

Universidad Técnica Particular de Loja
BIBLIOTECA GENERAL



Retirado el 2005-04-04

Valor \$15

Nó Clasificación 2005 016 IC. 519

231 P. 25 DL

627 X 215 EIC

627
Diseño Hidráulico computacional
Proyectos de riego.

627.52
627



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS DE GRADO PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

TEMA: DISEÑO HIDRÁULICO COMPUTARIZADO DE OBRAS DE
TOMA, OBRAS ESPECIALES, SISTEMAS DE RIEGO EN PARCELAS
MENORES A 4 HECTÁREAS Y CÁLCULO DEL REQUERIMIENTO
HÍDRICO EN PROYECTOS DE RIEGO

DIRECTOR DE TESIS:

Ing. Holger Benavides Muñoz

AUTORES:

Diego Fernando Ochoa Muñoz

Homero Leonardo Tandazo Yaguachi

Loja – Ecuador

Cesión de Derechos

Nosotros Diego Fernando Ochoa Muñoz y Homero Leonardo Tandazo Yaguachi, declaramos conocer y aceptar la disposición del Art. 67 de Estatuto Orgánico de la Universidad Técnica Particular de Loja que en su parte pertinente dice: "Forman parte del patrimonio de la Universidad la propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y tesis de grado que se realicen a través, o con apoyo financiero, académico o institucional operativo de la Universidad"



Diego F. Ochoa Muñoz



Homero L. Tandazo Yaguachi

Certificación

Ing. Holger Benavides Muñoz

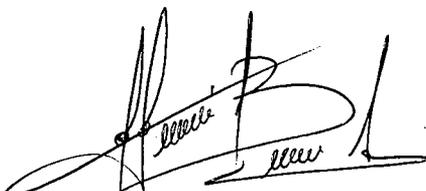
CATEDRÁTICO DE LA UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA,
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICO:

Que he dirigido la presente tesis de grado, la misma que se encuentra reglamentariamente en condiciones de presentarse para la graduación de los postulantes, egresados Diego Fernando Ochoa Muñoz y Homero Leonardo Tandazo Yaguachi.

Por lo expuesto autorizo su presentación, disertación y defensa.

Loja, 18 de Enero de 2005



Ing. Holger Benavides M.

DIRECTOR

Autoría

La originalidad de la investigación, tratamiento de la información, diseños, resultados, discusión, conclusiones y recomendaciones, así como la metodología de la programación contemplada en la presente tesis de grado " Diseño hidráulico computarizado de obras de toma, obras especiales, sistemas de riego en parcelas menores a 4 hectáreas y cálculo del requerimiento hídrico en proyectos de riego " son de exclusiva responsabilidad de los autores.

Diego F. Ochoa Muñoz

Homero L. Tandazo Yaguachi

Agradecimiento

Queremos expresar nuestros más sinceros agradecimientos a todas aquellas personas que han coadyuvado para que la presente investigación llegue a una exitosa culminación empezando por nuestro director de tesis Ing. Holger Benavides, a la Ing. Tania Sisalima asesora en el Área de Programación, a nuestro anterior Director de Tesis Ing. Ángel González, al Ing. Hernán Castro asesor en el Área de Hidráulica y Programación, y al Ing. Vinicio Suárez Director de la U.C.G. por su colaboración y por las facilidades prestadas para la realización de la presente investigación.

Dedicatoria:



Quiero dedicar el presente trabajo a mis padres Alfonso Y Rosa Elvira, quienes con sabiduría, esfuerzo y dedicación han sabido, guiarme y apoyarme durante toda mi carrera, a mi hermano Alfonso Javier quien ha sabido comprenderme y alentarme hasta la culminación de mis estudios de Ingeniería Civil.

Diego Fernando

Este trabajo está realizado en memoria de mi difunto padre por haberme orientado con rectitud y dedicado a mi madre Alba María y a mis hermanos Dolores, Diego, Marco y César por ser quienes me han apoyado y estado siempre a mi lado durante mi formación profesional.

