercambiable.

Clase S2: (RAS de 10-18)

Agua media en Sodio, puede utilizarse en suelos de textura gruesa o en suelos orgánicos de buena permeabilidad.

En suelos de textura fina, el sodio representa un peligro considerable, mas aun, si dichos suelos poseen una alta capacidad de intercambio de cationes, especialmente bajo condiciones de lavado deficiente, salvo que el suelo contenga yeso.

Clase S3: (RAS de 18 a 26)

Agua alta en sodio, puede producir niveles tóxicos en la mayoría de los suelos, por lo que estos requerirán prácticas especiales de manejo, buen drenaje y fácil lavado, adiciones de materia orgánica y yeso.

Clase S4: (RAS de > 26)

Agua muy alta en Sodio, inadecuada para el riego, salvo que su CE sea baja a media y cuando la disolución del Calcio del suelo y/o la aplicación de yeso u otros mejoradores químicos no hagan antieconómico su utilización.

Las mejores aguas para riego son C1S1, C1S2 y C2S1 y C2S2.

7. DERECHOS DE TERCEROS Y EFECTOS ECOLÓGICOS

La oferta física del agua, en un lugar determinado, no es suficiente para indicar, que es la oferta para un proyecto de riego, siendo indispensable previamente la determinación de los derechos de agua de otras personas o instituciones, denominado comúnmente derechos de terceros, que pueden ser legales, de facto o costumbre.

El no considerar estos derechos, puede traer graves problemas en el futuro desenvolvimiento del proyecto, por lo que es importante su análisis y respeto a estos derechos.

En el caso de las aguas superficiales, deberán analizarse los casos de agua actuales y futuras, tanto aguas arriba como aguas abajo del punto de captación y determinar si los aforos del río han considerado estas captaciones o no y si aguas abajo va a afectar los derechos indicados.

En estos casos debe analizarse también efectos ecológicos al cambiar el régimen de aguas del río en cantidad y calidad, en relación al transporte de sedimentos.

En algunos países como España, se reglamenta el curso de los ríos, indicándose que como máximo debería captarse 4/5 partes del Caudal, para que 1/5 del Caudal siga discurriendo por el río, para evitar cambios ecológicos.

En el caso de la construcción de embalses, igualmente deberá estudiarse los efectos, sobre el régimen de aguas abajo de la cuenca de regulación en derechos de agua y efectos ecológicos. En estos casos es importante también obtener el derecho de uso del vaso para el embalse.

En el caso de utilización de aguas subterráneas, esta deberá enmarcarse bajo reglamentos de distanciamiento y profundidad de extracción de estas aguas en el valle en explotación.

El distanciamiento mínimo entre pozos deberá ser:

$$d = 3h$$

Donde:

d = Distanciamiento

h = Profundidad del pozo

En ningún caso se ubicarán a menos de 100 mts.

Gráfico IV-1: Esquema de un Sistema de Riego

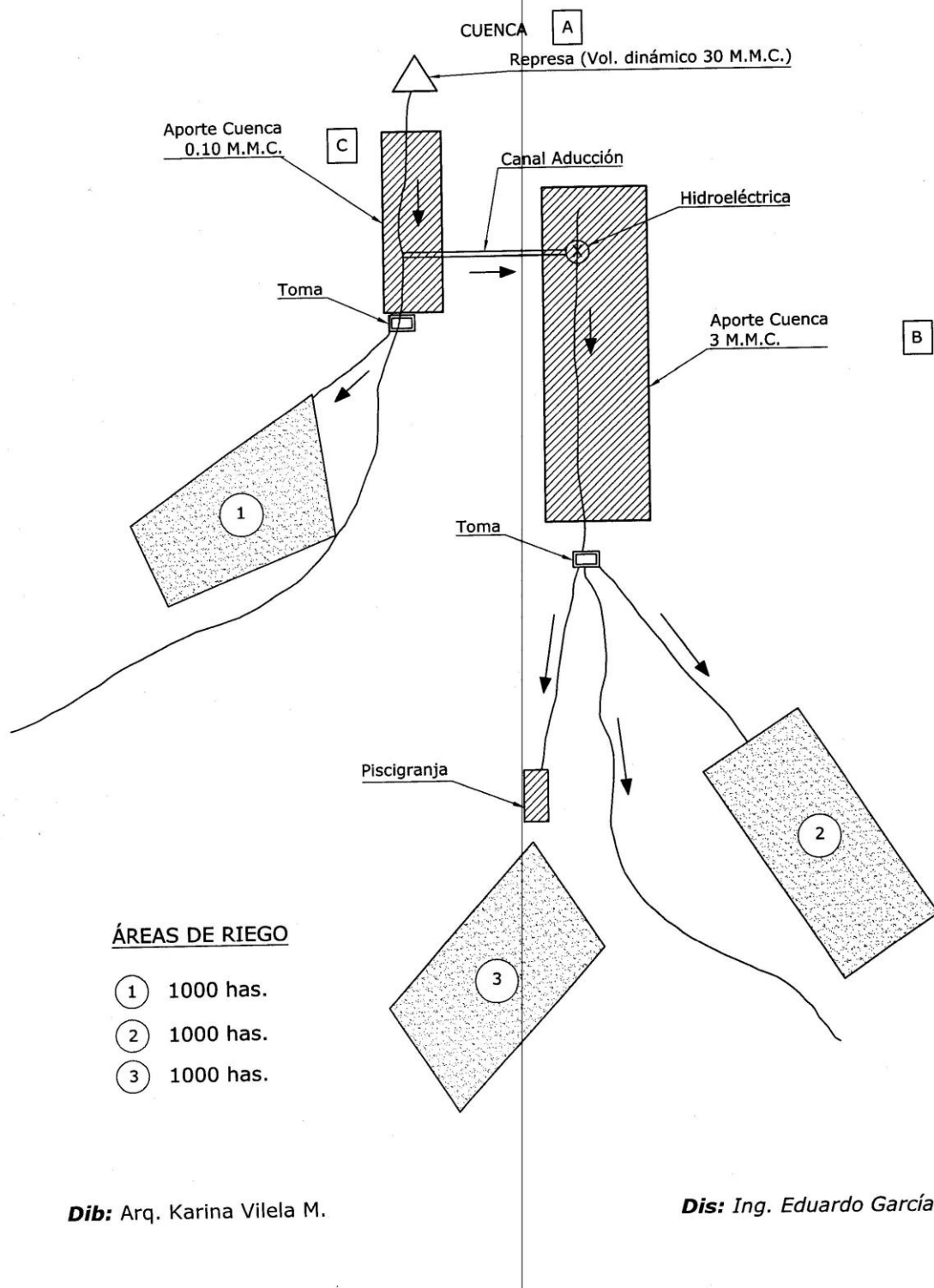
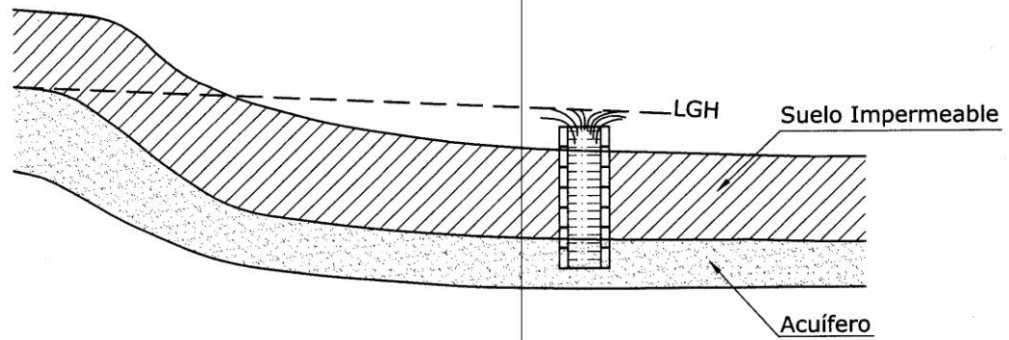
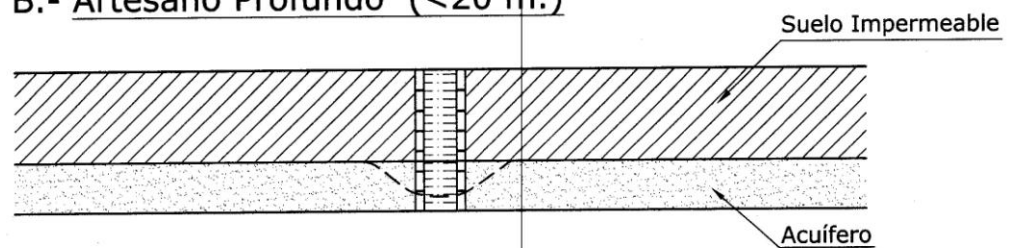


Gráfico IV-2: Tipos de Pozos

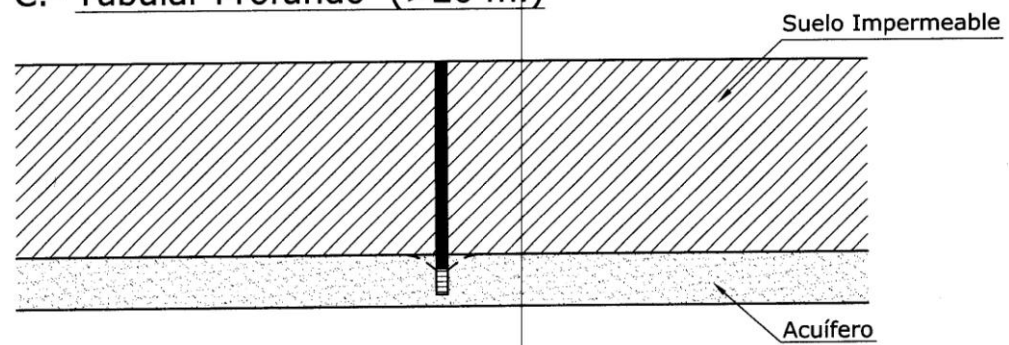
A.- Artesano con Afloramiento



B.- Artesano Profundo (<20 m.)



C.- Tubular Profundo (>20 m.)



Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

V

Diseño de presas

Contiene:

1. **Características de los embalses.**
2. **Información básica.**
3. **Presas de tierra.**
4. **Presas de enrocamiento.**
5. **Presas de gravedad.**
6. **Presas de arco.**
7. **Presas de contrafuertes.**

Cuadros:

1. Clasificación unificado de suelos.
2. Taludes recomendables para presas de tierra.

Gráficos:

1. Presas de tierra homogéneas.
 2. Presas de tierra compuestas.
 3. Presas de gravedad y enrocamiento.
 4. Presas de arco.
 5. Presas de contrafuerte.
-

1. CARACTERÍSTICAS

Introducción

La regulación de cuencas se realiza con dos objetivos que son:

1. Regulación
2. Almacenamiento.

El primer caso se realiza principalmente para evitar inundaciones y el segundo para riego y otros usos y consiste en almacenar agua en época de lluvias para usarla en tiempo de sequía.

Proyectar un embalse (de regulación o almacenamiento) requiere conocimientos de hidrología, geología e ingeniería. Las recomendaciones que se dan a continuación, son referidas a presas pequeñas, con altura máxima total de 15 metros, con coeficientes de seguridad elevados, teniendo en cuenta que la falla de una represa, pueda causar un desastre.

Los tipos de presas que se pueden elegir son las siguientes:

- De tierra (homogénea, compuesta y de diafragma).
- De enrocamiento.
- De gravedad.
- De arco.
- De contrafuertes.

La elección del tipo de presas, dependerá básicamente de las consideraciones siguientes:

- Topografía y geología de la boquilla.
- Ubicación del vertedero.
- Presencia de materiales de construcción de la zona.
- Acceso a la zona de construcción.
- Costo.
- Seguridad.

A continuación se analiza cada uno de los factores, de acuerdo al tipo de presa:

Presa de tierra

Se utiliza en cimentaciones de roca o tierra, cuando la topografía de boquilla permite construir el vertedero, fuera del cuerpo de la presa. Cuando se tiene los materiales adecuados para su construcción (tierra, rocas) próximo y se tiene el acceso vial para el ingreso de maquinaria pesada (tractor, cargador frontal. Volquetes, etc.).

Presa de enrocamiento

Se utiliza cuando se tiene cimentación en roca, con boquilla estrecha y cuando la alternativa de presas de tierra no es adecuada por falta de tierra, para el terraplén o cuando no es posible el ingreso de equipo pesado para la construcción de una presa de tierra.

Es necesaria la presencia de material de construcción en este caso rocas, en las proximidades.

No se recomienda cuando la altura de la presa es mayor a 5 metros.

Presas de gravedad

Se recomienda su uso solo cuando la cimentación es de roca y las condiciones para presas de tierra no resultan adecuadas, sobre todo por falta de tierra para el terraplén o por falta de espacio para el vertedero.

Presas de arco

Se recomienda en boquillas tipo cañón y de roca.

Su uso debe considerarse como alternativa económica a una presa de gravedad.

Presa de contrafuertes

Se recomienda en boquillas abiertas y de roca, su uso debe considerarse como alternativa económica a una presa de gravedad.

2. INFORMACIÓN BÁSICA

a) Topografía

- Plano de la cuenca hidrográfica (Esc: 1:20,000 a 1: 50,000) – Curvas de nivel 25 m.
- Plano del vaso de regulación (Esc: 1: 1,000 a 1: 5,000) – Curvas de nivel 1 m.
- Plano de la boquilla para la presa (Esc: 1: 200 a 1: 500) – Curvas de nivel 0.5 m.
- Curva de la relación altura/volumen en el vaso.

b) Hidrología

- Volúmenes mensuales y anuales de esorrentía.
- Evaporación en el vaso.
- Caudales máximos probabilísticas.
- Altura de ondas en el espejo del embalse.
- Simulación del manejo del embalse, de acuerdo a la demanda de agua del proyecto, determinado altura de presa, volumen dinámico y estático (ver ejemplo).
- Transporte de sedimentos.

c) Geología

- Geología general de la cuenca y del vaso.
- Geología detallada del vaso, para determinar fallas, deslizamientos, tragaderos, filtraciones, sedimentación, etc.
- Geotecnia de la boquilla.
- Geotecnia de bancos de préstamo y agregados.

d) Logística

- Condiciones de acceso para la construcción, operación y mantenimiento de la presa.
- Condiciones para la permanencia del personal y equipo en la construcción y O + M del proyecto.
- Condiciones para O + M.

e) Seguridad / legalidad / ecología

- Determinar en caso de falla de la presa, poblaciones y bienes afectados.
- Aspectos legales, sobre áreas de inundación.
- Aspectos ecológicos sobre el efecto del embalse.

2.1. Hidrología.

En hidrología deberá considerarse básicamente los aspectos siguientes:

a) Determinación del volumen de escurrimiento anual.

Este escurrimiento se determinará en forma mensual con las relaciones siguientes:

$$V_m = C I A$$

Donde:

VM = Volumen mensual
C = Coeficiente de escurrimiento
I = Precipitación pluvial del mes
A = Área de cuenca

Es importante anotar, que el escurrimiento total anual, obtenido como suma del escurrimiento de los 12 meses de año, se denomina para efectos del balance hídrico, como volumen dinámico.

Parte o total de estos escurrimientos, pueden ser utilizados en satisfacer el requerimiento de riego sin necesidad de embalsar. Parte será necesario embalsar, sobre todo el escurrimiento de los meses de Enero-Marzo, al cual se denomina volumen estático, que se obtiene del Balance hídrico que se realiza comparando la oferta y el requerimiento de riego.

La precipitación pluvial, para aplicar la fórmula de $V = CIA$, en cuencas pequeñas bastará el promedio del mes para toda el área de la cuenca. En cuencas mayores será necesario tener promedios de precipitación por franjas de cuenca por altitudes.

La mejor forma de obtener la escorrentía real de una cuenca será con aforos mensuales, que indiquen los caudales medios y los caudales de avenidas mediante estaciones hidrográficas.

Para la utilización de los coeficientes de escurrimiento (C) se puede considerar los valores siguientes anuales:

- Para cuencas pequeñas (hasta 5 Km²) en la sierra, a alturas mayores a 3500 msnm y con terreno rocoso con mucha pendiente.
C = 0.60 a 0.70
- Para cuencas mayores a esta altura, generalmente ya incluyen áreas de pampas y pantanos.
C = 0.50
- Para cuencas de altiplano, según el porcentaje de terreno de Sierra.
C = 0.30 a 0.50
- Para la lluvia que cae directamente en el embalse previsto.
C = 1.00

b) Evaporación en el vaso del embalse.

En la Sierra la evaporación anual llega a 1,500 mm, con variación según la estación de 3 a 5 mm/día, pudiendo usarse un valor medio de 4 mm/día o una disminución en el vaso de 12 cms/mes en estiaje. Esta disminución a veces no se produce o se produce parcialmente debido a cuencas recurrentes, que aun en estiaje aportan agua que compensa total o parcialmente las pérdidas por evaporación.

c) Avenidas máximas para dimensionar el vertedero.

Para cuencas pequeñas (hasta 5 Km²), se recomienda un valor máximo de:

$$Q = 5\text{m}^3/\text{seg}/\text{km}^2.$$

En caso de canales colectores, además se debería considerar la capacidad máxima de estos canales, para sumar a la relación anterior.

En cuencas mayores deberá hacerse modelos de simulación hidrológicos, considerando el tiempo de concentración con precipitaciones máximas, pudiendo considerarse como posibles 30 mm/hora.

En cualquier caso deberá considerarse para el diseño del vertedero, el efecto amortiguador del vaso del embalse, sobre la avenida de la cuenca, por lo que resulta que, el caudal del vertedero sea menor que el aporte del caudal máximo de la cuenca. Esto se hará mediante métodos de simulación.

d) Altura de ondas.

Esta depende del fetch del vaso o longitud del espejo de agua máxima y de la velocidad del viento.

Para una longitud de 1.6 Kms. y vientos de 120 Km/hora, la altura de ondas puede llegar a 0.9 m.

Por estas consideraciones se recomienda en pequeñas presas de tierra, un resguardo de 1.0m, encima del pelo de agua en un vertedor de excedencias funcionando en su máxima capacidad.

e) Sedimentos.

El acarreo de sedimentos o arrastres puede llenar en corto tiempo el embalse. Siempre donde existe este peligro debe abstenerse de construir un embalse, lo cual ocurre en:

- Valles de ríos o riachuelos, debajo de 4000 m.s.n.m. con rastros fuertes de erosión en las cuencas y el propio cauce.
- En todos los valles de ríos y riachuelos debajo de alturas de 3000 m.s.n.m.

Este peligro no existe, en lagunas existentes y en vasos naturales aptos para la construcción de un embalse, en zonas a más de 4000msnm.

El peligro de sedimentación puede existir en lagunas de poca profundidad con vegetación de totora en toda el área mojada.

Para estimar el volumen de sedimentos será necesario determinar el volumen de escorrentía en los meses de lluvia y el contenido de sedimentos en las avenidas a base de muestras tomadas del río en tiempo de avenidas.

Ejemplo de simulación del manejo del embalse, para determinar el volumen de embalse estático y la altura de presa

Datos

- Demanda y oferta indicados en cuadro.
- Área de riego: 2,000 has. de pastos cultivados.
- Zona de riego a 3,900 m.s.n.m.

Mes	Demanda (1)		Oferta (2)		Diferencia ingresos y salidas MMC (3)	Volumen acumulado MMC (4)
	m3/seg. (*)	MMC (*)	m3/seg.	MMC		
Enero	0.2	0.49	2.69	7.20	6.71	8.83
Febrero	0.5	1.24	3.66	8.80	7.56	16.39
Marzo	1.2	3.08	3.01	8.10	5.02	21.41
Abril	1.3	3.35	1.31	3.40	0.05	21.46
Mayo	1.3	3.38	0.78	2.10	-1.28	20.25
Junio	1.3	3.31	0.58	1.50	-1.81	18.44
Julio	1.3	3.46	0.47	1.20	-2.26	16.18
Agosto	1.7	4.33	0.40	1.10	-3.23	12.95
Septiembre	1.8	4.76	0.42	1.10	-3.66	9.29
Octubre	2.0	5.26	0.56	1.50	-3.76	5.53
Noviembre	2.1	5.38	0.56	1.50	-3.88	(1.65)
Diciembre	1.0	2.48	1.70	4.60	2.12	
Total		40.52		42.10		

* MMC = Millones de m3 cúbicos.

Solución:

Calcular columna 3 = Diferencias entre oferta y demanda (columna 2 – columna 1).

Calcular columna 4 = Suma de valores relativos de columna 3, ha partir del último mes con saldo positivo (2.12 MMC en diciembre).

Se tiene así:

Enero = + 2.12 (dic) + 6.71 (ene) = 8.83
 Febrero = 8.83 (ene) + 7.56 (feb) = 16.39, etc.

Resultados:

Demanda de riego = 40.52 MMC (columna 1).
 Oferta (escurrimiento cuenca) = 42.10 MMC (columna 2).
 Volumen dinámico para riego = 40.52 MMC (columna 1).
 Volumen estático para riego = 21.46 MMC (corresponde a la cifra más alta de la columna 4).
 Volumen sobrante del balance = 1.65 MMC (columna 4)
 Altura de diseño = Se obtendrá de la curva altura / volumen en grafico, en base al volumen estático.