Homero Leonardo

ÍNDICE

INTRODUCCION

	Pág.
Objetivos.....	1
Hipótesis.....	2
Variables.....	2

CAPITULO 1

	Pág.
1. Bases de diseño	
1.1 Generalidades sobre el riego.....	3
1.2 Estudios preliminares.....	3
1.3 Requerimientos hídricos de los cultivos.....	4
1.3.1. Patrón de cultivos.....	4
1.3.2. La Evapotranspiración.....	5
1.3.2.1. Medición de la evapotranspiración.....	6
a) Métodos directos.....	6
b) Métodos indirectos.....	6
• Método de Turc.....	7
• Método de Thornthwaite.....	8
1.3.3. El Uso consuntivo.....	9
1.3.4. El Coeficiente del cultivo (Kc).....	9
1.3.5. Lluvia al 80% probable (P80%).....	10
1.3.6. Precipitación efectiva.....	12
1.3.7. Requerimiento neto de riego.....	13
1.3.8. Requerimiento bruto.....	13
1.3.9. Eficiencia de riego.....	14
1.3.10. Balance hídrico.....	15
1.3.11. Caudal de diseño.....	15
1.4. Partes integrantes de un sistema de riego.....	15
a) Obras de almacenamiento.....	16
b) Obras de toma.....	14

c) Obras de conducción.....	16
d) Obras de distribución.....	17
e) Obras de drenaje.....	17

CAPITULO 2

Pág..

2. Obras de toma

2.1. Características generales.....	18
2.2. Tipos de captaciones	18
2.2.1. Captaciones mediante derivación directa.....	19
2.2.2. Captaciones mediante toma convencional.....	19
2.2.3. Captaciones mediante toma caucasiana.....	19
2.3. Cálculo y diseño de obras de toma.....	20
2.3.1. Diseño de la reja de entrada (captación convencional).....	20
2.3.2. Diseño de la reja de entrada (captaciones caucasianas).....	24
2.3.3. Cálculo de la galería.....	26
2.3.4. Cálculo del azud.....	28
2.3.4.1. Altura de carga sobre la cresta del azud	28
2.3.4.2. Resalto hidráulico y disipación de energía	28
2.3.4.3. Cálculo del perfil hidrodinámico.....	31
2.3.4.4. Transición entre el perfil hidrodinámico y el zampeado.....	32
2.3.4.5. Flujo de agua bajo la estructura.....	33
2.3.4.6. Estabilidad del azud.....	35
2.3.5. Diseño del desripiador.....	39
2.3.6. Vertederos.....	40
2.3.6.1 Vertedero de pared delgada.....	41
2.3.7. Compuertas.....	42
2.3.8. Canales de limpieza.....	42
2.3.9. Diseño de transición y canal de paso.....	43
2.3.9.1. Diseño mediante transición recta.....	43

2.3.9.2. Diseño mediante transición curva.....	44
2.3.10. Regulación de la creciente.....	44
2.3.10.1. Diseño del vertedero de excesos en el desripiador.....	45
2.3.10.2. Vertederos laterales.....	45
2.3.10.3. Diseño del vertedero lateral en el canal de paso.....	46
2.3.11. Diseño del desarenador.....	47
2.3.11.1 Diseño de la cámara del desarenador.....	48
2.3.11.2 Sección media en la cámara del desarenador.....	48
2.3.11.3. Longitud de la transición de entrada (L_{tr}).....	49
2.3.11.4 Longitud activa del desarenador (L_{ac}).....	50
2.3.11.5 Vertedero de salida (V_s).....	50
2.3.11.6 Longitud total del desarenador (L_T).....	51

CAPITULO 3

Pág.

3. Flujo de fluidos en conductos cerrados y abiertos

3.1. Flujo en conductos cerrados	53
3.1.1. Tipos de flujo.....	53
3.1.2. Características de energía de los fluidos en movimiento.....	53
3.1.3 Ecuaciones que rigen el movimiento en los fluidos.....	54
3.1.3.1 Ecuación de continuidad.....	54
3.1.3.2 Ecuación de energía.....	55
3.1.4. Diseño hidráulico de la tubería.....	56
3.1.4.1. Pérdidas de carga en tuberías.....	56
a) Pérdidas por fricción.....	57
b) Pérdidas locales.....	58
3.1.3.2. Formulas de cálculo para el diseño de conductos cerrados.....	60
3.1.5. Golpe de ariete.....	61
3.1.5.1. Fase o período de la tubería.....	61
3.1.5.2. Medidas generales contra el golpe de ariete.....	62
3.2. Flujo en canales abiertos.....	63
3.2.1. Canal abierto.....	63