2.3. Geología.

En el Proyecto de un Embalse se debe considerar los siguientes aspectos geológicos:

A) Impermeabilidad de vaso.

Se presenta dos casos:

1. Vasos de lagunas existentes y en este caso deberá diferenciarse también dos casos.

- Vasos no carsticos donde no hay presencia de calizas.

En estos casos generalmente el subsuelo formado por mezcla de arcilla, arena y grava de origen glacial, hace que el vaso sea impermeable, sobre todo encima de los 4000 m.s.n.m.. Debajo de esta altura, habrá que tener cuidado con antiguos cauces formados por grava y arena que pueden activarse al subir el nivel del embalse.

- Vasos carsticos, por presencia de roca caliza.

En estos casos es inminente la presencia de "tragaderos" que al subir el nivel del embalse se pierda estas aguas.

Deberá estudiarse el aprovechamiento del vaso del nivel actual hacia abajo, con ciertas precauciones.

2. Vasos de embalses futuros.

Son vasos donde actualmente no hay espejo de agua pero presentan condiciones topográficas adecuadas para construir un embalse.

Se pueden presentar tres casos:

- Valles glaciares, pantanosos, planos, por encima de los 4,000 m.s.n.m..
- Valles no glaciares, debajo de los 4,000 m.s.n.m..
- Valles de ríos.

En el primer caso, salvo zonas gravosas, que se detecta con perforaciones de 1.5 m. de profundidad son impermeables.

En el segundo y tercer caso será necesario determinar el espesor del manto permeable formado por el material grueso acarreado por el río y estudiar el costo de construir un dentellón de impermeabilización en la presa. Se tiene casos de afloramiento de roca que resulta adecuado.

B) Comportamiento del vaso al subir el nivel del agua en el embalse.

Se tiene potencialmente tres peligros:

1. Zonas de filtración en borde del vaso.

Ocurre cuando la línea de filtración que en suelos arcillosos puede ser 3:1 a 5:1, no tiene sustento en el terreno.

2. Deslizamientos.

Ocurre cuando el agua debilita la base con suelos deleznales por fuertes pendientes.

3. Activación de fallamientos en el vaso.

Por sobrecarga del peso del agua en el embalse.

Para evitar estos problemas, será necesaria la opinión de un geólogo que determine el grado de peligro que pudiera existir en un vaso en relación a estos factores.

C) Resistencia del subsuelo en el emplazamiento de la presa.

El subsuelo en el lugar que se emplace una represa, debe ser suficientemente firme para soportar el peso de la represa y además lo suficientemente impermeable para evitar excesivas filtraciones.

En los estudios iniciales se puede considerar las resistencias siguientes:

<u>Roca</u>	<u>Kg/cm²</u>
- Roca natural	15
- Roca semidura	5 a 7
- Material de río y morrenas	2 a 3
- Suelos blandos (arcilla)	1 a 1.5

D) Permeabilidad de la cimentación de la boquilla.

En relación a la permeabilidad deberá considerarse dos casos:

1. En rocas, puede haber fracturas por fallas o estratificación. Puede impermeabilizarse con inyecciones de lechada de cemento. Deberá hacerse pruebas de infiltración, con la presión de agua prevista para la altura del embalse.
2. En lechos de río, con material de relleno, la permeabilidad es evidente, se determinará área de estrato permeable y coeficiente de permeabilidad. Caudal de pérdida se podrá determinar con la ley de DARCY.

$$Q = KIA$$

Donde:

Q = Caudal en m³/seg.

K = Coeficiente de permeabilidad.

I = Gradiente hidráulica ($I = \frac{h}{L}$)

h = Diferencia de carga.

L = Longitud de recorrido.

A = Área de estrato permeable

Los peligros de estratos permeables en la cimentación son:

- Pérdida de agua.

- Tubificación, sobre todo en suelos SM, que puedan causar erosión al pie de la presa y por tanto el colapsamiento de la presa.

e) Acceso y materiales de construcción.

Deberá determinarse el acceso a la zona de la presa y a las zonas de materiales de construcción para el ingreso del equipo mecánico de construcción.

Los materiales de construcción que deberán analizarse serán:

- Suelos para presas de tierra
- Agregados para concreto
- Roca para enrocado de parámetros de la presa.

Las pruebas a realizarse serán:

Bancos de préstamo de tierra, para presas de tierra

- Clasificación SUCS (Sistema unificado de clasificación de suelos).
- Compactación proctor estándar, determinado la humedad óptima de compactación.
- Porcentaje de piedras mayores a 10 cm.
- Eventualmente esfuerzo triaxial.

En agregados para concreto

- Porcentaje de impurezas.
- Granulometría.
- Resistencia.

En roca

- Resistencia al intemperismo
- Granulometría.

Cuadro N° 01

CLASIFICACIÓN UNIFICADA DE SUELOS

Procedimiento de identificación en el campo (excluyendo las partículas de 3 pulgadas determinando las fracciones de peso)		SÍMBOLOS	NOMBRE TÍPICOS
SUELOS DE GRANO GRUESO Más de la mitad del material es mayor que el que puede pasar por la criba N° 200. (Los materiales que pasan por la criba 200 en particular tamaño pequeño vista a simple vista)	GRAVA Más de la mitad de la fracción gruesa es mayor que la que pueda pasar por la criba N° 04 (x).	GW	Gravas bien graduados mezclas de grava y arena con pocos o ningunos finos.
		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos o ningunos finos.
		GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava-arena y limo.
		GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava arena y arcilla.
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la criba N° 04 (x).	SW	Arenas bien graduadas, arenas gravosas con pocas o ningunos finos.
		SP	Arenas mal graduadas, arenas gravosas, con pocos o ningunos finos.
		SM	Arenas limosas, mezclas mal graduadas de arena y arcilla.
		SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas de arena y arcilla.
SUELOS DE GRANO FINO Más de la mitad del material es menor que la criba N° 200 (Los materiales que pasan por la criba 200 están en partículas del tamaño visible a simple vista).	LIMOS Y ARCILLAS	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas limosas o arcillosas con ligera plasticidad.
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad media a baja, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras.
		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas de baja plasticidad.
		MH	Limos orgánicos, suelos finos o biotómicos, arenosos o limosos, limos elásticos.
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas.
		OH	Arcillas orgánicas de media elevada plasticidad.
SUELOS ORGÁNICOS		PT	Turbas y otros suelos muy orgánicos.
(x) en la clasificación visual , se puede considerar que el tamaño de ¼ pulgada es equivalente al de la criba N° 04			

3. PRESAS DE TIERRA

Las presas de tierra, consisten del terraplén, de la toma y del vertedor de demasías.

3.1 Terraplén

Proyectar un terraplén significa determinar la sección transversal de un dique. La gran heterogeneidad de material de construcción, hace imposible la aplicación de fórmulas de diseño.

Un terraplén debe cumplir los siguientes requisitos:

- Debe tener taludes estables bajo todas las condiciones de construcción y operación del vaso.
- Debe controlar las filtraciones a través de él.
- Debe estar seguro contra rebosamientos.
- Los taludes deben estar seguros contra la erosión.
- El costo debe ser mínimo y el uso de materiales económicos a disposición máxima.

Los terraplenes pueden ser del tipo homogénea, compuesta o de diafragma y los taludes se determinan de acuerdo al tipo de suelo, cimentación y tipo de presa.
(ver cuadro N° 02).

Presa homogénea (ver gráfico N° 01)

Está compuesta por un solo material, excluyendo el material de protección para los paramentos.

El material debe ser lo suficientemente impermeable para formar una barrera efectiva para el agua. Para la estabilidad de taludes se requieren paramentos bastante tendidos. Los taludes varían de 2.5:1 a 4:1 aguas arriba y de 2:1 a 2.5:1 aguas abajo dependiendo del tipo de suelos.

Existe peligro de licuación de talud, por la presión de poro, especialmente cuando el desembalse es rápido, después de un largo tiempo de embalsamiento.

En un dique homogéneo es inevitable que ocurra filtraciones que emerjan aguas abajo, por lo que es necesario la construcción de filtros al lado aguas abajo, entonces el dique se llama homogéneo modificado.

Presa compuesta (ver gráfico N° 02)

Es el tipo más común. Consta de un núcleo central impermeable con material permeable en ambos taludes. La zona permeable aguas arriba proporciona estabilidad contra rápidos desembalses, mientras el material permeable aguas abajo es un dren que controla las filtraciones. Se tiene presas compuestas de núcleo mínimo y núcleo máximo.

El núcleo mínimo, ocurre cuando el ancho horizontal del núcleo impermeable debe en todo plano ser mayor que la distancia de este plano a la corona.

En el núcleo máximo, los taludes disminuyen en 0.5 en relación a la presa homogénea.

El núcleo mínimo en cimentaciones impermeables o con dentellón efectivo tiene la base igual a la altura del tirante de agua y la corona de tres metros. (ver figura)

El núcleo mínimo en cimentaciones permeables tiene taludes 1.5, 1 y 1:1 en el talud aguas arriba y abajo respectivamente.

Presas con diafragma.

En este tipo de sección el cuerpo del terraplén se constituye de material permeable y un diafragma delgado de material impermeable. El diafragma puede ser una pantalla encima del paramento aguas arriba ó un núcleo vertical. Se considera el núcleo como diafragma cuando su espesor en sentido horizontal a cualquier altura es menor que la distancia entre la corona y este punto.

El diafragma puede ser de concreto o arcilla principalmente.

No es recomendable en presas pequeñas por la precisión y control que requiere en diseños y construcción del diafragma y los filtros.

Los taludes para los diferentes casos de presas, se indican en el cuadro N° 02, según recomendación del Bureau of reclamation de USA, considerando si el embalse esta sujeto a desembalse rápido (15 cm/día) o no.

Normas para la compactación.

El terraplén de presas homogéneas o el núcleo de presas compuestas se compacta por capas de 20 cms de espesor mediante rodillo de pata de cabra a 15 cms. Una compactación satisfactoria se consigue con 10 pasadas con la humedad de compactación óptima que se ubica entre 10 a 15% aprox. Se debe tener mucho cuidado de no sobrepasar este límite. Es preferible usar suelo algo seco que demasiado húmedo y sacar todas las piedras de más de 10 cms. Durante la compactación deberá hacerse pruebas de compactación para alcanzar el 95% proctor standar.

En presas de sección compuesta, los espaldones están conformados por grava y arena y se compacta sólo por vibración, para lo cual es suficiente el paso de un tractor Bulldor en capas de 20 cms. con 2 o 3 pasadas.

La unión de roca con terraplén deberá compactarse con compactadores manuales.

Los filtros se compactan por vibración

Cuadro N° 02

TALUDES RECOMENDADOS PARA PRESAS SEGÚN EL BUREAU OF RECAMATION DE USA

a) Taludes recomendados para las presas de tierra homogéneas sobre cimentaciones estables.

Caso	Tipo	Propósito	Sujetas a desembalse rápidos (15 cm a más)	Clasificación de suelos	Talud de aguas arriba	Talud de aguas abajo
A	Homogénea u homogénea modificada	Regulación o almacenamiento	No	GW, GP, SW, SP GC, GM, SC, SM CL, ML CH, MH	Permeable no adecuado	
					2 ½: 1	2: 1
					3:1	2 ½: 1
B	Homogénea modificada	Almacenamiento	Si	GW, GP, SW, SP GC, GM, SC, SM CL, ML CH, MH	Permeable no adecuado	
					3: 1	2: 1
					3 ½: 1	2 ½: 1
					4: 1	2 ½: 1

b) Taludes que se recomienda para las presas pequeñas de tierra de sección compuesta en cimentaciones estables.

Caso	Tipo	Propósito	Sujetas a desembalse rápidos (15 cm a más)	Clasificación del material exterior	Clasificación del material del núcleo	Talud de aguas arriba	Talud de aguas abajo
A	Compuesta con el núcleo mínimo	Cualquiera	No crítico	No es crítico relleno de roca GW, GP, SW o SP	No es crítico GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH o MH	2: 1	2:1
B	Compuesta con el núcleo máximo	Regulación o almacenamiento	No	No es crítico relleno de roca GW, GP, SW o SP	GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, MH	2: 1	2:1
						2 ¼: 1	2 ¼: 1
						2 ½: 1	2 ½: 1
C	Compuesta con el núcleo máximo	Almacenamiento	Si	No es crítico relleno de roca GW, GP, SW o SP	GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, MH	2 ½: 1	2:1
						2 ½: 1	2 ¼: 1
						3: 1	2 ½: 1
						3 ½: 1	3:1

3.2 Detalles de los terraplenes.

a) Coronación.

El ancho de corona (mínimo), se calcula con la relación siguiente:

$$A = \frac{H}{5} + 1$$

Donde:

A = Ancho en metros

H = Altura en metros

Ejemplo:

H = 10m

$A = \frac{10}{5} + 1 = 3 \text{ m}$

b) Borde libre.

Se recomienda 1.00 metro más sobre el nivel máximo del agua en el vertedero, lo que resulta normalmente 1.50 más que el nivel de espejo de agua máximo o nivel del vertedero.

c) Protección de taludes.

El talud aguas arriba de terraplenes homogéneos se protege contra la erosión de las olas, lluvias o heladas mediante un enrocamiento de 0.5 m de espesor, sobre una capa de grava o ripio de 0.2m. Las piedras deberán cumplir la siguiente granulometría.

- Que el 25% tengan peso mayor a 50 kg.
- Menos del 25%, peso menor a 10 kg.

El peso medio debe estar entre 10 y 100 kg. Las piedras se colocan al volteo (sin acomodo) ó a mano acomodando.

El talud aguas abajo se protegerá con enrocado o bloques de pasto natural (tepes o champas) de acuerdo al clima. La corona se protegerá con una capa de grava o ripio de 0.2 m de espesor.

d) Filtros (ver gráfico)

En presas homogéneas, se usa mayormente dos tipos de filtros por la facilidad de construcción:

1. Filtro horizontal, de 1 metro de espesor, del talón de la presa hasta 1/3 de la base del terraplén hacia el eje de la presa.
2. Filtro de talón, en el talud aguas abajo hasta 1/3 de la altura de la presa.

Los filtros son una mezcla de arena y grava con granulometría adecuada.

e) Medidas de control de filtraciones en cimentaciones permeables

Para disminuir el caudal de filtraciones y/o evitar el peligro de tubificaciones, se utiliza las medidas siguientes:

- Dentellones verticales.
- Mantos impermeabilizantes horizontales.

Los materiales más utilizados son arcilla y concreto. También se puede utilizar la combinación de ambas medidas.

Para el diseño debe considerarse (según ley de Lane) que las distancias horizontales se tomen como un tercio del valor de las distancias verticales.

La tubificación ocurre porque el material flota. El valor crítico para la flotación del material se expresa con la relación siguiente:

$$\frac{H}{L} = (S - 1)(1 - P)$$

Donde:

S = Peso específico del material.

P = Porcentaje de huecos en el material expresado como decimal.

En las presas compuestas las filtraciones se controlan con los espaldones permeables. En las presas homogéneas se necesitan filtros. Lo más usados por su facilidad de construcción son:

1. Filtro horizontal: de 1 metro de espesor, del talón de la presa hasta 1/3 de la base del terraplén hacia el eje de la presa.
2. Filtro del talón: En el talud aguas abajo hasta 1/3 de la altura de la presa.

Los filtros son una mezcla de arena y grava con granulometría adecuada.

3.3 Toma

La toma de una presa comprende las siguientes partes:

- Estructura de entrada.
- Compuerta de regulación.
- Conducto de la toma.
- Estructura de salida.

El caudal de ingreso de la toma, se calcula con la relación siguiente:

$$Q = C_d A \sqrt{2gh}$$

Donde:

Q = Caudal de ingreso.

C_d = Coeficiente de ingreso.

A = Área del conducto.

g = Gravedad

h = Altura de agua al eje del conducto de ingreso, incluida la carga por la pendiente del conducto.

El coeficiente C_d podrá tomar los valores siguientes, de acuerdo a la relación de longitud de la tubería y el diámetro de este:

Valores de coeficientes C_d

$\frac{L}{D}$	C_d Según Bazard
100	0.50
80	0.54
60	0.60
40	0.66
20	0.73
10	0.77

Respecto al conducto para caudales menores, hasta $Q = 0.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$ aprox., lo mejor es usar tubería de PVC o de fierro con control mediante válvulas aguas abajo. Se puede usar 1 o más líneas de tuberías, hasta diámetros de 16 pulgadas. La válvula puede ser dos pulgadas menor. La velocidad máxima admisible debe ser $V=3\text{m/seg.}$ para evitar erosión en el tubo. La válvula será de fierro fundido con asientos de bronce. El tubo debe envolverse en concreto, con dentellones para evitar líneas de filtración y ubicarse en terreno firme.

En la entrada tendrá una caja de entrada de concreto con parrilla metálica, siendo la velocidad de ingreso de aprox. $V = 0.6 \text{ m/seg.}$

A la salida se construirá pozos de disipación con pantalla tipo impacto.

Para caudales mayores a $Q = 0.6\text{m}^3/\text{s}$, deberá construirse conductos de concreto armado, con el control aguas arriba con compuertas deslizantes por el parámetro o mediante torres (que son más costosas).

El conducto de concreto armado deberá llevar juntas de deflexión para el caso de asentamientos.

Una filtración por el conducto de toma, sobre todo con control aguas abajo resulta fatal, pues socavaría el terraplén de la represa. Para evitar un sifonamiento a lo largo del tubo sobre todo en suelos SM, se prevee la construcción de dentellones de concreto que prolonguen el camino de filtración en un 25%.

En lo posible la toma deberá construirse alejado del cuerpo del dique.

3.4 Vertedero de excedencias.

Uno de los factores que más ha influido en las fallas de presas de tierra ha sido el poco dimensionamiento de vertederos, por lo que en lo posible debe dimensionarse generosamente, para lo cual lo mejor será buscar depresiones naturales del terreno y diseñarlo como canal hasta lugares de desagüe seguro. Deberá alejarse lo más posible del cuerpo de terraplén.

En general se tiene 6 tipos de vertederos que son: 1) De derrame (en presas de arco), 2) De conducto o canal, 3) De canal lateral, 4) De pozo o embudo, 5) De sifón y 6) De compuerta.

Para las presas de tierra las más usadas son de canal (frontal o lateral) y de pozo o embudo.

La descarga sin control, esta dada por la relación

$$Q = CL H^{3/2}$$

Donde:

Q = Descarga total (m³/s)

C = Coeficiente de descarga (1,84 aprox)

L = Longitud neta de la cresta en metros

H = Carga de agua sobre la cresta del vertedor (recomendable H = 0,5 m)

En el caso de descarga por canal, al final de éste deberá construirse tanques amortiguadores o disipadores tipo trampolín.

4. PRESAS DE ENROCAMIENTO (ver gráfico N° 03)

Es un cuerpo de piedras colocadas en seco, con una pantalla impermeable aguas arriba y un muro aguas abajo que resiste a cualquier deslizamiento. Se recomienda limitar sus altura hasta 5 metros, por no tenerse demasiada experiencia en este tipo de presas y en zonas con fundación de roca, donde no se tiene acceso para el traslado de materiales y se dispone de abundancia de piedras.

Cuerpo de piedras, colocado a mano. Bases teóricas.

El cuerpo resiste el empuje del agua (esfuerzo cortante) con $P \times \text{Tang} \phi$

Asumiendo el ángulo de fricción para piedras en 30° , $\text{Tang} \phi = 0.577$. El factor de seguridad debe ser 3. Como peso de la piedra colocada se usa $1,000 \text{ kg/m}^3$ (supuestos que lo colocan con muchos vacíos). Verificando la resistencia resulta como regla práctica, una presa con las dimensiones siguientes.

Ancho de corona

Se da al cuerpo un ancho coronación b = Tirante de agua (d) - 0.5m.

Taludes

Taludes aguas arriba 0.5:1 y aguas abajo 1.5:1 borde libre = 1 m.

Ejemplo: Represa con $d = 4\text{m}$, $h = 5\text{m}$, $b = 3,5\text{m}$.

$$P_{\text{cuerpo}} = \frac{3.5 + (3.5 + 2 \times 5)}{2} \times 5 \times 1,000 = 42.5 \text{ Tm.}$$

$$P \text{ Tang} \phi = 42.5 \times 0.577 = 24.5 \text{ Tm. (Resistencia)}$$

$$P_{\text{agua}} = \frac{wh^2}{2} = \frac{1000 \times 4^2}{2} = 8 \text{ Tm (Empuje)}$$

$$\text{Relación} = \frac{24.5}{8} = 3.05 > 3 \text{ Ok}$$

Instrucciones para la construcción.

Se usará roca dura y sana. Se colocará en tal forma que la fuerza se transmitirá al pie del muro exterior que será un talón de concreto con una sección de 2 m x 2 m, empotrado en la roca. Las piedras se colocan bien acunadas.

La cara que da al agua, constituye una pantalla impermeable de mampostería de piedra con mortero de cemento o de concreto. Esta pantalla tendrá un espesor de $e = 0,60 \text{ m}$ y juntas cada 6 a 8 metros se apoyará sobre un plano liso protegido con una pintura de tres

manos de asfalto. Esta pantalla se enlazará en el subsuelo rocoso en cimiento y flancos empotrado 2 metros hacia adentro, para evitar filtraciones.

Como toma se usa un tubo envuelto en concreto. Se coloca en roca sana a un costado del cuerpo de la presa.

El vertedor se ubicará fuera del dique.

5. PRESAS DE GRAVEDAD (ver grafico N° 03)

Consisten en un muro de concreto o de mampostería. Una parte del muro se prevee como vertedor de demasías y la toma también se coloca en el cuerpo del muro.

Se recomienda construir presas de gravedad solo en cimentaciones de roca por seguridad. Es posible construir en tierra, pero requiere de medidas de seguridad que es posible no se cumplan adecuadamente en pequeñas presas, por lo que se recomienda no construir en tierra. Como material se da preferencia a la mampostería por requerir menos cemento y agregados. La mampostería consiste en 70% de piedra y 30% de Mortero 1:4. Se requiere 2.75 bolsas de cemento y 0.36 m³ de arena por m³ de mampostería.

Para el cálculo estructural se considera actúen las siguientes fuerzas:

- Empuje del agua aguas arriba
- Empuje del agua aguas abajo
- Subpresión.

Además en algunos casos se puede considerar:

- Presión de azolves
- Presión del hielo
- Fuerzas sísmicas

En el caso de presas vertedoras actúa también la sobrecarga del agua sobre el cuerpo.

En el cuerpo del muro debe haber sólo presiones, es decir la resultante de las fuerzas siempre tienen que quedarse dentro del núcleo o tercio central de la base de la presa.

La presión mínima, en la cara hacia arriba debe ser, para estar seguro, como mínimo el 10% de la presión que se presenta en la cara hacia abajo.

Los coeficientes de trabajo como esfuerzo de compresión son:

- Para concreto de $f'_c = 120 \text{ kg/cm}^2$ (5 bolsas/m³): 40 kg/cm^2
- Para mampostería de cemento con mortero 1:4: 6 kg/cm^2

El cuerpo deberá resistir el volcamiento y deslizamiento con coeficientes de seguridad de 1.5 y 1.25 respectivamente, considerando 100% de supresión.

Para la fricción entre el cuerpo del dique y la roca de fundación se considera un coeficiente de 0.8.

En el diseño preliminar la base se considera 0.9 a 0.8 H y la corona de un ancho de 1 a 2 m.

En una presa de mampostería se debe tener cuidado en el efecto de la temperatura y en las filtraciones de las conexiones laterales.

Para el efecto de la temperatura, se usarán juntas, cuando la longitud de la presa supera los 15 metros.

Para evitar filtraciones se recomienda, empotrar la presa en la fundación y flancos en una profundidad mínima de 1.50 m en roca sana. En zonas de contacto usar concreto en lugar de mampostería.

La toma se hará mediante tubería enconcretada con control de válvula aguas abajo, para caudales hasta $Q = 0.6 \text{ m}^3/\text{s}$ o mediante compuertas deslizantes para caudales mayores colocadas aguas arriba.

Para el vertedero de excedencias, se usa el cuerpo de la presa, con resguardo de 1m en los lados. La energía de la lámina vertiente se disipará en un colchón amortiguador colocando dados de concreto a 5 ó 10 m de distancia del talón de la presa, de acuerdo a los caudales de evacuación.

6. PRESAS DE ARCO (ver gráfico N° 04)

El arco es un semicírculo o segmento de círculo cuya forma se utiliza en la construcción de presas, ideal para cañones angostos formados en roca, por la capacidad de los arcos para soportar cargas de la presión hidrostática $P_w = \frac{wh^2}{2}$

Transmitiendo a los atraques por el efecto de arco.

La capacidad de arcos para soportar cargas, permite al proyectista ahorrar material y mantener también una estructura extremadamente segura.

Se recomienda usar presas en arco en valles rocosos angostos donde la longitud de la cuerda superior es aproximadamente de 2 a 3 veces la altura de la presa.

Para diseñar la sección del arco, una regla general es mantener el espesor del arco en cualquier nivel igual o mayor que $0.02R$, donde R es el radio en la línea central del arco.

En las presas pequeñas es posible obtener un espesor en el arco superior menor de 0.6m.

Para el diseño se da las recomendaciones siguientes:

- Espesor de la sección en el arco superior: 0.9 a 1.20 m
- Angulo central del radio = 130°
- Angulo con que el anillo del arco se aproxime a los atraques de roca no menor a 30° y no mayor a 45°
- Esfuerzos admisibles en el concreto de $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Compresión: 70 kg/cm^2
Tensión: 10 kg/cm^2
- Coeficiente de seguridad de diseños: 9 a 14.

Teoría.

La teoría general para el proyecto de las presas de arco es comparativamente nueva y está cambiando rápidamente conforme se va obteniendo más información aplicando la teoría matemática, leyes de la mecánica y las teorías de la elasticidad.

Primero se usa para el diseño la teoría del cilindro en que se supone que toda la carga de agua se trasmite a los atraques por el efecto de arco, dado el espesor del arco a diferentes profundidades por la fórmula.

$$e = \frac{r p}{f}$$

Donde:

- e = Espesor del arco en metros
- r = Radio del arco en metros
- P = Carga del agua en kg/m^2
- f = Esfuerzo admisible en el concreto en Kg/m^2

Ejemplo:

Datos:

Presa en arco de $L = 35 \text{ m}$ y $h = 15 \text{ m}$

Longitud de la cuerda 27 m

$f'c = 50 \text{ kg/cm}^2$, radio = 15 metros

Cálculos:

$$p = wh = 1000 \text{ Kg/m}^3 \times 15 \text{ m} = 15,000 \text{ kg/m}^2$$

$$f'c = 50 \text{ kg/cm}^2 = 500,000 \text{ kg./m}^2.$$

$$e = \frac{rp}{f} = \frac{15 \times 15,000}{500,000} = \frac{225,000}{500,000} = 0.45 \text{ m}$$

Nota:

e = Espesor calculado en la base del Arco. Muchas presas se han diseñado y construido con éxito usando esta simple teoría.

Problemas de cimentación.

Los atraques o estribos son la cimentación de una presa de arco y deben soportar las cargas que le apliquen los arcos que componen fuerzas de corte, empuje y momentos flextores.

Los esfuerzos admisibles en los estribos son los máximos permisibles para la roca o para el concreto.

Los esfuerzos excesivos en los estribos pueden reducirse modificando la forma del arco en la elevación que ocurre engrosando el arco en el estribo utilizando arcos de espesor variable con máximo en los estribos y mínimo en el centro.

La roca de cimentación de casi todas las presas se inyecta con lechada de cemento, con los objetivos siguientes:

- Compactar la roca y evitar fugas.
- Aumentar la capacidad de carga.
- Seguridad en la estructura.

7. PRESAS DE CONTRAFUERTES (ver gráfico N° 05)

Consisten en lozas armadas o segmentos de presas en arco, soportadas por contrafuertes, cuya relación de la base al tirante de agua es de 1,0 a 1,5 veces.

Las presas de contrafuertes son semejantes en muchos aspectos a las presas de gravedad. Cada elemento con contrafuerte actúa como viga volada soportando la carga del agua con paramentos de diferentes formas. En presas pequeñas se recomienda construir, al igual que las presas de gravedad solo en cimentaciones de roca. La ventaja respecto a las presas de gravedad consisten en que utilizan 30% menos de concreto y la desventaja es que se requiere más encofrado y en algunos casos las armaduras de acero, cuando el paramento es de placas.

Las presas de contrafuertes de paramento inclinado utilizan la carga del agua que actúa en él, como fuerza estabilizadora.

La inclinación del paramento mojado esta controlado por las relaciones entre los requisitos de estabilidad y las intensidades de las presiones en las cimentaciones. Una inclinación de 45% tiene gran estabilidad y un bajo coeficiente de deslizamiento, debido a que la carga normal al paramento se descompone en dos fuerzas iguales **horizontal y vertical**. La fuerza **horizontal** produce un momento de vuelco, con relación al talón aguas abajo de la presa y la fuerza **vertical**, más el peso del concreto, produce el momento estabilizador.

En el diseño deberá determinarse los factores siguientes:

- Separación de contrafuertes.
- Tipo de paramento y espesor de la loza.
- Taludes aguas arriba (del paramento) y aguas abajo (del contrafuerte)
- Espesor del contrafuerte
- Tipos de juntas
- Cimentación
- Control de temperatura del fraguado del concreto.

El Bureau of Reclamation, recomienda para presas de 15 m de altura, separación de contrafuertes de 4,60 m con paramento de lozas. El espesor de los contrafuertes debe cumplir la relación siguiente:

$$\frac{H}{T} \leq 12 \quad \frac{S}{T} = 2 \text{ a } 3$$

Donde:

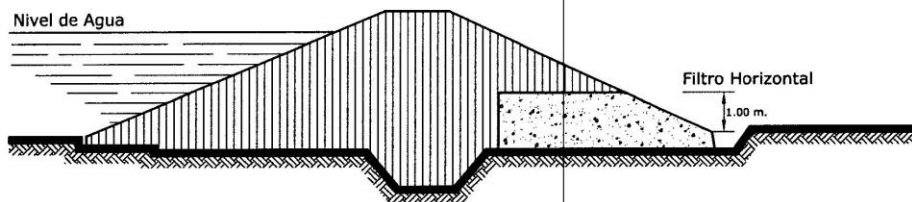
H = Altura de la presa

T = Espesor del contrafuerte

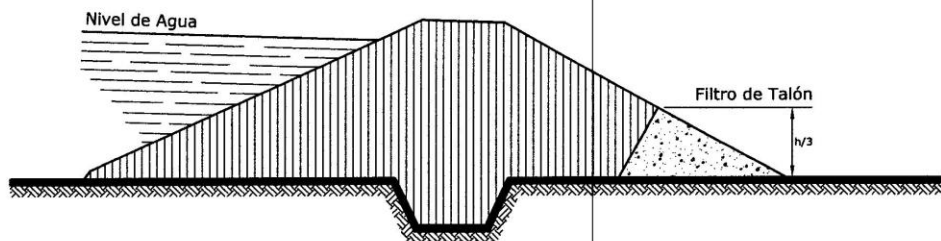
S = Separación entre contrafuertes.

Gráfico V-1: Presa de Tierra Homogénea

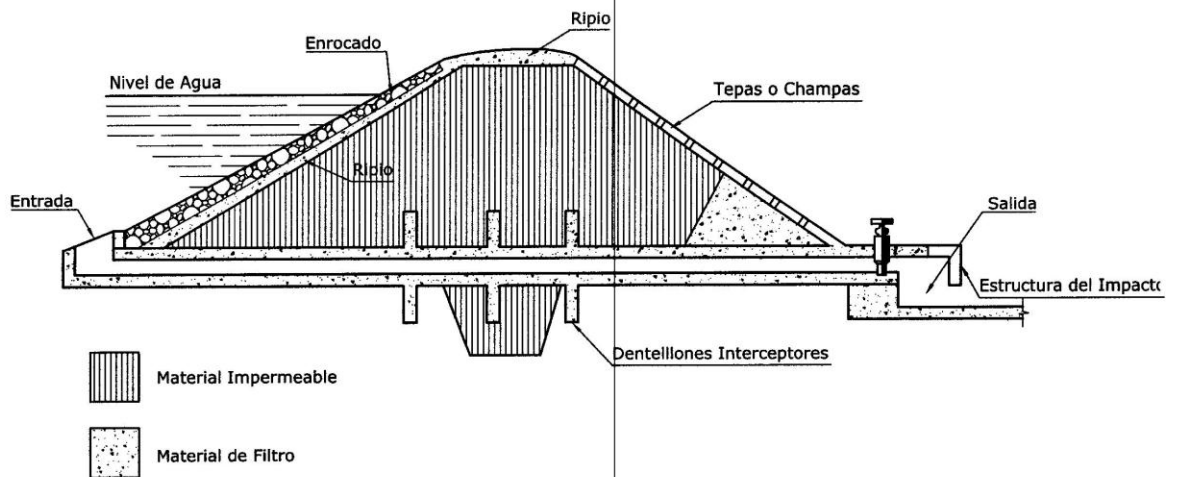
A.- Presa con Filtro horizontal



B.- Presa con Filtro de Talón



C.- Presa indicando Protección de Taludes y Línea de Tubería de Toma

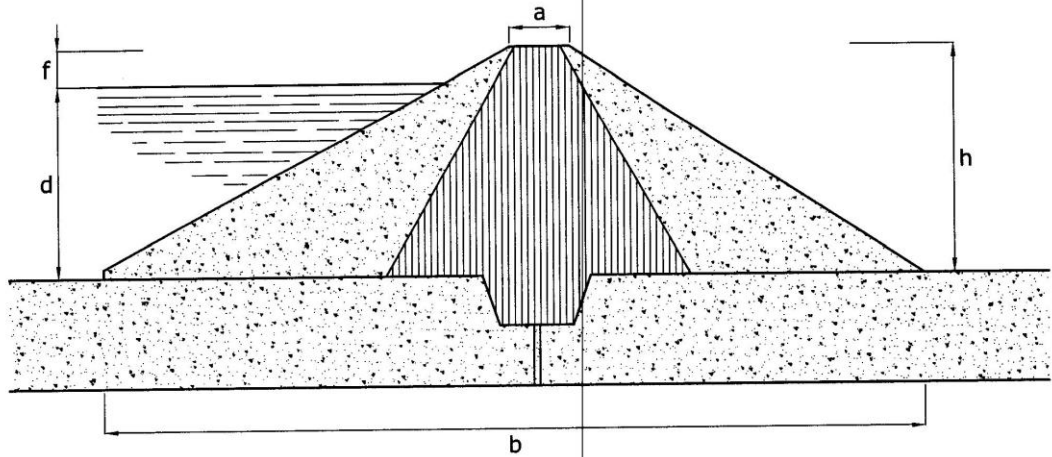


Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

Gráfico V-2: Presa de Sección Compuesta en Tierra

A.- Presa de núcleo mínimo

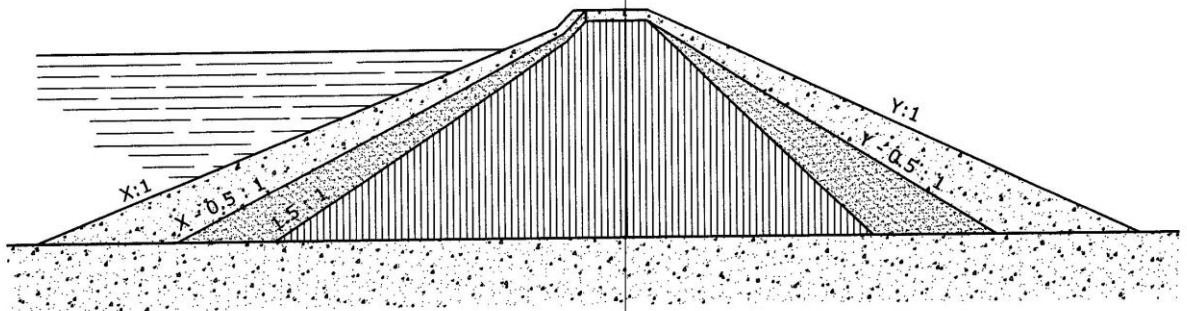


Núcleo mínimo para presa sobre cimiento permeable con dentellón efectivo o cimiento impermeable



Material miceláneo permeable

B.- Presa de núcleo máximo



Núcleo mínimo en cimentación permeable



Núcleo máximo



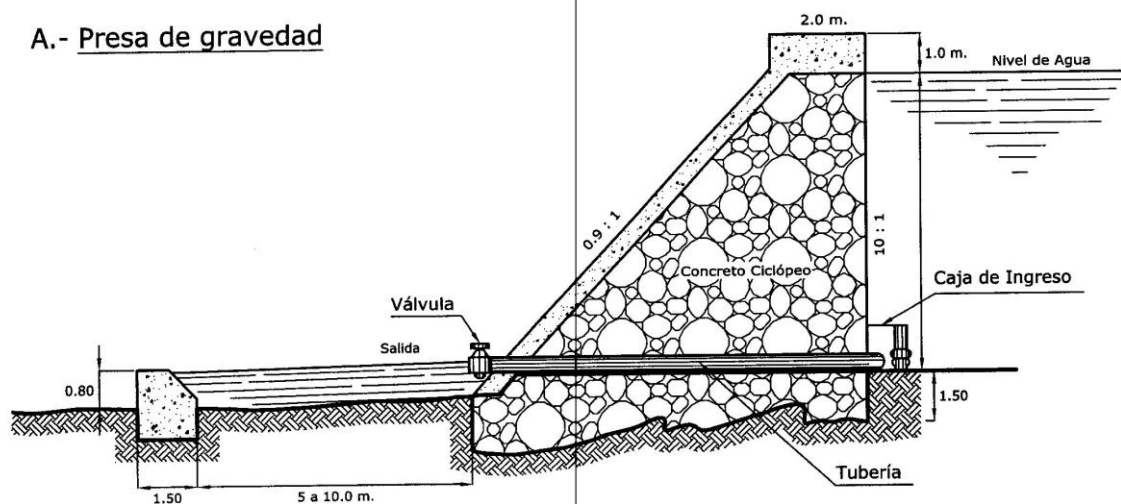
Material miceláneo permeable

Dib: Arq. Karina Vilela M.

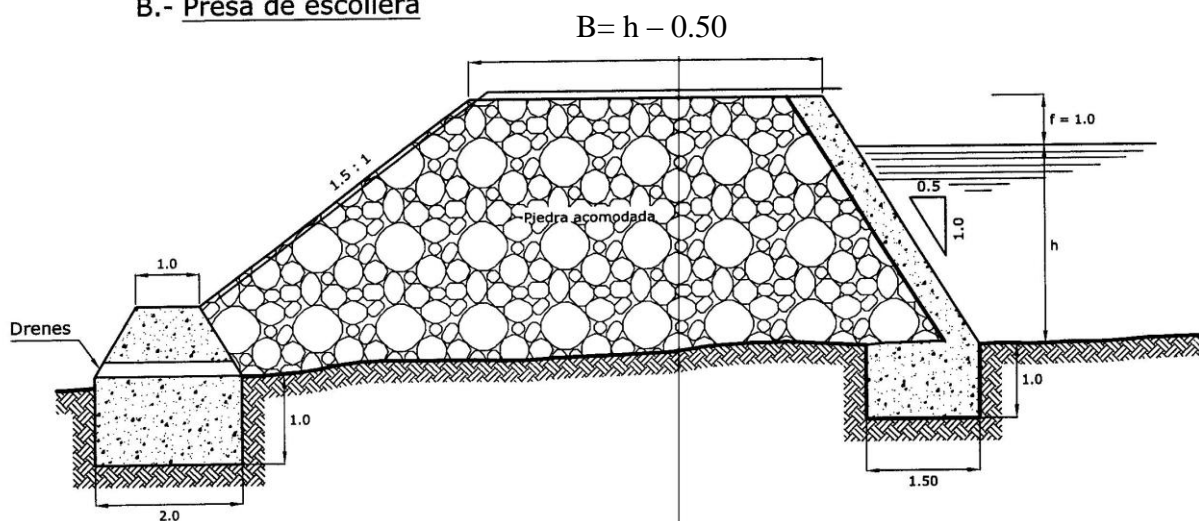
Dis: Ing. Eduardo García T.