3.2.2. Ecuación de la continuidad.....	63
3.2.3. Ecuación de la energía o ecuación de Bernoulli.....	63
3.2.4 Tipos de canales abiertos.....	64
3.2.5 Geometría del canal.....	65
3.2.6 Tipos de flujo en canales abiertos.....	66
3.2.7.4. Flujo crítico, subcrítico y supercrítico.....	66
3.2.7 Diseño hidráulico de un canal.....	67
3.2.7.1. Fórmula de Manning.....	68
3.2.7.2. Pendiente admisible.....	69
3.2.7.3. Altura de seguridad o borde libre.....	69
3.2.7.4. Secciones de máxima eficiencia.....	69
3.2.7.5. Secciones de mínima infiltración.....	71



CAPITULO 4

	Pág.
4. Diseño de redes secundarias y red de distribución	
4.1. Redes de distribución.....	72
4.1.1. Tipos de redes.....	72
4.1.2. Redes ramificadas.....	73
4.1.3. Redes en malla.....	74
4.1.4. Redes mixtas.....	74
4.2. División en unidades de riego o modulación.....	75
4.3. Diseño de canales secundarios.....	75
4.3.1. Diseño de la red secundaria a través de canal.....	76
4.4. Diseño de la red secundarias a través de tubería.....	77
4.5. Diseño de obras de arte.....	78
4.5.1. Diseño de tanques rompepresión.....	79
4.5.2. Disipadores tipo impacto.....	79
4.5.3. Entregas directas.....	81
4.5.3.1. Diseño hidráulico entrega tipo I.....	82
4.5.3.2. Diseño de entrega tipo II.....	83
4.5.4. Cajas de distribución.....	85

CAPITULO 5

Pág.

5. Diseño de obras especiales

5.1. Sifones.....	86
5.1.1. Diseño hidráulico del sifón.....	87
5.1.1.1. Diseño de la estructuras de entrada y de salida.....	87
a) Ahogamiento.....	87
b) Pérdidas de carga.....	88
c) Dimensiones.....	88
5.1.1.2. Diseño de la rejilla de entrada al sifón.....	90
5.1.1.3. Diseño de la tubería (sifón propiamente).....	90
a) Diámetro de la tubería.....	91
b) La pérdida de carga por fricción.....	91
c) Pérdidas secundarias.....	93
d) Válvulas de limpieza.....	93
e) Válvulas de aire.....	95
5.1.2. Diseño de anclajes para sifones.....	95
5.1.2.1. Procedimiento de cálculo.....	95
5.1.3. Obras complementarias.....	100
5.1.3.1. Diseño del desarenador.....	100
5.2. Aliviaderos.....	101
5.2.1. Elementos de un aliviadero.....	101
5.2.2. Diseño del aliviadero.....	101
5.2.3. Diseño del vertedero lateral.....	101
5.2.4. Diseño del canal recolector.....	102
5.3. Diseño de rápidas y estructuras de disipación de energía.....	103
5.3.1. Diseño de una rápida de rugosidad artificial.....	103
5.3.2. Disipación de energía.....	105
5.3.3. Generación del resalto hidráulico.....	105
5.3.4. Pérdida de energía.....	105
5.3.5. Localización del resalto hidráulico.....	106
5.3.6. Diseño de un colchón hidráulico.....	106
5.4. Diseño de caídas verticales.....	107

5.4.1. Sección de control.....	108
5.5. Acueductos.....	109
5.5.1. Diseño del acueducto.....	110
5.6. Diseño de Alcantarillas.....	111
5.6.1. Cálculo hidráulico de alcantarillas de cajón.....	111
5.6.1.1. Alcantarillas de entrada libre.....	112
5.6.2. Determinación de secciones en alcantarillas de cajón	114

CAPITULO 6

Pág.

6. Sistemas de riego

6.1. Selección del uso del suelo y patrón de cultivos.....	117
6.2. Requerimientos hídricos.....	117
6.3. Programación del riego	118
6.3.1. Lámina neta.....	118
6.3.2. Edafológico.....	119
6.3.3. Frecuencia de riego.....	120
6.3.3.1. Dosis máxima.....	121
6.3.3.2. Dosis teórica.....	121
6.3.4. Cálculo del caudal requerido.....	121
6.3.4.1. Caudal ficticio continuo.....	122
6.3.4.2. Caudal modular.....	122
6.4. Métodos de riego.....	122
6.4.1. Selección del método de riego.....	122
6.5. Tipos de riego.....	123
6.5.1. Riego por surcos.....	123
6.5.2. Riego por aspersión.....	123
6.5.3. Riego por microaspersión.....	124
6.5.4. Riego por goteo.....	125
6.6. Descripción de los elementos que constituyen un sistema de riego.....	127
6.6.1. Instalación de sobrepresión.....	127
6.6.2. Dispositivos de automatismo.....	127
6.6.3. Filtros.....	127

6.6.4. Tuberías de transporte.....	127
6.6.5. Tuberías de distribución.....	128
6.6.6. Emisores.....	128
6.7. Diseño del sistema de riego por microaspersión y goteo.....	128
6.7.1. Información básica.....	129
6.7.2. Cálculo agronómico.....	129
6.7.3. Evapotranspiración del cultivo (Etp).....	129
6.7.4. Corrección por efecto de localización.....	130
6.7.5. Corrección por condiciones locales.....	130
6.7.6. Necesidades netas.....	130
6.7.7. Necesidades totales.....	131
6.7.7.1. Cálculo de la dosis, frecuencia y tiempo de riego.....	131
1. Selección del emisor óptimo.....	131
2. Diámetro húmedo (dh).....	131
3. Área mojada por emisor (Ae).....	131
4. Porcentaje de superficie mojada.....	132
5. Separación entre emisores (Se).....	132
6. Número de emisores por m ² (e).....	132
7. Volumen de agua por emisor (Ve).....	132
8. El tiempo de riego, (T).....	133
6.7.7.2. Distribución del sistema de riego (microaspersión y goteo).....	133
1. Número de laterales necesarios, (Nln).....	133
2. Número de emisores del lateral, (Na).....	133
3. Caudal total del lateral, (ql).....	133
4. Caudal de la tubería secundaria (qs).....	134
6.7.7.3. Tolerancia de caudales y de presiones.....	134
1. Ecuación de descarga del emisor.....	134
2. Exponente de descarga.....	134
3. Coeficiente de descarga.....	135
4. Caudal mínimo en toda la red de riego (qns).....	135
5. Presión mínima y media.....	135
6. Presión media.....	135
7. Presión mínima.....	136

6.7.7.4. Diferencia de presión en toda la red.....	136
1. Presión admisible en la red.....	136
2. Pérdida de carga unitaria , (J).....	137
3. Longitud equivalente.....	137
4. Pérdidas de carga por fricción (hf).....	138
5. Pérdidas de carga secundarias en red de riego.....	138
6.7.7.5. Calculo hidráulico del lateral y la secundaria.....	140
1. Cálculo de la tubería principal.....	140
2. Cálculo de la carga dinámica total.....	141
6.8. Diseño de un sistema de riego por aspersión.....	141
6.8.1. Lámina neta de riego a aplicarse.....	141
6.8.2. Frecuencia de riego.....	142
6.8.3. Corrección de la lámina neta.....	142
6.8.4. Lámina bruta o lámina total.....	142
6.8.5. Caudal mínimo requerido.....	143
6.8.6. Distribución del sistema de aspersión.....	143
6.8.6.1 Número de aspersores por lateral.....	143
6.8.6.2. Número de laterales necesarios, (Nln).....	144
6.8.6.3. Número de emisores del lateral, (Na).....	144
6.8.6.4. Caudal total del lateral, (ql)	144
6.8.6.5. Caudal de la tubería secundaria (qs).....	144
6.8.7. Calculo hidráulico del lateral y la secundaria.....	144

CAPITULO 7

Pág.