Gráfico V-3: Presa de Gravedad y Presa de Escollera

A.- Presa de gravedad



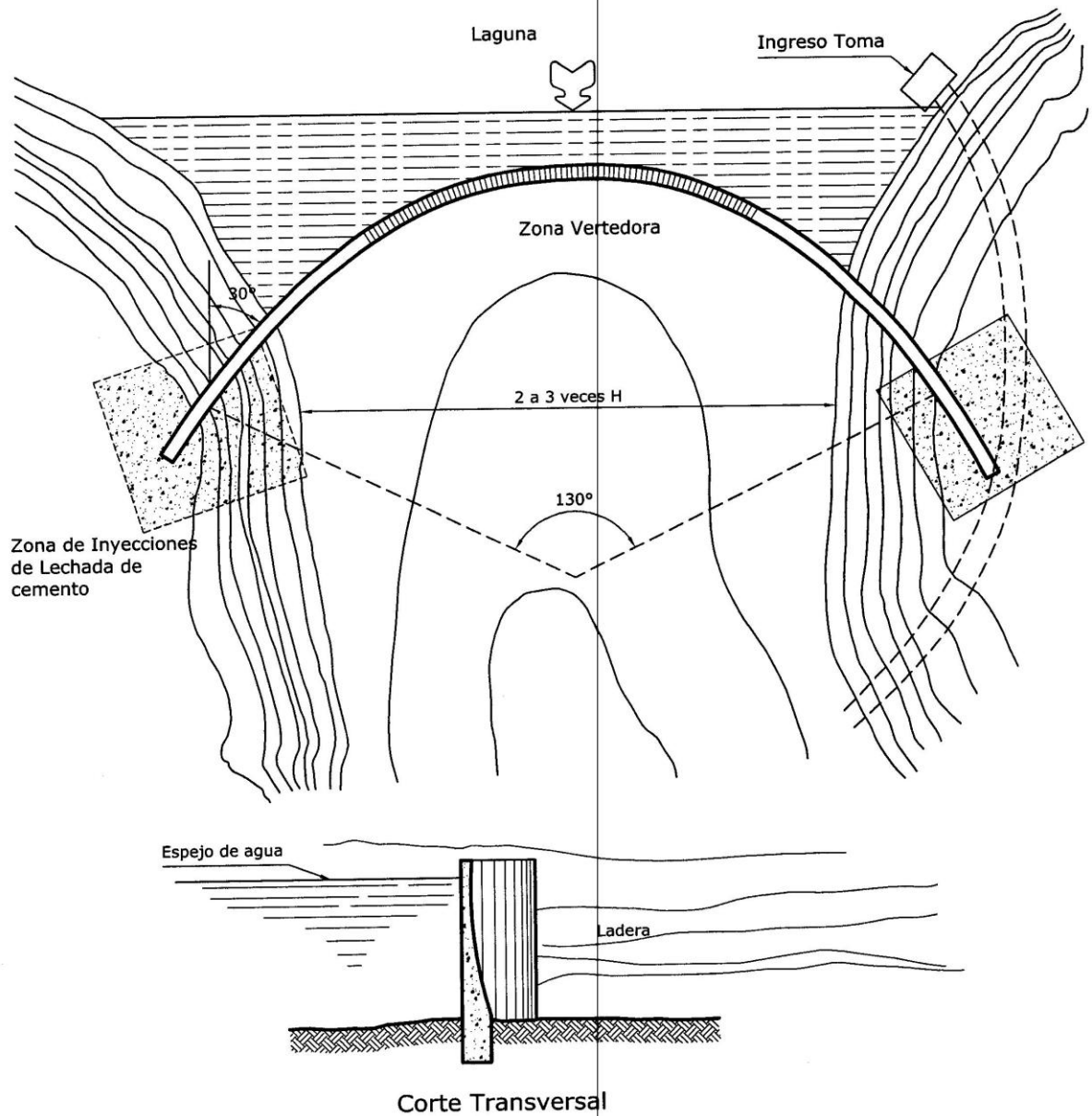
B.- Presa de escollera



Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

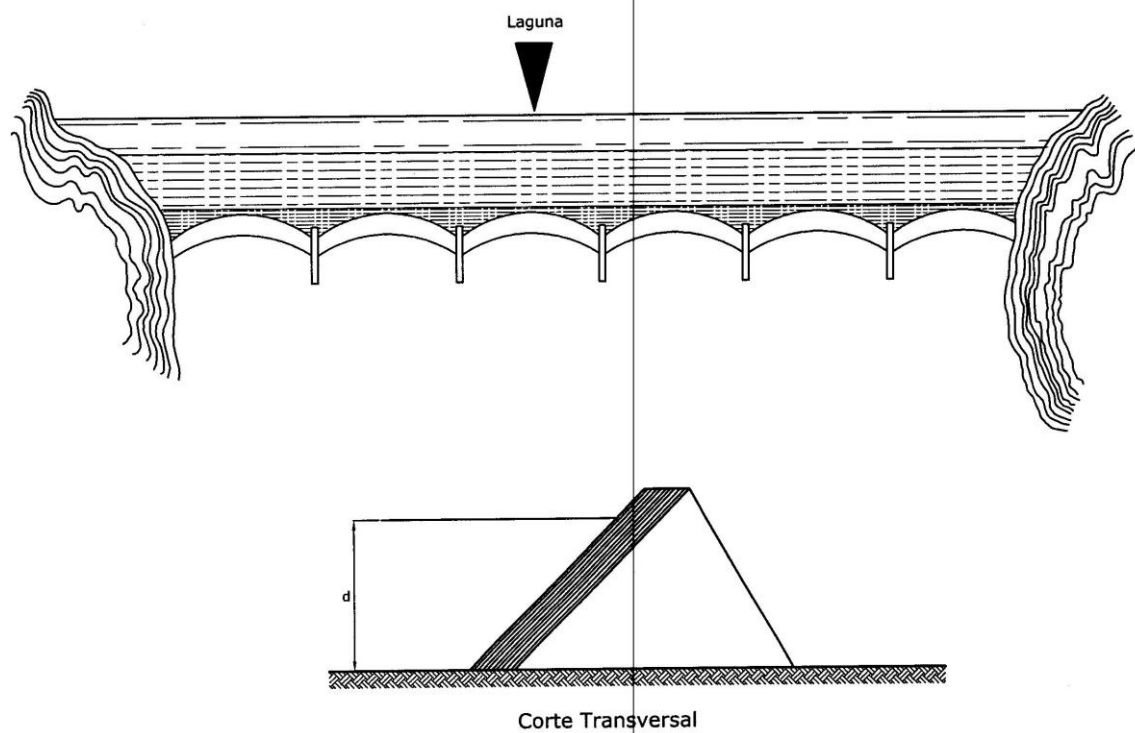
Gráfico V-4: Presa en Arco



Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

Gráfico V-5: Presa de Contrafuertes



Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

VI

Diseño de tomas

Contiene:

- 1. Información básica.**
 - 2. Tipos de toma.**
 - 3. Ubicación de tomas.**
 - 4. Estructuras complementarias.**
-

Cuadros:

1. Velocidad de decantación de las partículas.

Gráficos:

1. Grafico para la obtención de caudales máximos.
2. Toma de azud fijo.
3. Toma de azud móvil.
4. Bocatomas simples.
5. Toma con rejillas en el azud (tirolesa).
6. Ubicaciones recomendables de tomas.
7. Sección de azud.
8. Azud con estanque.
9. Circulación de agua en orificios.
10. Desarenador y vertedero lateral.

1. INFORMACIÓN BÁSICA.

Para diseñar una bocatoma u obra de captación es fundamental tener una información básica adecuada, de las características del río en la que se construirá la obra. Esta información se refiere a los aspectos siguientes:

- Topografía
- Hidrología
- Geología
- Hidrodinámica del cauce
- Caudal de captación en relación al caudal del cauce.
- Grado de seguridad de la toma, de acuerdo a los objetivos de la obra de conducción y características del canal de conducción.
- Aspectos logísticos.
- Aspectos legales y ecológicos.

a. Topografía

Determinado el probable lugar de ubicación de la toma, se realizará un levantamiento topográfico, como mínimo 100 metros aguas arriba y abajo. Para tener el levantamiento en detalle de un tramo de 200 metros de longitud, sobre el cual se vacíe la información geológica, e hidrodinámica (zonas de erosión y sedimentación) y topográfica propiamente dicha con pendiente del río y características del lecho y bordes del río. En base a esta información podrá definirse adecuadamente la ubicación final de la obra de captación y sus obras complementarias.

b. Hidrología

Es necesario conocer los caudales medios y mínimos de estiaje y los caudales medios y máximos de la época de lluvias, así como el transporte de sedimentos y bolonería.

En los caudales máximos, será necesario estimar el máximo máximum, para períodos de 25 o 50 años en base a apreciaciones teóricas e informe de los campesinos de la zona sobre el nivel de las avenidas máximas, para confrontar estimaciones y diseñar la altura de las obras de defensa y características del barraje o azud. En el gráfico adjunto se indican los caudales máximos para el diseño de presas derivadoras en la Sierra, hasta cuencas de 80 Km² según el Ing. Gunther Voigt (ver gráfico N° 01)

En relación al transporte de sedimentos y bolonería es sumamente importante apreciar las épocas, características (calidad y cantidad) y el tamaño de la bolonería, para determinar el diseño de compuertas, desarenador y despedrador.

c. Geología.

Es importante la información sobre la geomorfología, estratigrafía y descripción física y mecánica de las rocas, tanto del cauce como las laderas del río. En caso el sedimento aluvial cubra las rocas originales será necesario determinar la profundidad y características del relleno.

d. Hidrodinámica del cauce

Este aspecto de la información es sumamente importante para la concepción de las obras de captación, muchas veces es dejado de lado, por lo que se cometen errores en el diseño.

Determinar la hidrodinámica del río, significa evaluar su comportamiento histórico, relacionando el comportamiento del punto específico de la captación, dentro de toda la trayectoria del río, desde su origen. En este aspecto es importante analizar el cauce del río en base a aerofotografías y planos en escala 1/25,000 a 1/50,000, desde su origen hasta su desembocadura en algún cauce mayor o el mar.

Los aspectos puntuales, que se conocerán en el punto de captación, serán los siguientes:

Si su ubicación corresponde a la zona de erosión, sedimentación o equilibrio (perfil del río).

Su comportamiento en planta, que puede corresponder a los patrones siguientes:

- Ríos de cauces estables
- Ríos meandricos inestables
- Ríos con variantes de cauce en estaciones y en años.
- Ríos amostomosados

e. Caudal de Captación

Es importante determinar el porcentaje del agua que se va a captar en relación al caudal del río, para determinar el tipo de Bocatoma.

f. Grado de seguridad de la toma

No todas las tomas tienen la misma importancia en relación a la seguridad o constancia de captar el agua sin falla durante el año. La importancia de las tomas en este sentido de mayor a menor seguridad pueden tener la clasificación siguiente:

1. Tomas para agua potable y piscigranjas
2. Tomas para hidroeléctricas
3. Tomas para irrigaciones grandes
4. Tomas para irrigaciones pequeñas.

g. Aspectos logísticos

Se evaluará el acceso a la obra, campamento y condiciones para su operación y mantenimiento.

h. Aspectos legales y ecológicos

- Derechos de terceros sobre el agua.
- Porcentaje de caudal de estiaje que se captará y efectos en el cauce aguas abajo.

2. TIPOS DE CAPTACIÓN.

Las obras de captación o tomas sirven para derivar el agua de un río o riachuelo a un canal para conducirlo a los campos de cultivo.

Las tomas para los ríos o riachuelos de la zona andina por sus características pueden tener la clasificación siguiente:

A - Por las características del azud

1. Azud maciso, que a su vez puede ser:
 - a. Tipo vertedero (aereado)
 - b. Tipo cimacio (sin aereación)
2. Azud móvil, con tablas y machones de concreto
3. Rústico: piedras y champas (tepes), que a su vez
 - a. Pueden estar sobre lecho de río y
 - b. Sobre dique o dentellón subterráneo de concreto a nivel del cauce.

B - Por la ubicación de las defensas

1. Defensas en ambos lados del cauce
2. Defensa solo al lado del bocal.

C - Por el tipo de bocal

1. Orificio sin compuerta
2. Orificio con compuerta
3. Bocal tipo embudo
4. Ingreso del agua a lo largo del azud.

a. Toma con Azud macizo (ver gráfico N° 02)

El azud es un dique en el cauce del río que incluye defensas a ambos lados y cualquiera de los tipos de bocal indicados.

Cada obra que se construye en un río o riachuelo perturba su régimen hidráulico, por lo que es deseable que el azud tenga una altura mínima para cambiar en grado mínimo el régimen. Esto se logra con bocales en que el ancho es mayor a su altura para que el agua ingrese con poco tirante de agua.

El azud se construye de concreto o mampostería de piedra y debe estar seguro contra los efectos siguientes:

- Deslizamiento y volcamiento
- Sifonamiento
- Socavaciones al pie del azud
- Filtraciones, socavaciones y sifonamiento en las laderas.

El azud puede ser de caída libre, con aereación o tipo cimacio, en que la lámina de agua, corre por encima del perfil sin aereación. Se recomienda esta última por su estabilidad y duración, pues no esta sujeta a fuerzas de cavitación.

El azud es una presa vertedora, que permite el paso del agua de acuerdo a la relación

$$Q = CLH^{3/2}$$

Donde:

Q = Caudal en m³/seg.

C = Coeficiente (C= 1,84)

L = Ancho del vertedor

H = Tirante de agua en el azud, más la carga de velocidad que es $= a \frac{V^2}{2g}$.

Donde:

V = Velocidad de aproximación.

g = Gravedad 9,81 m/s²

La construcción del azud Macizo:

Es recomendable, cuando

1. Caudal derivable es mayor al 50% del caudal de estiaje del río y otras condiciones locales admiten su construcción.
2. En cimentación en roca y grava cementada.
3. En cauces estables (en planta y perfil)
4. En tomas que requieren alta seguridad o difícil reparación del azud rústico.

No es recomendable, cuando

1. En cauces con suelos fluviales o Limo- arcillosos
2. En cauces inestables, meandricos o amostomosados.
3. En cauces con fuerte erosión o sedimentación. En el primer caso la socavación lo destruye y en el segundo la toma es sobremontada por la acumulación de sedimentos.
4. En tomas que requieren poca seguridad, es decir en pequeñas irrigaciones, con azud rústico de fácil reparación.
5. Cuando el caudal derivable es menor al 50% al caudal de estiaje.

b. Toma con Azud móvil (ver gráfico N° 03)

Incluye defensas a ambos lados y bocales tipo orificio o tipo embudo.

En este caso se constituye la base del azud, que puede ser un dentellón de concreto de unos 2 metros de profundidad y 1 ó 2 metros de ancho, con su eje transversal o ligeramente inclinado hacia el bocal, luego sobre esta base, de acuerdo al ancho del cauce se construyen machones de concreto, hasta la altura que se quiere desviar el agua, para soporte del dique que estaría formado por tablas de 2 pulgadas de espesor que se colocan entre las defensas y los machones, distanciadas cada 3.00 metros.

Las tablas se colocan en estiaje o cuando se quiere derivar el agua y se sacan en épocas de crecidas o cuando el tirante del río es suficiente para el ingreso al bocal. Esto tiene la ventaja que en las avenidas grandes, el río es mínimamente disturbado y además la limpieza de los sedimentos es total y automática.

Es recomendable su uso bajo las mismas condiciones del azud fijo, pero en cauces más estrechos y caudales de captación no mayores a 500 l/s.

c. Toma con azud rústico (ver gráfico N° 04)

Consiste en un dique, construido de tepes (champas en Perú) y piedras, para elevar el nivel del agua en el río para su ingreso al bocal. Es recomendable, para todos los casos en que no se recomienda el uso de azud fijo, excepto lo referente al caudal, pues para el caso de ríos de poco caudal en estiaje, es posible también hacer ingresar todo el caudal del río al bocal.

En cauces con el fondo más o menos plano y ancho menor a 10 metros, el dique rústico se puede construir directamente sobre el lecho del río.

En cauces de mayor longitud y con fondo irregular, sobre todo si es de roca, será mejor construir una base de concreto plana, a un nivel medio del fondo del cauce, de 1 metro de ancho, sobre la cual se construya el dique rústico.

En caso que no se tenga roca, la base de concreto tendrá el carácter de un dentellón de 1m de ancho y 2 ó 3 metros de profundidad. Utilizándose 3 metros en riachuelos de fuerte pendiente (mayor a 3%) y enrocando el lecho del río aguas abajo del dentellón en un ancho de 5 metros. El dentellón no deberá sobresalir del nivel del lecho del río original.

Los azudes rústicos son destruidos con las avenidas y vueltos a construir antes de la época de riego o durante avenidas eventuales en época de riego.

d. Toma con defensas en ambos lados del cauce

Se usa en los siguientes casos:

- En barraje fijo y móvil
- En barraje rústico, con dentellón de concreto, cuando no se tiene roca, en la margen opuesta al bocal.

Las defensas serán diseñadas como muros de contención con seguridad contra empujes laterales del agua del río y de la tierra del lado opuesto. Además deberán asegurarse contra la erosión del río o socavaciones.

La altura de los muros de contención será 0.5 m mayor que el tirante del agua en avenidas máximas.

e. Toma de defensa solo al lado del bocal.

Se construirá en el caso de simples tomas con barraje rústico, con o sin dentellón de concreto o cuando se tiene roca en el lado opuesto al bocal.

f. Toma con bocal tipo orificio sin compuerta.

En las obras de captación, en lo posible deben evitarse las compuertas, pues en general el campesino esta más dispuesto a limpiar sedimentos en el canal, que pintar, engrasar y mantener una compuerta de las abolladuras que causa el impacto de las piedras en el cauce del río. La entrada al bocal, siempre que sea posible debe ubicarse a 30 cms. del suelo y estar 20 a 30 cms. debajo del nivel del azud. Por tanto el bocal tipo orificio tendrá 20 ó 30 cms de altura y un ancho de acuerdo al caudal que se quiera hacer ingresar.

Cuando la lámina de agua esta aereada, funcionará como un simple vertedero y el caudal de ingreso se calculará con la relación.

$$Q = CLH^{3/2}$$

Cuando el nivel del agua supera el nivel del orificio, el caudal se calculará con la relación siguiente:

$$Q = C A (2g (h_1 - h_2))^{1/2}$$

Donde:

C = Coeficiente de ingreso (0.5 a 0.8)

A = Área del orificio

g = Gravedad (9.81 m/s²)

h₁ = Altura del agua al ingreso del eje del orificio hasta el nivel aereado.

h₂ = Altura del agua después del orificio

En las avenidas máxima, con tirante alto, el agua ingresará por el orificio (sin compuerta), en caudales mayores a los deseados, los cuales serán regulados aguas abajo con un vertedor de excedencias.

g. Toma bocal tipo orificio con compuerta

Se usa para regular el ingreso del agua al canal aductor del canal, sobre todo para cerrar el ingreso en época de lluvias. Pueden ser usados para disminuir el dimensionamiento del vertedero y para evitar sedimentos en el canal aductor.

En general es mejor no usar compuerta.

h. Toma bocal tipo embudo

Su uso solo esta justificado cuando se quiere hacer ingreso a caudales relativamente grandes (Ejemplo: 1 m³/s) con tirantes no mayores a 0.3 m.

Cuando se usa bocal tipo embudo, luego de un tramo corto de canal aductor, que desagua otra vez al río, se construye un ingreso con compuerta al canal y otra compuerta de control en la salida al río.

Estas compuertas pueden ser mediante tablas o metálicas.

i. Toma tirolesa (ver gráfico N° 05)

En este caso el ingreso del agua hacia el canal aductor es mediante una parrilla metálica, que tapa un canal a lo largo del azud, permitiendo el ingreso del agua, no así las piedras o gravas. El azud es prácticamente un dentellón, ubicándose la corona solo ligeramente encima del cauce del río - aprox. 0.3 m.

La parrilla debe tener los espacios de ingreso, de tal manera que deje ingresar todo el caudal requerido, sin permitir el ingreso de grava. El canal de fondo tendrá pendiente suficiente para permitir velocidades del agua que arrastre la arena que ingresa.

Este tipo de captación de agua se recomienda en cauces con poco arrastre de sedimento.

3. UBICACIÓN DE TOMAS (ver gráfico N° 06)

Los lugares más apropiados son los extremos inferiores de gargantas o cañones, donde todavía se presenta roca para cimentar el azud y los muros de defensa y donde las laderas se suavizan para la salida del canal.

En general deberá tratarse de ubicar la toma en tramos rectos, donde las fuerzas hidrodinámicas del río que causan erosión o sedimentación, mantienen cierto equilibrio. Cuando no es posible ubicar la toma en tramos rectos y se ubique en zonas curvas, la ubicación adecuada dependerá del transporte de sedimentos, lo que a su vez es influenciado por la cota (altitud sobre el nivel del mar).

En ríos con poco arrastre (encima de los 3,500 m.s.n.m.) la toma se ubicará en la zona exterior de la curva para concentrar allí el volumen de agua, salvo que las fuerzas de erosión sean muy fuertes, en cuyo caso se ubicarán en el lado interior.

En ríos con mucho arrastre (debajo de los 3,500 m.s.n.m.) se ubicará en el lado interior de la curva, inmediatamente debajo de la zona de deposición de los sedimentos, caso contrario la limpieza hacia el bocal será sumamente difícil.

En ríos meandricos y amostomosados se construirá solo bocatomas, pues los frecuentes cambios del cauce pueden dejar fuera de uso costosas obras de captación.

4. OBRAS COMPLEMENTARIA DE LA TOMA.

a) Estanque amortiguador. (Ver gráfico N° 08)

Cuando se construye un azud fijo, el agua al pasar por encima del azud, produce un resalto hidráulico cuya energía debe ser disipada, mediante un estanque de amortiguación, construido normalmente de concreto o mampostería de piedra, donde el agua pasará del régimen supercrítico al tranquilo.

La profundidad del estanque se estima con la formula de Merriman, que es:

$$h_2 = 0.45 \frac{q}{\sqrt{h_1}}$$

Donde:

h_2 = Profundidad del colchón de aguas abajo para garantizar el resalto.

h_1 = Espesor de la lámina vertiente al pie del azud.

q = Caudal por metro de ancho ($m^3/seg/m$)

La Longitud del estanque, debe cumplir la relación siguiente:

$$L = 5 (h_2 - h_1)$$

Para obtener h_1 , se calcula

$$V_1 = \sqrt{2gh}$$

Donde:

h = Diferencia de altura $\pm \frac{V^2}{2g}$

L = Longitud estanque amortiguador

h_1 = Tirante de agua al pie del azud

h_2 = Tirante de agua después del resalto hidráulico

V_1 = Velocidad del agua en el azud

b. Compuerta de limpia

Tiene por objeto mantener limpia de sedimentos y material de arrastre el ingreso al bocal, por lo cual su utilización solo ocurre en azud fijo.

Para cumplir su propósito debe ubicarse en el extremo del azud, al lado del bocal, dividido por un muro entre el bocal y el azud. El canal de limpieza desemboca al estanque amortiguador del azud.

Como quiera que esta compuerta, se dimensiona para caudales grandes de arrastre, con 0,5m o 1.0m de ancho, su izaje se hace mediante volantes de gusano o sistemas eléctricos.

La compuerta misma puede protegerse con rieles aguas arriba, empotradas en el concreto, formando una parrilla para evitar el impacto de piedras, que puedan causar defectos, que inmovilizen su manejo, en cuyo caso quedaría anulada su efecto de limpia.

c. Vertedero lateral

Se coloca a una longitud entre 50 a 100 metros aguas abajo de la toma, para evacuar el excedente de las aguas que ingresó al bocal. Se ubica en un lugar que la cota del vertedero se ubique por encima del nivel de las avenidas máximas.

Si se ubica en roca puede estar próxima al cauce (5 a 10 m), caso contrario se distanciará 20 a 30 m de la orilla, para no ser afectado por cambios de curso del río.

Una aproximación práctica para vertederos laterales se obtiene con la relación

$$L = \frac{Q}{0.04}$$

Donde:

L = Ancho del vertedero lateral (m.)

Q = Caudal que requiere evacuar (m³/s)

Obtenida de la relación $Q = CLH^{3/2}$ con $C = 1.30$ y $H = 0.10$ m.
Para vertederos laterales

d. Canal entre bocal y vertedero lateral (canal aductor)

Tendrá velocidad de 1.5 a 2 m/s para evitar deposición de sedimentos y tendrá capacidad del caudal máximo de ingreso al bocal y será revestido. Su pendiente será de 1 a 2%.

e. Desarenador (ver gráfico N° 10)

Se ubica inmediatamente abajo del vertedor lateral y se diseña para decantar partículas mayores a 0.5 mm. Debe tener compuerta de limpia, cuyo desfogue se ubique por encima del nivel de aguas medias en época de lluvias del cauce del río.

El desarenador debe diseñarse, para que cumpla su función, aun con 50% de su volumen lleno de sedimentos, para lo cual se duplicará su capacidad de función teórica, debido a que los campesinos son poco dados a hacer la limpia del desarenador.

Para el diseño del desarenador, se utiliza las relaciones siguientes:

$$W = \frac{V}{5.7 + 2.3 h}$$

Donde:

W = Velocidad de turbulencia en m/s.

V = Velocidad en el desarenador, que debe estar entre 0.1 y 0.5 m/s.

Se recomienda V = 0.2 m/s.

h = Profundidad del desarenador en m

Determinando W, se aplica la relación siguiente:

$$L = \frac{hV}{u - w}$$

Donde:

L = Largo del desarenador en metros

V = Velocidad en el desarenador (0.2 m/s)

h = Profundidad del desarenador (aprox. 1 m)

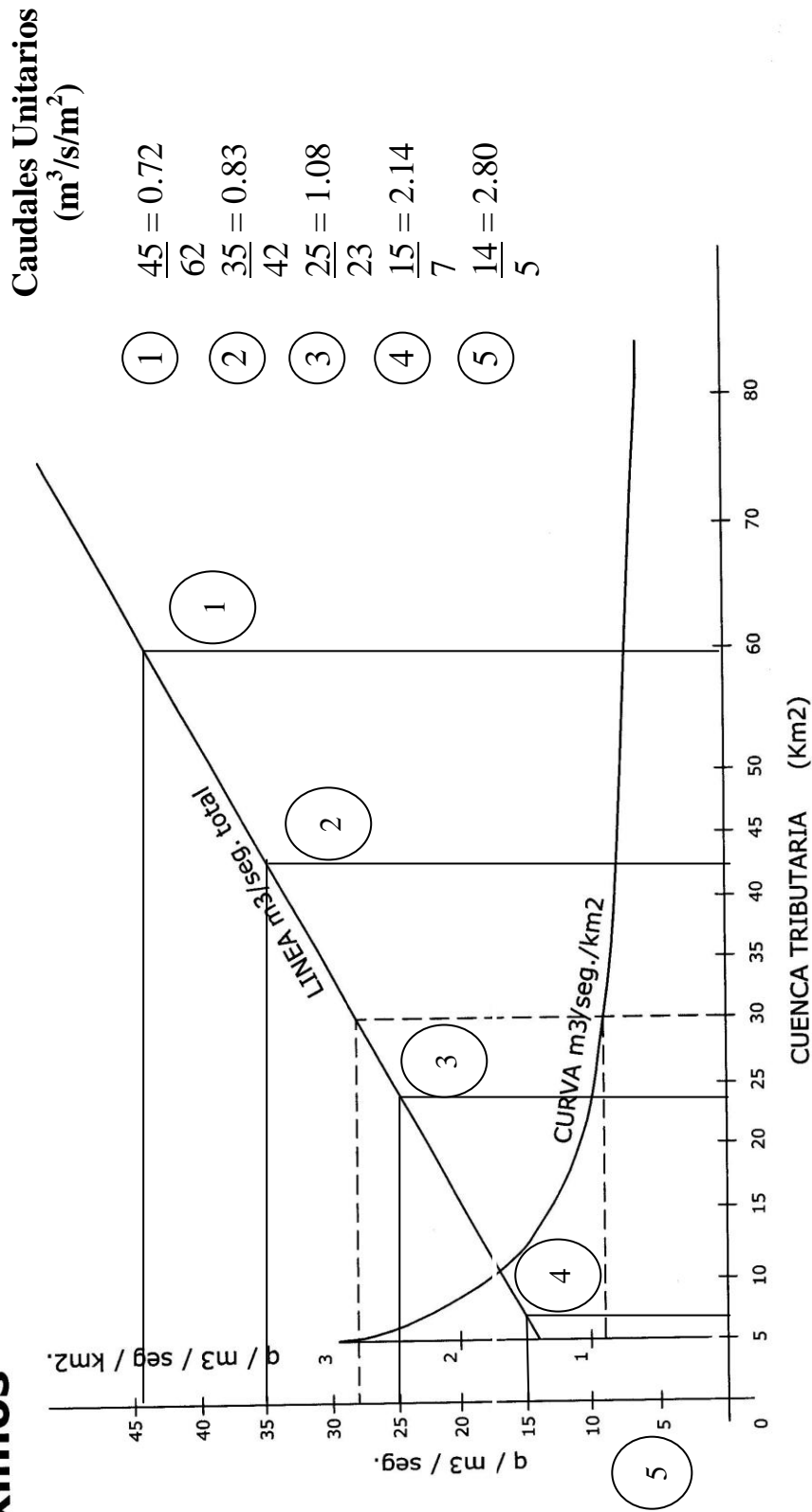
u = Velocidad de decantación de partículas 0.067 m/s. (se obtiene de tabla para d = 0.5 mm y peso específico del agua de 1.03)

w = Velocidad de turbulencia.

Cuadro N° 01: Velocidad de decantación de partículas

Diámetro partículas (mm)	Velocidad m / seg.
0.2	0.026
0.3	0.040
0.4	0.055
0.5	0.067
0.6	0.078
0.7	0.088
0.8	0.097
0.9	0.100
1.0	0.110

Gráfico VI-1: Gráfico para Obtención de Caudales Máximos

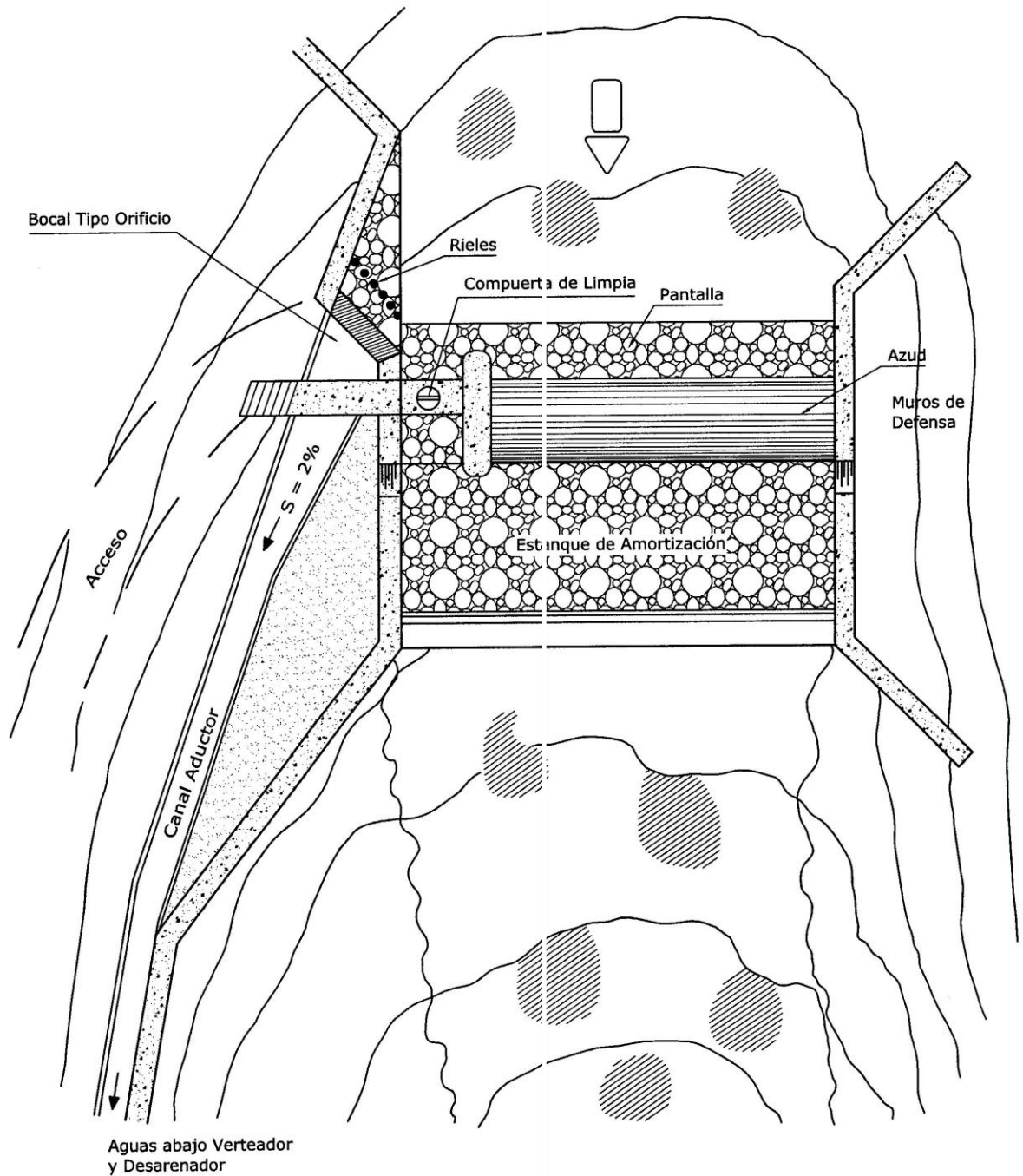


CAUDAL MÁXIMO PARA DISEÑO DE PRESAS DERIVADORAS EN RÍOS DE LA SIERRA

Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

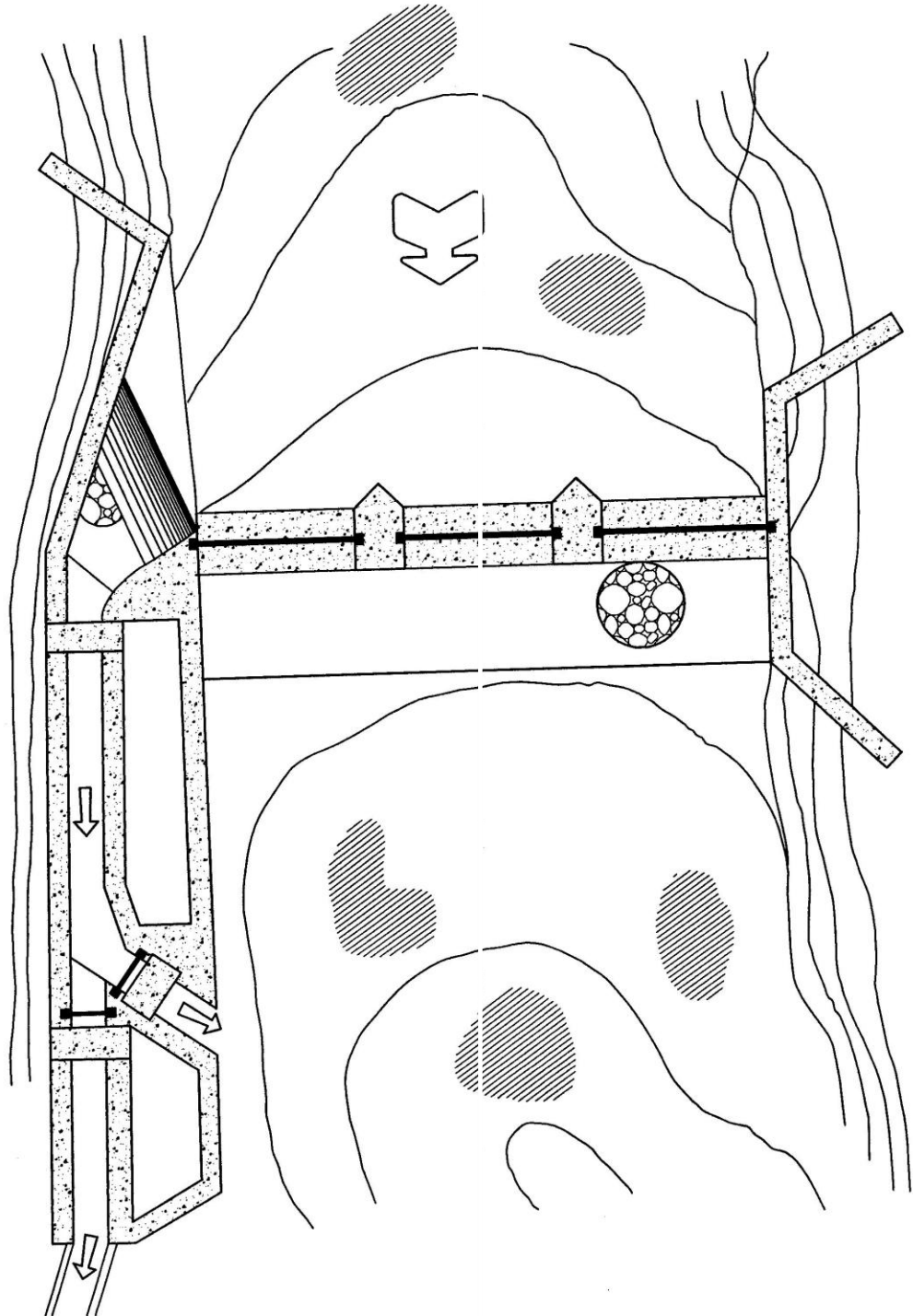
Gráfico VI-2: Toma con Azud Fijo



Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

Gráfico VI-3: Toma con Azud Móvil

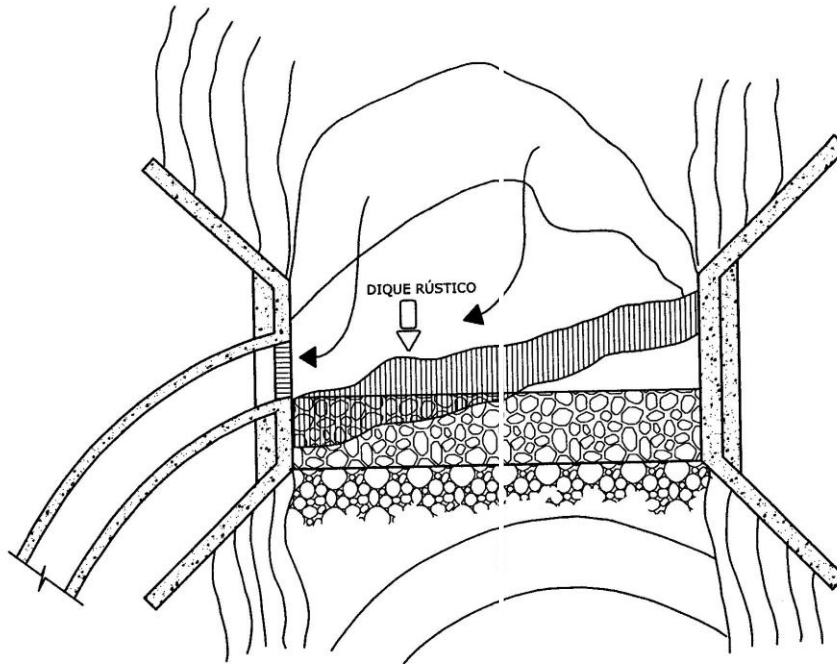


Dib: Arq. Karina Vilela M.

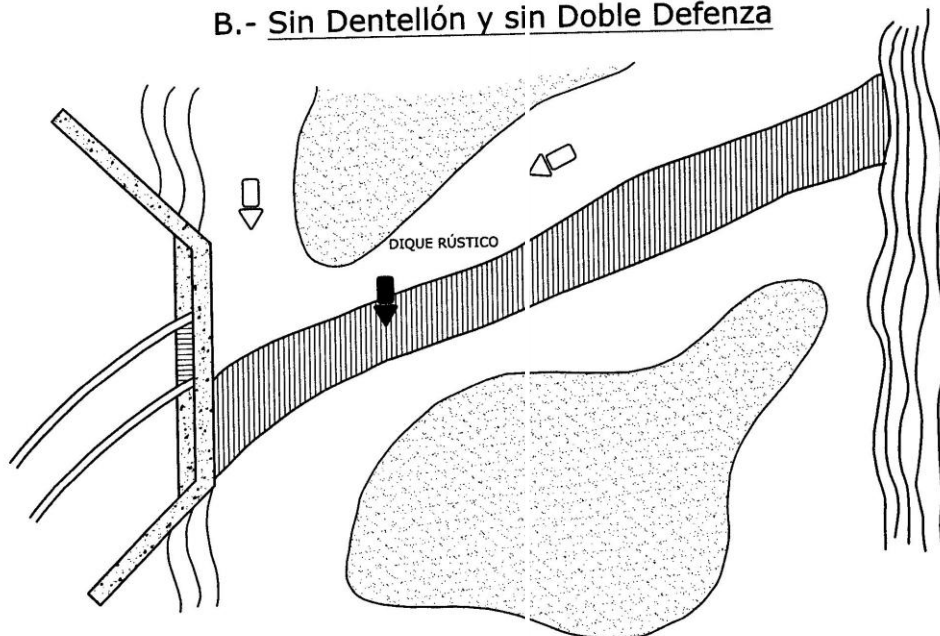
Dis: Ing. Eduardo García T.