7. Selección de elementos y materiales para sistemas de riego

7.1. Tipos de tuberías usadas en sistemas de riego.....	145
7.1.1. Tuberías de distribución para aspersores.....	145
7.1.2. Tuberías de distribución para goteo.....	146
7.1.3. Tuberías secundarias.....	147
7.1.4. Clasificación de redes según el material.....	147
7.2. Válvulas usadas en sistemas de riego.....	149
7.2.1. Válvulas de aire.....	150

7.2.2. Otros accesorios en la red de riego.....	150
7.3. Bombas usadas en sistemas de riego.....	152
7.3.1 Bombas de turbina con impulsor cerrado de eje horizontal.....	153
7.3.2. Curvas de funcionamiento.....	153
7.3.3. Capacidad de elevación.....	154
7.3.4. Potencia necesaria en el eje de la bomba.....	154
7.3.5. Revoluciones de funcionamiento.....	154
7.3.6. Tamaño de los orificios y posiciones.....	155
7.3.7. Cálculo de una impulsión.....	155



CAPITULO 8

	Pág.
8. Programación	
8.1. Análisis de opciones.....	156
8.2. Diseño e implementación del software.....	156
8.2.1. Características generales	156
8.2.1.1. Requerimientos de hardware y del software.....	157
8.3. Diseño de software.....	157
8.3.1. Objetivo.....	157
8.3.2. Usuarios.....	157
8.3.3. Características funcionales.....	158
8.3.4. Casos de uso.....	161
8.3.5. Diagrama conceptual.....	172
8.3.6. Algoritmo de datos.....	173
8.3.7. Diagrama de flujo de datos.....	187
8.4. Validación de resultados.....	218

CAPITULO 9

	Pág.
9. Conclusiones y Recomendaciones	
Conclusiones.....	225
Recomendaciones.....	226

Índice de cuadros

	Pag.
Capítulo 1	
1.1 Patrón de cultivos proyecto Zapotillo.....	3
1.2 Duración máxima media horaria de las horas de fuerte insolación.....	6
1.3 Radiación extraterrestre expresada en evaporación equivalente (mm/día)...	6
1.4 Eficiencia de aplicación para sistemas de riego.....	12
Capítulo 2	
2.1 Valores de k y n para el perfil hidrodinámico Creager.	28
2.2 Valores del coeficiente c de Lane.....	32
2.3 Coeficientes de rozamiento del hormigón sobre el suelo húmedo.....	33
Capítulo 3	
3.1 Valores del coeficiente C de la fórmula de Hazen-Williams.....	56
3.2 Características del flujo según el número de Froude.....	62
Capítulo 4	
4.1. Parámetros hidráulicos para la ecuación de Manning.....	71
Capítulo 5	
5.1 Velocidades según el tipo de transición.....	85
5.2 Velocidades según el tipo de material.....	85
Capítulo 6	
6.1 Parámetros edafológicos.....	114
6.2 Eficiencia de los métodos de riego.....	120
6.3 Valores de M según los diámetros.....	130

Capítulo 3

3.1 Diagrama de energías entre dos secciones de tubería.....	50
3.2 Diagrama de un Volumen de Control.....	51
3.3 Diagrama esquemático de la Ecuación de Energía.....	51
3.4 Esquema de las principales pérdidas locales.....	54
3.5 Sección rectangular y trapezoidal de canales.....	60
3.6 Parte de la sección del canal trapezoidal.....	60
3.7 Elementos principales en la sección de un canal.....	61
3.8 Sección trapezoidal.....	66

Capítulo 4

4.1 Disipador tipo impacto.....	75
4.2 Repartidor de caudales tipo II.....	77

Capítulo 5

5.1 Esquema de un sifón invertido superficial.....	80
5.2 Esquema de una transición de entrada y salida.....	80
5.3 Esquema de una transición de entrada	81
5.4 Esquema de rejilla.....	84
5.5 Fuerzas que actúan en anclajes para sifones.....	90
5.6 Esquema de un aliviadero en planta.....	96
5.7 Resalto hidráulico.....	99
5.8 Esquema de un resalto hidráulico.....	100
5.9 Esquema de un acueducto.....	103
5.10 Esquema transversal de la alcantarilla.....	106
5.11 Esquema transversal de alcantarilla.....	106
5.12 Esquema transversal de Acueducto.....	107
5.13 Área transversal de la alcantarilla.....	108

6.4 Pérdidas en accesorios para tuberías.....	133
---	-----

Capítulo 7

7.1 Valores de Ks para diversos materiales.....	141
---	-----

Índice de Figuras

	Pag.
Capítulo 1	
1.1 Componentes de la evapotranspiración en una planta.....	3
1.2 Variación del coeficiente Kc a lo largo del desarrollo del cultivo.....	8
Capítulo 2	
2.1 Esquema general de un sistema de captación.....	15
2.2 Rejilla de entrada para tomas convencionales.....	17
2.3 Esquema de rejilla de entrada en una captación convencional.....	19
2.4 Esquema de la rejilla de entrada.....	22
2.5 Rejilla y galería de una captación caucasiana.....	23
2.6 Esquema de captación caucasiana.....	24
2.7 Coordenadas del perfil hidrodinámico.....	30
2.8 Coordenadas del perfil hidrodinámico.....	31
2.9 Esquema de fuerzas actuantes sobre el azud	33
2.10 Diagrama de esfuerzos actuantes en el suelo de fundación.....	34
2.11 Corte del desripiador en una toma convencional.....	36
2.12 Condiciones de flujo en vertederos de cresta delgada.....	37
2.13 Esquema de transición recta.....	40
2.14 Esquema de transición curva.....	41
2.15 Sección transversal del desarenador.....	44
2.16 Esquema de longitud de la transición.....	46
2.17 Esquema de longitud de la transición.....	47
2.18 Corte longitudinal desarenador.....	48

Capítulo 7

7.1 Acopio de rollos de tubería de polietileno.....	143
7.2 Esquema de excavación y colocación de tubería de polietileno y polivinilo...	144
7.3 Colocación de un contador.....	146

INTRODUCCION

INTRODUCCION

*DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI*

INTRODUCCION

Debido a la importancia que tiene para nuestra provincia el aprovechamiento racional de las cuencas hidrográficas para solventar problemas de riego en zonas con carencia de agua, hace necesario que existan métodos de cálculo ágiles para la determinación de tales déficits, por lo que una correcta estimación del requerimiento hídrico para el diseño de proyectos de riego constituye el punto de partida para el diseño, planificación y posterior ejecución de estos.

OBJETIVOS:

General:

- Desarrollar el software para el cálculo del requerimiento hídrico en proyectos de riego, diseño hidráulico de obras de toma, obras especiales y sistemas de riego para parcelas menores a 4 Ha.

Específicos:

- Conocer los principales aspectos climatológicos que permiten calcular el requerimiento hídrico para los cultivos en proyectos de riego en nuestro país.
- Analizar y seleccionar de los distintos métodos de cálculo los diseños hidráulicos de obras de toma y especiales más usuales para ser aplicadas en nuestro medio.
- Elaborar algoritmos y realizar la codificación en Visual Basic de los diseños hidráulicos seleccionados de obras de toma y especiales.
- Conocer las generalidades sobre el cálculo agronómico, climatológico e hidráulico y el trazado de la red en el diseño de sistemas de riego por aspersión, microaspersión y goteo a darse en nuestra región.

INTRODUCCION

*DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI*

- Codificar en el citado lenguaje de programación los cálculos agronómicos e hidráulicos para el diseño de sistemas de riego por aspersión, microaspersión y goteo.
- Realizar el trazado de la red de riego en pequeñas parcelas, de acuerdo a las condiciones topográficas, mediante uso del programa autocad.



HIPOTESIS

La aplicación del programa para el cálculo hidráulico del requerimiento hídrico, obras de toma, obras especiales y sistemas de riego para parcelas menores a 4 hectáreas, deberá disminuir el tiempo de cálculo de este tipo de obras al realizar de una manera precisa su dimensionamiento

VARIABLES

Independiente:

- Aplicación del programa para el cálculo hidráulico del requerimiento hídrico, obras de toma, obras especiales y sistemas de riego para parcelas menores a 4 hectáreas.

Dependientes:

- Disminución del tiempo cálculo de caudales para proyectos de riego y diseño de obras de toma, obras especiales y sistemas de riego.
- Realización de una manera precisa el dimensionamiento de los diversos tipo de obras hidráulicas
- Mejoramiento de la calidad de vida de las personas beneficiarias de proyectos de riego mediante una herramienta que permitirá la agilidad en la toma de decisiones por parte de los diseñadores o proyectistas.

CAPITULO I

BASES DE DISEÑO

CAPITULO I



1. Bases de diseño

1.1. Generalidades sobre riego

El impulso que la agricultura recibe con el auxilio del riego se manifiesta muy notablemente en el gran volumen de producción agrícola. Este aumento de producción representa precisamente la finalidad perseguida con las inversiones necesarias para lograr el riego de zonas agrícolas.