Gráfico VI-4: Bocatomas Simples

A.- Con Dentellón y Defenzas



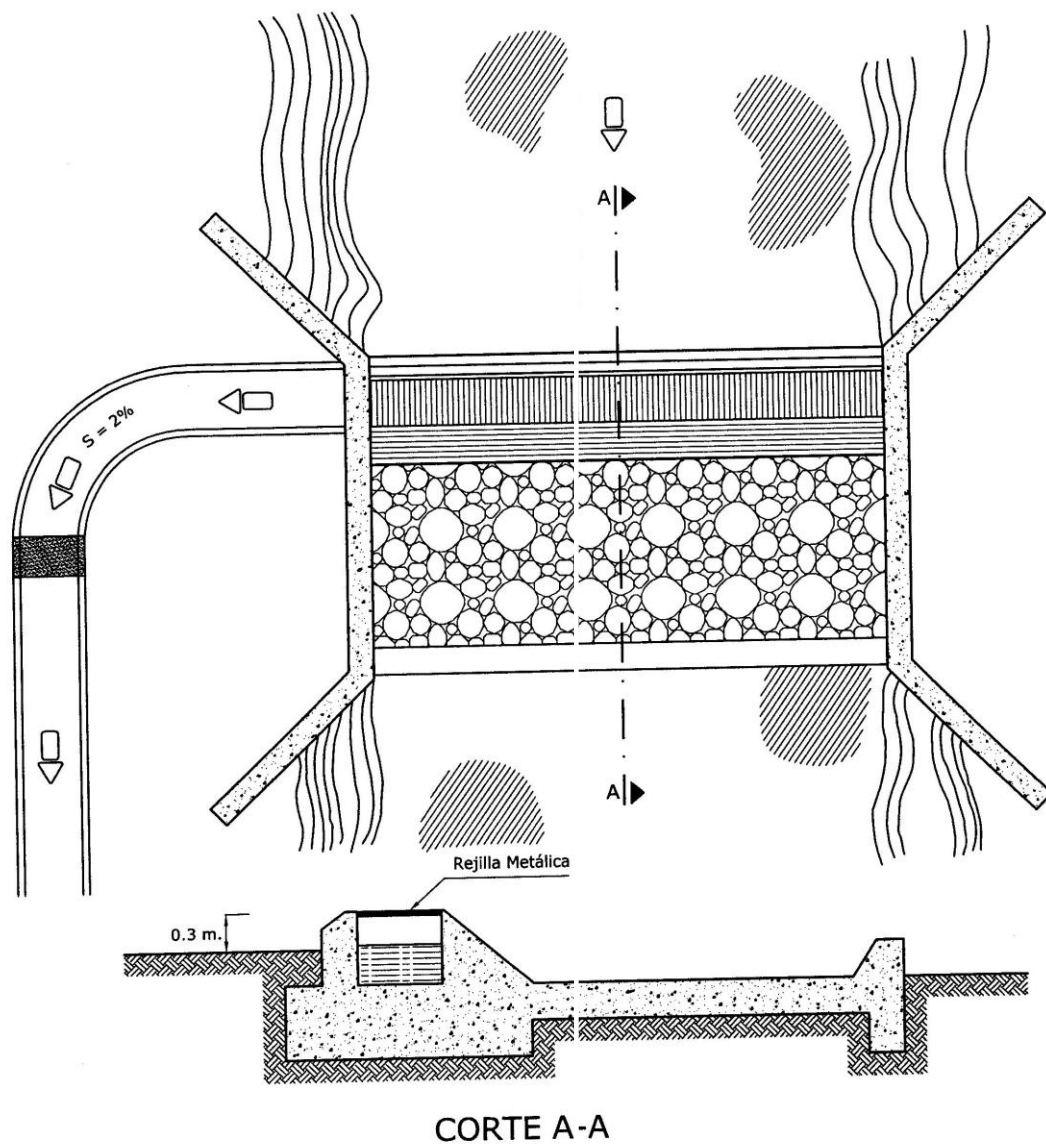
B.- Sin Dentellón y sin Doble Defenza



Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

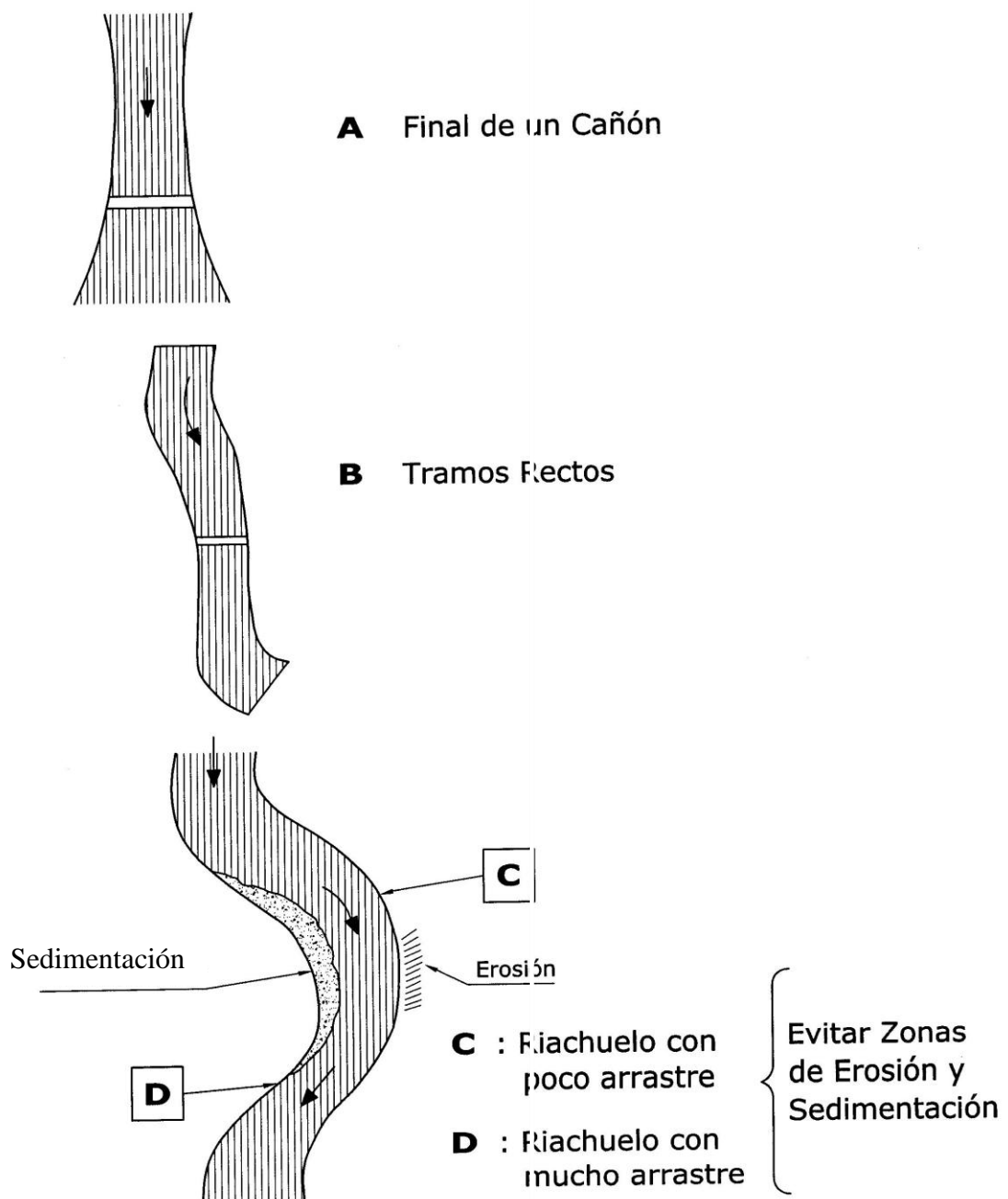
Gráfico VI-5: Toma con Bocal de Rejillas en el Azud



Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

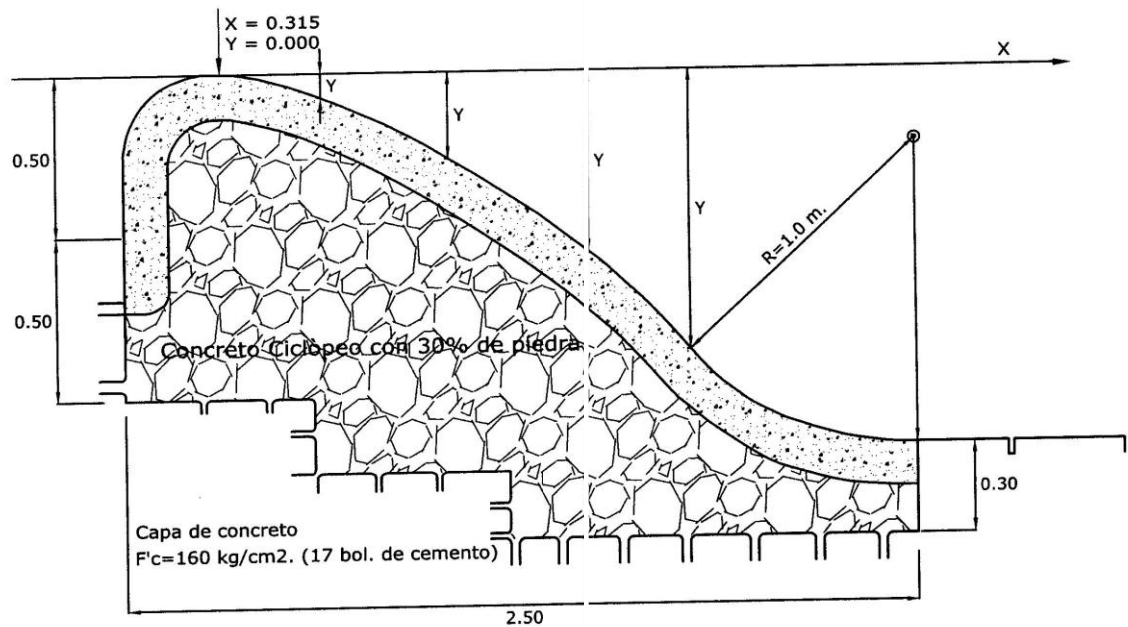
Gráfico VI-6: Ubicaciones Recomendables de Tomas



Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

Gráfico VI-7: Sección del Azud



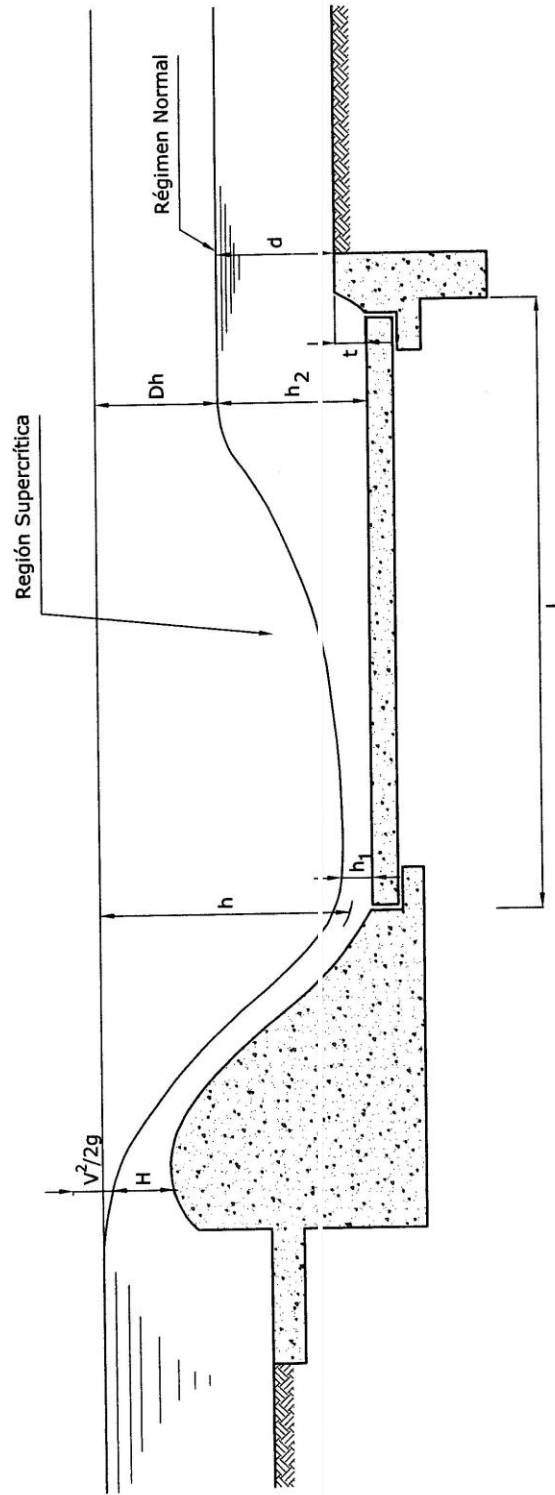
CORDENADAS DEL PERÍFIL CREAGER
PARA CIMACIO CON CARGA DE 1.0 m.

Valores para $h_E = 1.00 \text{ m.}$	
X	Y
0.000	0.126
0.100	0.036
0.300	0.000
0.400	0.007
0.600	0.060
0.800	0.142
1.000	0.257
2.000	1.220
2.500	1.960
3.000	2.820

Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

Gráfico VI-8: Azud con Estanque Amortiguador



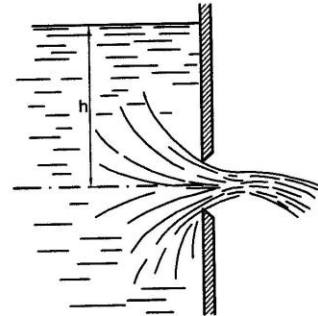
Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

Gráfico VI-9: Fórmulas para el cálculo de la circulación del agua en orificios

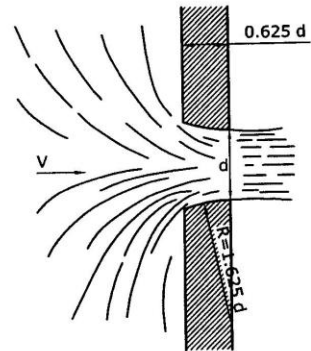
1. EN PARED DELGADA

$$Q = 0.61 A \sqrt{2gh}$$



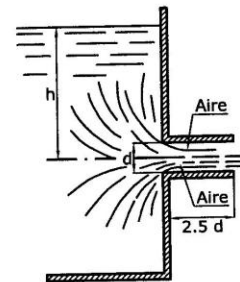
2. EN PARED GRUESA

$$Q = 0.97 A \sqrt{2gh}$$



3. EN SALIDA ENTUBADA

$$Q = 0.82 A \sqrt{2gh}$$

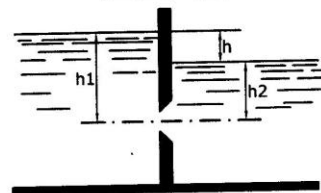


4. EN ORIFICIO TOTALMENTE AHOGADO

$$Q = CA \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$

$$Q = CA \sqrt{2gh}$$

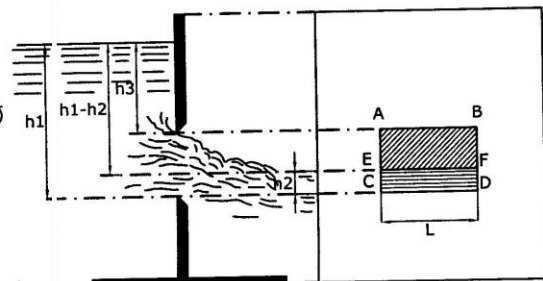
Valores de C = 0.62 a 0.88



5. EN ORIFICIO PARCIALMENTE AHOGADO

$$Q = CL \sqrt{2g} \left[(h_1 - h_2)^{3/2} - h_1^{3/2} \right] + CA \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$$

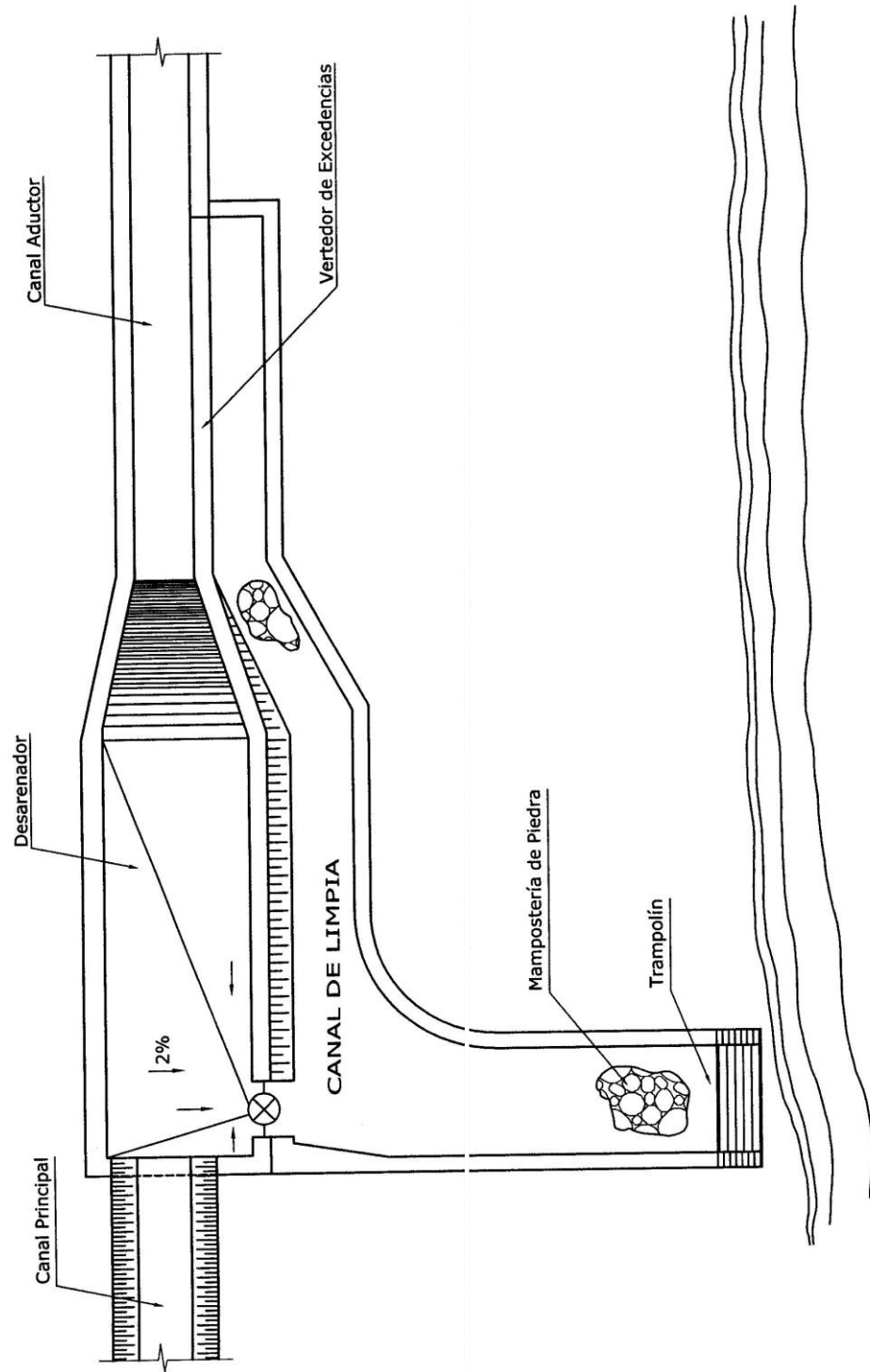
$$A' = L \times (\text{EFDC})$$



Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

Gráfico VI-10: Desarenador y Vertedero Lateral



Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

VII

Diseño de canales

Contiene:

- 1. Características /Cálculo hidráulico.**
- 2. Tipos de alineamiento.**
- 3. Ubicación de la caja.**
- 4. Tipos de revestimiento.**
- 5. Obras de arte.**
- 6. Drenes.**

Gráficos:

1. Tipos de alineamiento de canales de ladera.
2. Tipos de caja de canal en plataforma.
3. Tipos de revestimiento de canales.
4. Tipos de reservorios.

1. CARACTERÍSTICAS

El canal principal, se inicia luego del desarenador, o a veces directamente de la toma y conduce las aguas al área de riego.

Los objetivos que deberá cumplir son:

1. Conducir el agua con el mínimo de pérdidas de conducción.
2. Conservarse con un mínimo de mantenimiento y presentar las facilidades para su operación y mantenimiento.

El canal principal deberá diseñarse con el caudal necesario, de acuerdo al sistema de operación previsto, es decir con un horario diario de conducción, que puede variar desde 8 hasta 24 horas/día y en el diseño de su sección transversal deberá considerar los elementos siguientes:

1. Canal con su sección transversal
2. Camino de inspección, por la berma exterior que de acuerdo a la importancia, circunstancias y necesidades puede ser vial o peatonal.
3. Berma interior, en laderas, para preservar el canal contra la erosión y derrumbes de Talud.
4. Obras de Arte, que garanticen el buen funcionamiento del canal bajo todas las condiciones de circunstancias naturales y de manejo.

El camino de inspección puede ser de 1.00 metro de ancho para uso peatonal y de 3 a 4 m cuando es vial con curvas de radio mínimo de 10 metros.

La berma interior variará de 0.5 a 1.0 metros, de acuerdo a las condiciones de la ladera.

Las obras de arte, pueden ser de 18 tipos, para cumplir 12 objetivos, de acuerdo a lo indicado en la sección 7.

Cálculo hidráulico

El cálculo hidráulico se realiza con la fórmula de Manning, por ser la más apropiada, en que:

$$V = \frac{S^{1/2} R^{2/3}}{n} \quad \text{y} \quad Q = A.V$$

Donde:

- Q = Caudal en m³/s
A = Área mojada en m²
V = Velocidad del agua en m/seg.
S = Pendiente hidráulica
R = Radio hidráulico, en que $R = \frac{A}{P}$
P = Perímetro mojado
n = Coeficiente de fricción o rugosidad.

Coeficientes de fricción recomendables.

Canales en tierra

Regular y liso	0.025
Poco regular y rugoso	0.030
Revestido con piedras	0.040

Canales en roca

Liso	0.030
Rugoso	0.040 - 0.050

Canales revestidos

Concreto liso	0.012 - 0.016
Concreto rugoso	0.016 - 0.018
Mampostería	0.018 - 0.020

Canales de madera	0.012
Canales de planchas de hierro	0.014

Velocidades máximas admisibles para evitar erosiones del cauce del canal

Canales en tierra	V = 0.60 m/s
Canales en tierra de arcilla dura	V = 0.80 m/s
Canales revestidos con piedra	V = 1.00 m/s
Canales de mampostería de piedra	V = 2.00 m/s
Canales de concreto	V = 3.00 m/s
Canales en rocas blandas	V = 1.25 a 1.50 m/s
Canales en roca dura	V = 3.00 a 5.00 m/s

Taludes recomendables (horizontal/vertical)

En suelos arenosos	2 : 1
En suelos arcillosos	1 : 1
Canales revestidos con piedra	0.75 : 1
Canales de mampostería o concreto	0.5 : 1
Canales en roca	0.10 : 1

Borde libre:

Aprox. $1/3$ de d (tirante de agua)

Pendiente del canal:

Para canales entre 0.050 a $1.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ se recomienda pendientes de 2 a 1 por mil, utilizándose 2 para caudales menores y 1 para caudales mayores, compatibilizando la velocidad con las velocidades máximas admisibles, sobre todo en canales de tierra.

Radio del canal en curvas:

Se recomienda radios de 3 d , para velocidades hasta 1 m/s y 5 d , para velocidades mayores a 1 m/s .

Sección más eficiente (SME)

Se refiere a la relación idónea de la base (b) y del tirante (d) del canal. Las SME para canales rectangulares es $b/d = 2.00$, trapezoidales con talud 1:1, $b/d = 1.30$ y para talud 0.5, $b/d = 1.24$.

2. TIPOS DE ALINEAMIENTO.

Determinar el alineamiento del canal principal es de gran importancia ya que tiene consecuencias en la cobertura del área de riego, posibilidad de obras complementarias (Piscigranja, hidroeléctrica, etc.), costo del canal (considerando movimiento de suelos, revestimiento, etc.), longitud del canal, obras de arte y caminos de acceso

Por tanto, es necesario que el alineamiento se defina con cuidado, determinando tipo y pendiente, entre dos o tres alternativas previamente planteadas.

Los tipos de alineamiento para canales en ladera, son los siguientes: (ver gráfico N° 01)

A - De sección uniforme.

Es la forma más frecuente en pequeños canales, y consiste que desde la captación hasta el final, en que puede desaguar en una quebrada o canal lateral, el canal está diseñado para un sólo caudal, que es el de captación.

B - Cónico o telescopio.

Ocurre en canales o proyectos de mayor caudal y cuando el área de riego tiene una distribución amplia a lo largo del canal. En este caso para ahorrar costos en el canal principal, se puede construir un canal que por tramos (pueden ser 2 a 3), se vaya disminuyendo la capacidad de conducción, por su ingreso a los laterales. Para el diseño deberá estar previsto el sistema de operación de ingreso simultáneo a laterales.

En el diseño de los diferentes tramos del canal (de mayor a menor caudal), se procurará mantener la rasante del piso del canal uniforme -igual la pendiente- sólo variará el tirante por depresión, así se facilita la limpieza del canal.

C - Con lateral en alineamiento paralelo.

Muchas veces se traza el canal principal, en laderas abruptas, con costos elevados de construcción, para incluir en el área de riego, una porción pequeña del área total que se ubica en una cota mayor, a un alineamiento más bajo que resultaría mucho más económico en su construcción, como en su mantenimiento. Además los canales principales en laderas altas requieren de laterales revestidos en favor de la máxima pendiente al pie de la ladera, y por tanto también costosos y de difícil mantenimiento.

Estos problemas se pueden solucionar, bajando el canal principal, luego de un tramo con alineamiento alto, al pie de la ladera y trazar solo un pequeño lateral por la ladera para cubrir el área de riego que no se quería dejar de lado. Esta solución muchas veces resulta sumamente ventajosa, en costos iniciales de construcción, operación y mantenimiento.

D - Con elevación de caudal menor.

Cuando por encima de la cota del canal, se tiene un área pequeña, pero importante que se quiere regar, se puede utilizar la energía de una caída del caudal total del canal, para aprovechar en elevar una parte de este caudal a cotas por encima del alineamiento del canal, mediante el uso de bombas de ariete. La relación de equilibrio es la siguiente:

$$CHQ = hq$$

$$H = \frac{hq}{CQ}$$

Donde:

C = Eficiencia del sistema

H = Altura de la caída

Q = Caudal de carga

h = Altura total que deberá elevarse

q = Caudal que se quiere elevar

Ejemplo de aplicación

De un canal que conduce $Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$, se quiere elevar 50 l/s. a 20 metros por encima del canal. La eficiencia del sistema se considera $C = 0.50$.

Para la solución, luego de unos tanteos, se asume $H = 5.00 \text{ m}$, por tanto la altura que habría que elevar sería $h = 20 + 5 = 25$.

Aplicando la fórmula:

$$H = \frac{hq}{CQ} = \frac{25 \times 0.05}{0.50 \times 0.50} = \frac{1.25}{0.25} = 5.00 \text{ m (OK)}$$

El sistema completo para elevar el agua, considera taza de ingreso, tubería para la caída, bomba, tubería para la impulsión y poza de salida. Todo esto resulta costoso y sólo se justifica en áreas con agricultura muy rentable.

3. UBICACIÓN DE LA CAJA DEL CANAL EN LA PLATAFORMA (ver gráfico 2).

Se puede determinar cuatro tipos de caja o sección de canal, en relación a su ubicación en la plataforma. Estos son:

A - Canal entubado o tapado.

Se utiliza cuando los taludes encima del canal son deleznales y existe el peligro de que un canal abierto sea tapado por el desmonte, con el consiguiente rebose del agua del canal y destrucción de la plataforma, lo cual es costoso en su reparación y acondicionamiento. Se puede utilizar para tal efecto, cilindros enconcretados o canales (normalmente rectangulares) con tapa de concreto armado, con locetones prefabricados, desmontables, para la limpieza del canal y en caudales pequeños tubos PVC tipo agrícola.

Antes del tramo entubado deberá preverse un desarenador. Cuando existe el peligro de deslizamiento que ocurre también en la plataforma, será mejor usar tramos de canal de tubos o de madera desmontables.

B - Canal sobre Plataforma en Roca.

Construir una plataforma en Roca es un trabajo sin mayores complicaciones, pero aperturar una caja de canal de dimensiones precisas, sobre todo cuando esta es pequeña, es bastante complicada, por lo que a veces es mejor construir un canal de concreto rectangular, en lugar de excavar la caja en roca. Esto resulta recomendable en caudales hasta 500 l/s.

Para evacuar la escorrentía lateral de las lluvias, cada tramo de 100 metros habrá que construir un dren de evacuación de las aguas de escorrentía como una alcantarilla por debajo del canal, de por lo menos 0.40 m de diámetro para que no se obstruya.

C - Canal sobre Plataforma en suelos con mucha Bolonería.

Al igual que en el caso anterior, la excavación de la plataforma se hace difícil, por la presencia de Bolonería, requiriéndose explosivos y no lográndose una sección regular, ocurre en suelos fluvio-glaciares. En estos casos también puede convenir un canal sobre la plataforma, sobre todo en caudales inferiores a 500 l/s. Pero en este caso habrá que rellenar de tierra el espacio que queda en la berma interior, hasta la altura del borde del canal, para que la escorrentía lateral ingrese al canal y evacuar los excedentes mediante vertederos laterales, en lugares seguros, que no cause erosión a la plataforma del canal.

Caso contrario, de no rellenarse la berma interna podría formarse cárcavas de erosión, por la escorrentía lateral, entre el canal y el talud interno.

D - Canal con caja de canal en excavación.

Es la forma más usual del canal y consiste en excavar la caja del canal sobre la plataforma o en casos de laderas muy suaves (con pendiente transversal menor a 10%), excavadas directamente sobre la superficie del suelo. Resultan muy adecuadas en suelos firmes y uniformes, sin mucha pedregosidad. Permite canales sin revestir o revestidos y con taludes inclinados o parados.

4. TIPOS DE REVESTIMIENTO DE CANALES (ver gráfico N° 03)

El revestimiento de canales se hace por varios motivos como son:

1. Evitar pérdidas de conducción por filtraciones.
2. Evitar erosiones en el cauce del canal, por exceso de velocidad del flujo de agua.
3. Por estabilidad del canal, en el caso de canales en ladera, en que las filtraciones pueden causar asentamientos o deslizamientos de la plataforma del canal.
4. Para disminuir la sección del canal, obteniendo coeficientes de fricción bajos.

El revestimiento con concreto o mampostería de piedra, puede cumplir la mayoría de los objetivos y el enrocado o revestimiento con piedras, puede cumplir relativamente el objetivo de evitar erosiones.

El uso de madera o láminas de hierro (con cilindros) se usa solo en el caso de puentes, canales o tramos de canales provisionales. Los cilindros se usan también en tramos de canales tapados o entubados. Los revestimientos más frecuentes o más usados se indican en la figura adjunta y estas son:

A - Concreto vaciado in situ.

Se usa cuando los taludes (H/V) son 1:1 o más inclinados. En estos casos con mezcla algo seca se vacía primero sobre la base y luego sobre los taludes y se iguala mediante un frotachado. En este tipo de revestimiento con mezcla 1:2:4, se obtiene buenos resultados con espesores de 7 a 12 cms., de acuerdo al dimensionamiento del canal.

La ventaja de este sistema es que no se necesita encofrado, pero es necesario que la sección del canal o caja de canal haya sido cuidadosamente trabajada o perfilada, para lograr uniformidad en el espesor del concreto vaciado.

Es necesario juntas de dilatación cada 3 a 6 metros relleno con juntas asfálticas.

B - Canal con lozas prefabricadas.

Para cumplir los mismos objetivos, que en el caso anterior, pero en canales con taludes mas parados, se utiliza locetones prefabricados de 5 cms. de espesor para los lados o taludes del canal, el fondo del piso o base del canal se rellena con concreto vaciado in situ de 10 cms. de espesor. Igualmente se colocan bermas de concreto de 20 cms. de ancho y 10 cms. de espesor, para dar mayor estabilidad a los locetones.

El vaciado y los locetones se hace de concreto 1:2:4 con aprox. 7.2 bolsas de cemento/m³.

Los locetones se fabrican normalmente fuera de obra y luego son trasladados en volquetas a la obra. La dimensión máxima aconsejable es de 0.6m x 0.8 m con un peso de 60 kg., para ser manejadas por 2 hombres. De acuerdo a las medidas del canal, éste loceton se puede usar parado o hechado.

Las juntas entre locetones se hacen con mortero con mezcla 1:4 y al igual que en el caso anterior se usa juntas de dilatación cada 3 a 6 metros.

C - Canal con mampostería de piedra.

Este método se utiliza, cuando se dispone de abundancia de piedras en la zona y no es necesario para su aplicación un refino cuidadoso de la caja del canal.

Se utiliza piedras bien lavadas, sin materia orgánica, unidas con mortero de cemento con mezcla 1:4. El espesor mínimo recomendado es de 0.2m. Una variante a este método, es la utilización de pizarras, en bloques grandes, que colocadas como locatones, se puede aceptar el espesor de la pizarra, como espesor del revestimiento que puede ser de 5 a 10 cms.

El talud mínimo recomendado es de 1/4:1, tampoco es necesario encofrado y utilizando 70% de piedras del volumen de mampostería se utiliza 2.75 bolsas/m³. 3 bolsas cuando se hace un buen emboquillado de las piedras.

D - Concreto ciclópeo con 30 a 60% de piedras.

En este método es obligatorio el encofrado primero se vacía el piso y luego los lados del canal.

En canales rectangulares se encofra ambas caras del muro del canal. En trapezoidales puede prescindirse en algunos casos del lado exterior del muro, vaciándose directamente sobre la caja del canal.

Se recomienda en canales rectangulares y trapezoidales.

La mezcla de concreto a usarse es de 1:2:4, y se utiliza 3 a 5 bolsas/m³, de acuerdo a la cantidad de piedras que se logra introducir. El espesor mínimo recomendable en este tipo de obra es de 0.15 m. En canales rectangulares el espesor dependerá de la estabilidad del muro, soportando la presión del agua dentro del canal y el empuje lateral, asumiendo que el canal esta sin agua.

E-Tubería PVC

El uso de tubería PVC tipo agrícola en diámetros de 6 a 40 pulgadas es una buena alternativa de revestimiento, para caudales de hasta 200 a 300 l/s. Las ventajas respecto a canales de concreto son:

1. Menores costos.
2. Rapidez en la ejecución.
3. Mayor duración.
4. Facilidad en el mantenimiento.

El proyecto debe considerar cajas de control de concreto armado aproximadamente cada 50 m. que también se puede utilizar para tomas.

Elección del tipo de revestimiento y proceso constructivo.

Cuando los suelos que atraviesa el alineamiento del canal son impermeables, no será necesario ningún tipo de revestimiento, y si por algún motivo tiene velocidades excesivas, esto se anula con la construcción de rápidas o caídas.

En caso el revestimiento se haga necesario, por filtraciones que signifique pérdida no deseada de agua o peligro de estabilidad de taludes o bermas, sobre todo en suelos limosos, donde por tubificación, puede causar la destrucción de la berma exterior, el método de revestimiento estará en función de las condiciones siguientes:

- Disponibilidad de piedras y arena u hormigón.
- Talud del canal.
- Eficiencia de la mano de obra
- Costos.

Donde abundan piedras, podrá pensarse en mampostería, caso contrario concreto. Si se tiene taludes inclinados se preferirá vaciado in situ o locetones. En canales rectangulares será concreto ciclópeo con encofrado. En relación a la mano de obra el campesino está más familiarizado con la mampostería.

En relación al proceso constructivo es importante primero aperturar la plataforma, hasta la toma, para su utilización como carretera para la construcción de la toma y luego para construir el canal, iniciar en la toma e ir avanzando con carretera de punta de canal hacia el final del canal, para así tener siempre los materiales y el equipo de construcción en punta de carretera.

5. OBRAS DE ARTE DEL CANAL.

Denominase como obras de arte, todas las estructuras necesarias que garanticen el buen funcionamiento del canal, para superar impedimentos naturales, como el cruce de una quebrada o facilidades para su manejo, como una compuerta o un puente peatonal.

Las principales obras de arte son las siguientes:

A - Para medir caudales

Aforador o medidor

Estas estructuras son fundamentales para un control de eficiencia del sistema de riego y para la distribución del agua con equidad. El más usual actualmente es el RBC, que no necesita desnivel adicional en el canal y son simples de construir y de leer el caudal en base a una regla en el lado del canal. Sólo se construye en canales revestidos un reborde en el fondo del canal o base.

B - Para disminuir pendiente del canal

Se utiliza caídas o rápidas, que son estructuras de concreto o mampostería, para absorber desniveles, siendo la primera de caída libre o aereada y la segunda con lámina sin aereación.

C - Para cruzar quebradas con luces grandes

Se usa puente canal, acueductos o sifones invertidos. Los primeros pueden ser de concreto, de madera o de cilindros sobre base de troncos de madera. Pueden diseñarse como puentes en base a vigas o como puentes colgantes en base a cables. En el caso que la alternativa de sifón resulta más adecuada por condiciones topográficas, el conducto podrá construirse de tubos que pueden ser de PVC o fierro, debiendo mejor ser enterrado a 0.8m de profundidad en el caso de tubos de plástico, pues son delicados a golpes y al intemperismo. En el caso de fierro, será mejor apoyado en dados de concreto y alineado libre para su mantenimiento con pintura anticorrosiva.

Con tubos de PVC puede lograrse presiones de hasta 150 metros, dependiendo de la clase. Normalmente lo que limita en este tipo de tubos es el diámetro que máximo se tiene de 12 a 14 pulgadas.

Para diámetros mayores se utiliza concreto armado, pero se recomienda sólo para presiones de 12 a 15 metros. Todo sifón debe contar con estructura de entrada, control de sedimentos en la parte más baja y estructura de salida.

En el diseño del conducto deberá considerarse velocidades mayores a $V = 1.5$ m/s y menores a $V = 3.00$ m/s para evitar sedimentación y erosión respectivamente.

En las estructuras de entrada y salida, se protegerá adecuadamente con parrillas metálicas y desarenadores el ingreso de piedras o sedimentos.

D - Para el cruce de quebradas angostas.

Se utiliza Badenes (canoas) o alcantarillas. En estos casos el agua de las quebradas, pasan por encima o por debajo del canal respectivamente. Se recomienda el primero para caudales grandes y el segundo para caudales menores. Depende también de la topografía del lugar.

Se tiene casos, en canales aductores o colectores que desaguan en embalses para captar el escurrimiento de cuencas adyacentes, en que debe diseñarse el ingreso del agua de la quebrada al canal. En estos casos se evitará que las piedras ingresen al canal, mediante parrillas de rieles y se construirá vertederos laterales para evacuar excedentes.

E - Para evacuar excedentes de agua en el canal

Vertederos laterales.

Un canal debe funcionar siempre con un borde libre y no con el agua rebasando sus bordes, por lo que es necesario construir vertederos laterales para evacuar la escorrentía de las laderas, en época de lluvias. Con este objeto deberá aprovecharse los puentes o acueductos y los lugares con presencia de roca para evacuar las aguas sin erosión hacia cauces seguros.

F - Para cruzar con canal zonas de deslizamientos

Se utiliza canales tapados o entubados cuando el deslizamiento es del talud y canales provisionales de madera o cilindros cuando se desliza la plataforma. En tramos tapados se deberá prever un desarenador a la entrada.

G - Para distribuir el agua

Tomas laterales, con compuertas metálicas o de madera. Se utiliza también partidores.

H - Para cruzar sobre el canal

Puentes peatonales y puentes carrozables, que serán de 1 a 2 metros de ancho en el primer caso y de 3 metros para puentes carrozables.

Podrán construirse de concreto armado o de vigas de madera y tablones.

I - Para facilidades domésticas.

Se utiliza bebederos para los animales y lavaderos para la gente.

J - Para evitar que los taludes se malogren

Se utiliza zanjas de coronación, con programas complementarios de forestación o siembra de pastos.

K - Reservorios nocturnos (ver gráfico N° 04)

Los reservorios nocturnos son estanques que sirven para almacenar agua durante la noche (a veces durante la noche y parte del día), con el objeto de permitir el riego solo durante el día, en mejores condiciones de visibilidad y horario, para así obtener mejor eficiencia de aplicación y facilitar la organización del riego.

Los reservorios pueden ubicarse en la cabecera de los laterales, lo que obliga a duplicar o triplicar la capacidad de los laterales o a media longitud del lateral en un punto de equidistancia sobre el área de riego que cubre el lateral, lo cual evita el incremento de la capacidad de conducción del lateral. El reservorio puede ser previsto para almacenar entre 12 a 18 horas por día, dependiendo su volumen, del caudal y del horario. Así, para un lateral de $Q = 200 \text{ l/s}$ y almacenamiento de 12 horas (42,300 seg.) el volumen del reservorio será $V = Q \times T = 0.2 \text{ m}^3/\text{seg} \times 42,300 \text{ seg.}$ $V = 8.640 \text{ m}^3$.

Las características de diseño (forma, tamaño, revestimiento) estará condicionado por la topografía y geología del terreno.

En topografía plana, de poca pendiente 2 a 5%, con suelos profundos, es adecuado reservorios circulares construidos por excavación y relleno (ver tipo A en figura adjunta). En cambio en zonas rocosas y de fuerte pendiente, será mejor reservorios de concreto ciclópeo o armado (ver tipo B en figura).

Reservorio en tierra.

Normalmente son adecuados para capacidades entre 2,000 y 20,000 m^3 . Se construyen por corte y relleno, debiendo ser relleno compactado con humedad óptima al igual que una represa de tierra. Son suficientes taludes 2:1 (H/V) y un ancho de corona de 3.00m para el paso del tractor. Resulta adecuado considerar un tirante de agua de 2.00m y un borde libre de 0.5m. Con esta altura total de 2.5m, el tractor solo, sin necesidad de volquetas, puede realizar el relleno.

Los taludes del reservorio, aguas abajo y aguas arriba deberá protegerse con enrocado, contra la erosión.

El canal de ingreso deberá revestirse, en forma de rápida hasta la base del reservorio.

La toma consiste en una línea de tubería de PVC, enconcretada con 0.2m de espesor, con anillos para alargar la línea de filtración. El control se hace mediante válvula colocada aguas abajo que termina luego en una poza de disipación. El vertedor de excedencia, se construye revistiendo un canal (de la misma capacidad del canal de ingreso), sobre el terraplén, a la misma altura de la toma para utilizar la misma poza de disipación, para la toma y el vertedero.

Cuando el terreno es muy permeable, puede considerarse un revestimiento de arcilla de 0,3 m de espesor o de concreto reforzado con fierro de temperatura de 1/4 con espesor, de 5 a 10 cms.

Cuando la topografía lo permite, se puede usar depresiones en el terreno, con cierre de pequeños diques de tierra bajo las mismas características explicadas.

Reservorio de concreto ciclópeo o armado.

Normalmente resultan adecuados para volúmenes pequeños (debajo de 2.000 m^3) y se acomodan en terrenos planos o de fuertes pendientes.

En terrenos planos, puede ser todo en excavación, con taludes 1:1, para disminuir el espesor del revestimiento, que será suficiente en concreto ciclópeo o mampostería de

0.2m de espesor, para el piso y los lados, con juntas de dilatación en paños de 20 m² aproximadamente, en caso se use concreto.

En terrenos en ladera, en cambio se usará mas bien taludes verticales y tirantes de agua altos, para disminuir el área del pozo. En este caso con concreto ciclópeo, resulta dimensiones considerables de los muros, puesto que se diseñan como muros de contención, con presiones internas (agua) y empuje de tierra externo, en condiciones de vacío y lleno de agua.

Una alternativa para ahorrar concreto, sobre todo en zonas en que el transporte de hormigón y piedras es dificultoso, es el uso de concreto armado y reservorios circulares con taludes verticales. En estos casos el espesor del muro, varía de 10 a 15cms. En este tipo de reservorios el tirante del agua, puede llegar a 5 metros y el control puede ser con válvulas o compuertas. Para el vertedero será adecuado un vertedor de caída libre.

6. DRENES.

Condiciones e información básica.

En el presente capítulo, se refiere como tierras con necesidad de drenaje, a las que sufren inundaciones por el ingreso de agua superficial y a las que tienen alimentación subterránea.

En el primer caso, el ingreso de agua puede deberse principalmente a las causas siguientes:

- Escorrentía superficial de las laderas
- Desborde de ríos
- Filtraciones de conductos de agua.

En el primer caso, la solución será captar las aguas de escorrentía, mediante un canal colector y desaguarlas en lugar seguro. Para diseñar adecuadamente el canal colector, será necesario apreciaciones adecuadas de los caudales y volúmenes de escorrentía y diseñar para captar aproximadamente un 80% del volumen anual, pues captar el 100% puede significar un canal de sección muy grande ya que captaría avenidas instantáneas de mucho caudal, y de poca incidencia en el volumen anual, por sus cortas duraciones.

Para los casos de desbordes y filtraciones, las soluciones serán específicas, para solucionar dichos problemas.

El drenaje más complicado, ocurre cuando se trata de bajar el nivel freático en zonas en que el problema es el agua subterránea. En estos casos deberá estudiarse la información básica, consistente en los aspectos siguientes:

- a. Origen del problema.
- b. Topografía.
- c. Nivel freático (Isohipsas e Isobatas).
- d. Características físicas y químicas del suelo.
- e. Calidad del agua subterránea (Isosalinidad).
- f. Características de la agricultura Post-Drenaje.
- g. Determinación si el área drenada recibirá riego.

Origen del problema.

Determinando la causa del problema es fácil plantear la solución y las características de esta, pues junto con la causa, se puede apreciar caudales y otros parámetros.

Topografía.

Para el diseño de los drenes, es necesario un plano topográfico con curvas de nivel cada 0.5 m y planta en escala 1:2000 a 1:5000. Este mismo plano sirve para el control piezométrico.

Nivel freático.

Las isohipsas o hidroisohipsas son curvas de cotas iguales de los niveles freáticos y determinan el sentido del flujo, lo cual se considerará en el diseño, para su intercepción con drenes abiertos, perpendiculares a la línea de flujo.

Las isobatas, son las curvas de igual profundidad del nivel freático respecto a la superficie del terreno y determinan la uniformidad o desuniformidad del nivel freático, respecto a la superficie del terreno y por tanto a las raíces de los cultivos.

Características físicas y químicas del suelo.

Es necesario conocer la textura y la composición química del suelo, hasta profundidades máximas de 2 a 3 metros. Muchos suelos son estratificados, y su conocimiento en perfil ayuda en determinar las características para el drenaje en conductividad hidráulica y salinidad.

Calidad del agua subterránea.

Es importante conocer su calidad, sobre todo en relación al Sodio, al Boro y sales totales. Será necesario curvas de **Isosalinidad** tanto en su origen, así como en el área a drenarse.

Agricultura Post - Drenaje.

El sistema de drenaje puede ser diferente para el caso que se quiera o no aprovechar el nivel freático por las raíces del cultivo previsto y de acuerdo al tipo de cultivos que determina la profundidad de las raíces y por tanto, el nivel al cual se quiere bajar el nivel freático. El aprovechamiento del agua freática se denomina sub-riego.

Determinación de riego.

Un área que se drena y luego se riega, tendrá un diseño de drenaje diferente a un área que se drena para secano, en el primer caso los drenes incluirán en su capacidad el agua de percolación del riego.

Sistemas de Drenaje.

Un sistema de drenaje consta básicamente de drenes interceptores (abiertos), complementados por drenes de alivio (enterrados).

Los drenes abiertos, normalmente son de baja pendiente, aproximadamente 1 por mil, de profundidades 2 a 3 metros y taludes bastante inclinados, como 1:1 y 2:1 (H/V). Será fundamental, mantener un camino carrozable a ambos lados, para su mantenimiento mecanizado y amontonar el desmonte de excavación, detrás de las vías y nunca al borde del dren, pues con las lluvias el desmonte se erosiona y rellena el dren. El sistema de alivio se diseña perpendicular o en forma de espina de pescado, hacia el dren abierto y consiste en tubos de 4 a 6 pulgadas de PVC agujereado, colocados con filtros de arena y grava con pendientes de 0.2 a 0.5% y distanciadas de acuerdo a las condiciones del nivel freático y al tipo de suelos.

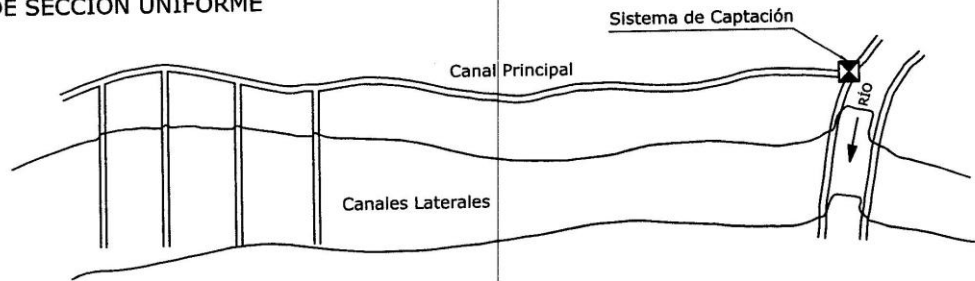
En un sistema de drenaje, para que funcione adecuadamente, los drenes enterrados deben evacuar sus aguas, por encima del nivel máximo de las aguas en el dren colector y es necesario un mantenimiento constante, sobre todo de las hierbas en el dren abierto y de obstrucciones en los drenes enterrados.

Por otro lado, cuando un suelo que siempre tuvo el nivel freático a nivel superficial, requiere varios años, después de drenado para formar una estructura adecuada de suelos que sirva en la agricultura.

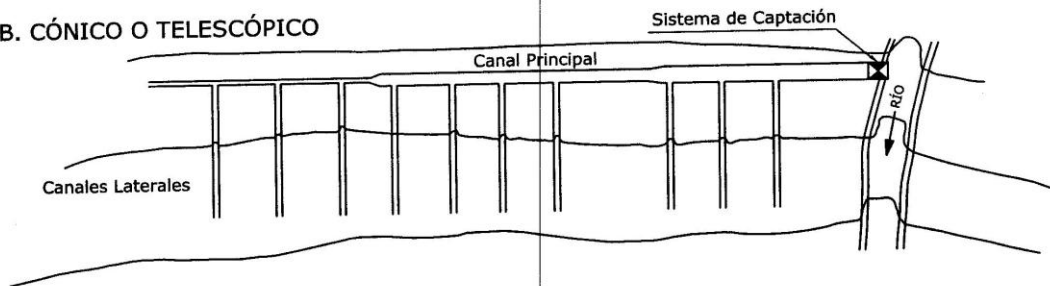
Para el cálculo de distanciamiento de drenes existen muchas fórmulas en base a modelos hidráulicos. En la práctica estos distanciamientos varían de 10 a 100 metros entre los suelos pesados y arenosos.

Gráfico VII-1: Tipos de Alineamiento del Canal en Laderas

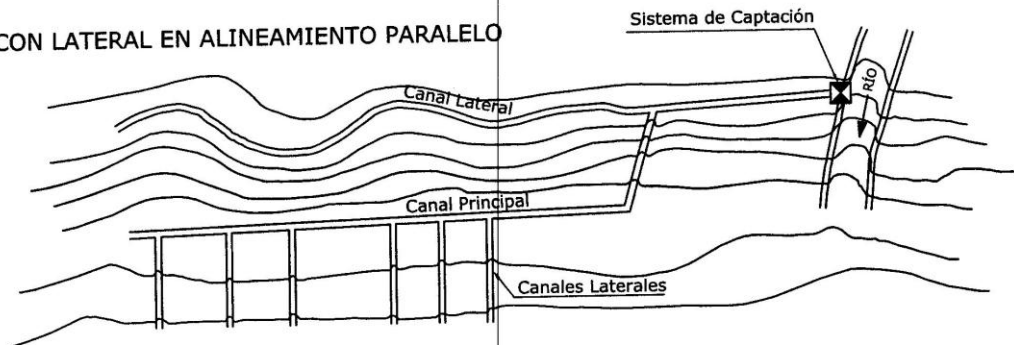
A. DE SECCIÓN UNIFORME



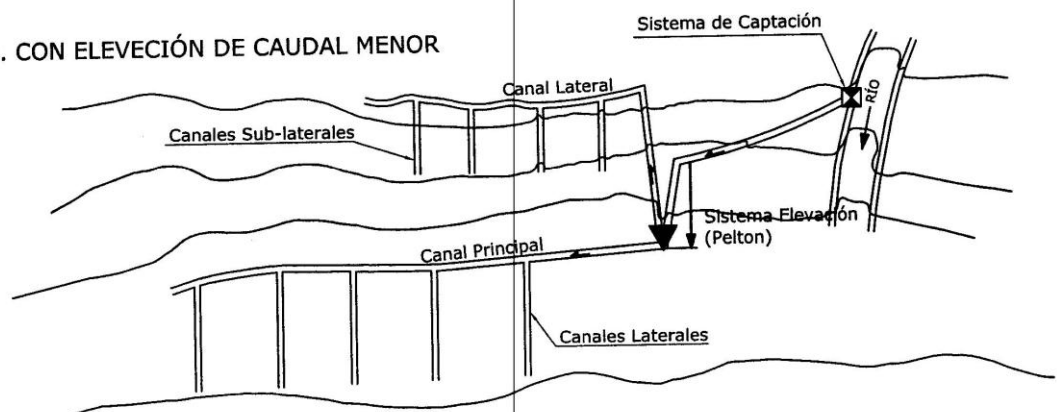
B. CÓNICO O TELESCÓPICO



C. CON LATERAL EN ALINEAMIENTO PARALELO



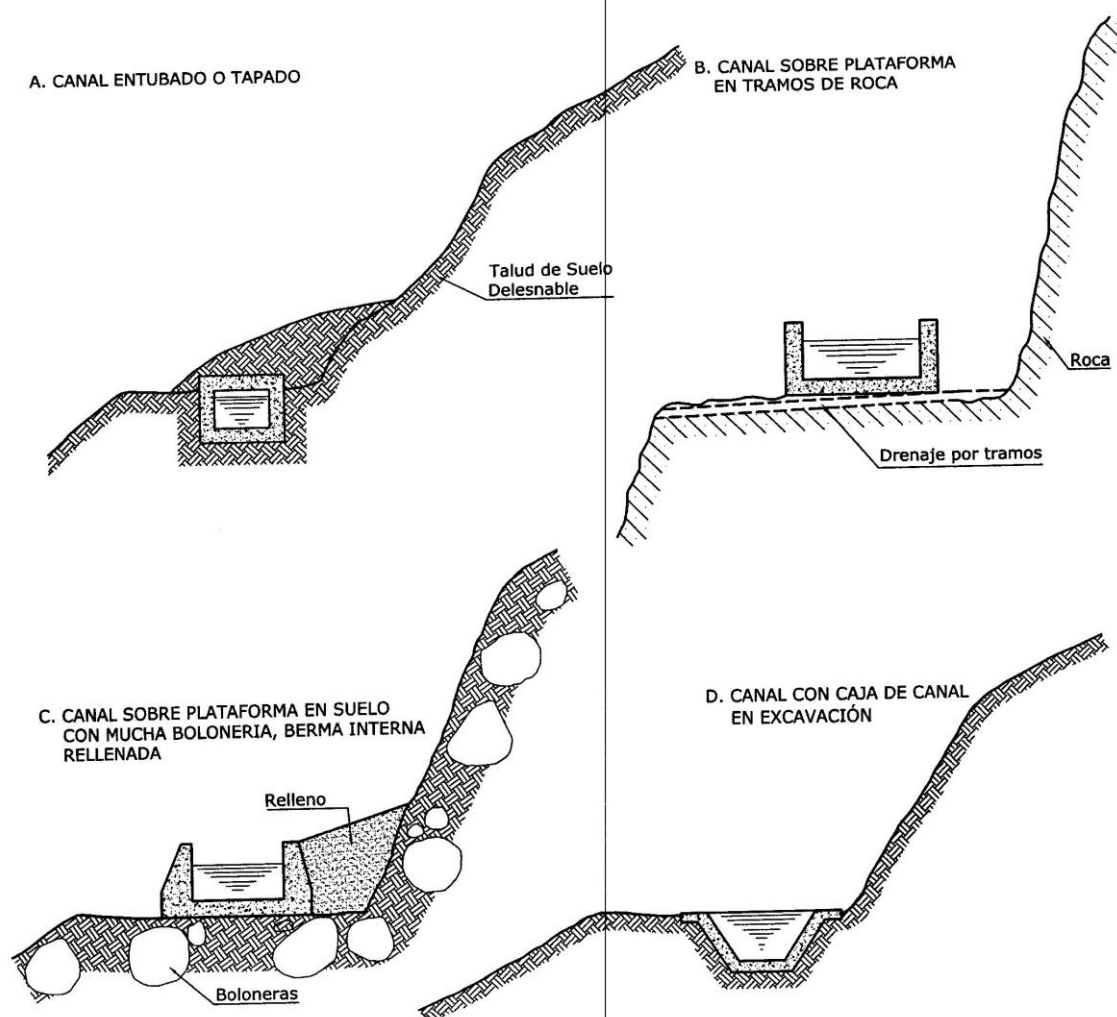
D. CON ELEVECIÓN DE CAUDAL MENOR



Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

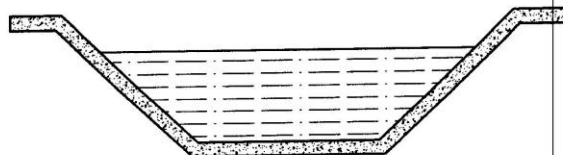
Gráfico VII-2: Tipos de Caja de Canal en la Plataforma



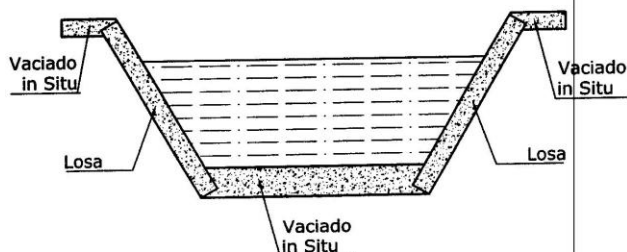
Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

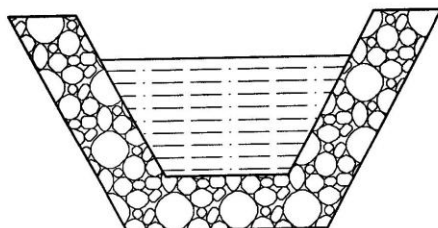
Gráfico VII-3: Tipos de Revestimientos de Canales más usuales



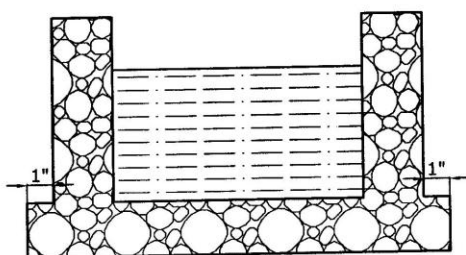
- A. Concreto vaciado in situ talúd mínimo 1:1
Espesor: 7 a 12 cm.
No requiere encofrado
8 bolsas de cemento/M3



- B. Con losas pre-fabricadas de 5 a 7 cm.
Piso 10 cm.
Talúd mínimo: 0.5/1
No requiere encofrado
8 bolsas de cemento/M3



- C. Con mampostería de piedra
Espesor mínimo 20 cm.
Mescia: mortero 1:4 con 70% de piedra
Talúd mínimo 0.25/1
No requiere encofrado
2.75 a 3.00 bolsas de cemento/M3



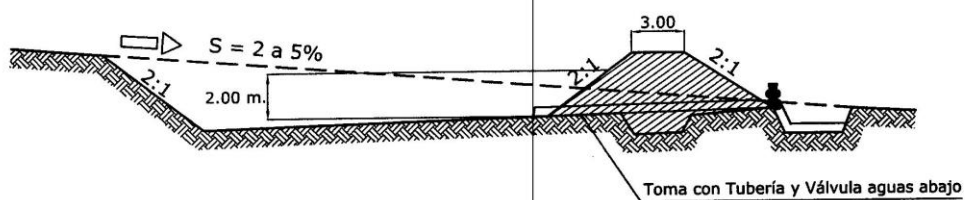
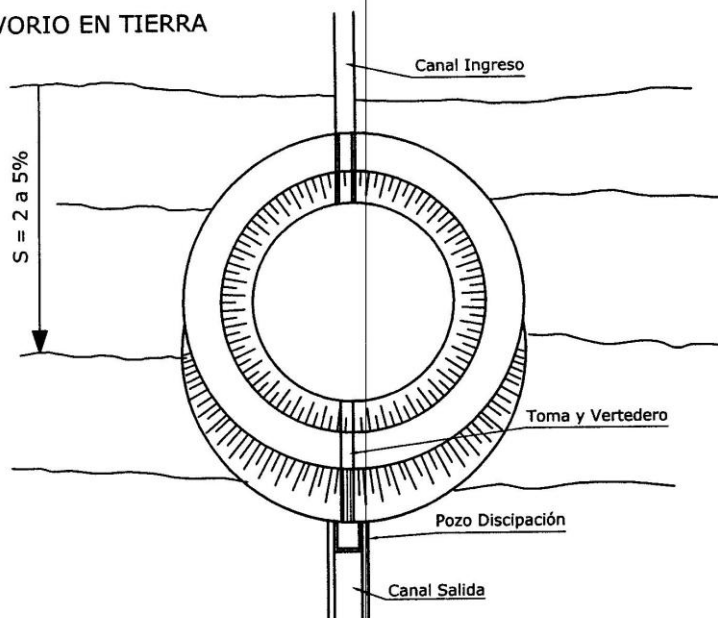
- D. Concreto ciclópeo con 30 a 60% de piedra
Espesor mínimo 15 cm.
Requiere encofrado
3 a 5 bolsas de cemento/M3

Dib: Arq. Karina Vilela M.

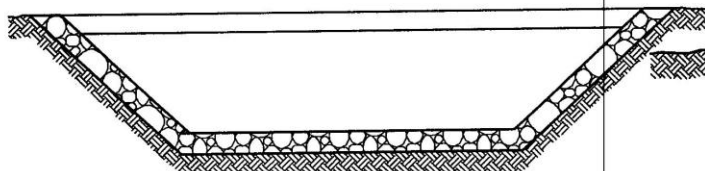
Dis: Ing. Eduardo García T.

Gráfico VII-4: Tipos más usados de Reservorios Nocturnos

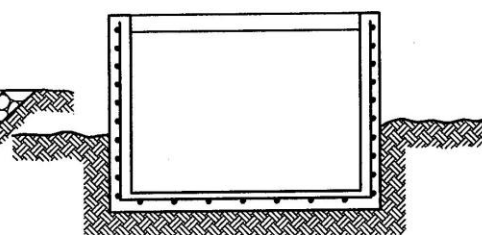
A. RESERVOIRIO EN TIERRA



B. RESERVORIOS DE CONCRETO



B-1. CICLÓPEO



B-2. ARMADO

Dib: Arq. Karina Vilela M.

Dis: Ing. Eduardo García T.

BIBLIOGRAFÍA

- **ZIMMERMAN J.** : El Riego
Editorial CECSA, México
- **ILPES** : Guía para la presentación de proyectos
Editores siglo XXI, México
- **FOURNIER F.** : Conservación de suelos
Ediciones Mundiprensa, Madrid
- **TERRY G. Y RUEL** : Principios de administración
Editorial El Ateneo, Argentina
- **IDRC, CRDI, CIID** : La contaminación de aguas
subterráneas en áreas urbanas
de América Latina
Editor V. Ricaldi, Bolivia
- **LUQUE A.** : Hidrología agrícola aplicada
Editorial Hemisferio Sur, Argentina
- **MONTES DE OCA I.** : Geografía y recursos naturales de Bolivia
Editorial del Ministerio de Educación
Bolivia
- **MIJAILOV L.** : Hidrogeología
Editorial MIR, Moscú
- **GARCIA TEJEIRO F.** : El Riego
Editorial Dossat, Madrid
- **FAO / UNESCO / OMM** : Estudio agro climatológico de la zona
andina
Editado por FAO - NNUU
- **ONDC – COOPOP** : Manual de pequeñas obras de regadío
- **VASQUEZ A. Y CHAG NAVARRO L.** : El Riego, principios básicos
UNA - Perú
- **SIMON A.** : Hidráulica básica
Editorial LIMUSA, México
- **PLAN MERISS II.** : Uso del riego
Ministerio de Agricultura, Perú

- **SKOGERBOE G.** : Manual de mantenimiento
Centro internacional de riegos UTHA,
USA
- **AGUIRRE J.** : Introducción a la evaluación
económica y financiera de
inversiones agropecuarias
- **AUGSTBURGER F.** : Desarrollo y medio ambiente
COTESU, Bolivia
- **FAO – BOLETIN N° 01** : Introdutios to irrigation
Roma
- **FAO – BOLETIN N° 03** : Irrigation Waterneeds
Roma
- **FAO – BOLETIN N° 33** : Efectos del agua sobre el rendimiento
de los cultivos
Roma
- **RENGIFO, GRILLO Y GRELOW** : Taller, agricultura y riego en los
Andes, Perú
- **DE ZUTTER P.** : Siete cuentos y Recuentos sobre
Ecología, Perú
- **GUTIERREZ Z.** : Informe sobre eficiencia de riego en
Punata – Tiraque, PRIV, Bolivia
- **LUJAN V.** : Informe sobre agua subterránea en
Punata, PRIV, Bolivia
- **BLANCO C.** : La trucha, cría industrial
Ediciones Mundi Prensa, Madrid
- **BLOCH A.** : Ley Murphy II
Editorial Diana, México
- **PORTLAND CEMENT ASSOCIATION** : Presas pequeñas de concreto
Editores Noriega, México
- **BUREAU OF RECLAMATION USA** : Diseño de pequeñas presas de tierra
- **GARCIA E.** : Balance hídrico de la laguna Khar –
Khota, PRAV, Bolivia
- **GARCIA E.** : Un ordenamiento viable de los

recursos hídricos

- **GERSHON E.** : Un ordenamiento viable de los Recursos hídricos
- **TORRES HERRERA** : Obras hidráulicas
Noriega Editores, México
- **TRUEBA CORONEL S** : Hidráulica