La solución del problema del abastecimiento del agua para riego no es permanente, por lo que siempre se debe estar buscando nuevas fuentes de aprovisionamiento, realizando estudios hidrológicos para tener información a la mano, y de esta manera realizar la ampliación de los sistemas o la construcción de nuevos. Para ello se necesitan de sistemas de cálculo ágiles y versátiles que nos permitan en un menor tiempo obtener varios diseños para decidir el más conveniente.

1.2. Estudios preliminares

Los estudios preliminares en un proyecto de riego constituyen el punto de partida para la determinación de las necesidades de riego en una determinada zona geográfica entre los principales se destacan los siguientes.

- Estudios topográficos y orográficos.
- Estudios climáticos.
- Estudios hidrogeográficos, hidrológicos e hidrogeológicos.
- Estudios edafológicos y geotécnicos.
- Estudios de la vegetación.
- Modo de utilización actual del terreno.
- Estudios socio-económicos.

CAPITULO I

1.3. Requerimiento hídrico de los cultivos.

Los cultivos para tener un óptimo desarrollo necesitan en cada una de las etapas de crecimiento la presencia de agua en cantidades adecuadas, por lo que es importante determinar las necesidades hídricas de los cultivos, en base a factores hidrofísicos propios del sector para el cual se realiza el estudio.

Los parámetros para la determinación de un correcto requerimiento hídrico son los siguientes:

- Patrón de cultivos.
- Evapotranspiración.
- - Coeficiente Kc. de desarrollo del cultivo.
- Uso consuntivo.
- Lluvia a 80% probable.
- Precipitación efectiva.
- Requerimientos de riego.
- Caudales de diseño.

1.3.1. Patrón de cultivos.

Consiste en la determinación de los cultivos que mejor se adaptan a una zona geográfica en función de aspectos edafo – climatológicos.

Es así que existe para un determinado sector un patrón de cultivos por ejemplo a continuación se muestra el correspondiente al proyecto de riego Zapotillo.

CAPITULO I

CUADRO 1.1 Patrón de cultivos proyecto Zapotillo

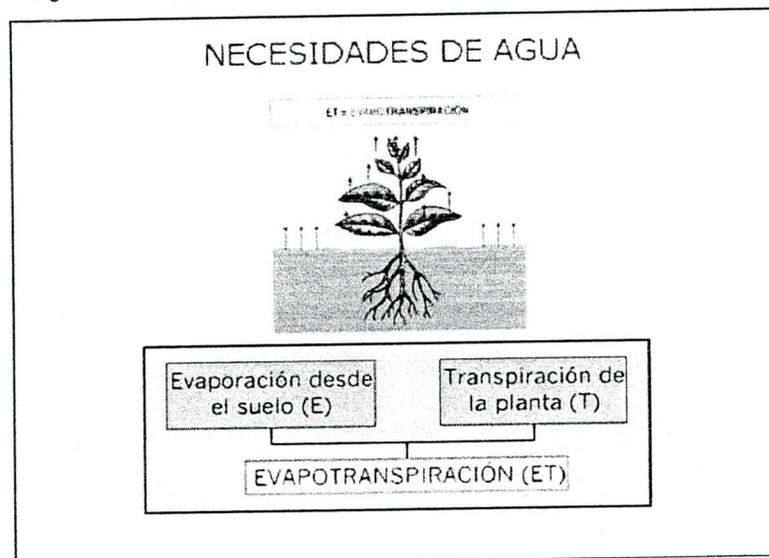
Cultivos	Área Neta (Ha)	Área Acumulada (Ha)
Tomate – maní	206.00	412.00
Arroz	961.00	1922.00
Fréjol – maíz	1404.00	3206.00
Cebolla – camote	282.00	564.00
Melón – maíz	201.00	201.00
Maíz – sandía	197.00	197.00
Coco	100.00	100.00
Naranja	108.00	100.00
Pastos	2059.00	1859.00
Total	5518.00	8561.00

Fuente: PREDESUR, Proyecto de riego Zapotillo TOMO I; Estudio eco climatológico balance hídrico, requerimiento y síntesis hidrológica, 1991.

1.3.2. La Evapotranspiración

La cantidad de agua que las plantas transpiran es mayor que la que retienen, es decir la que usan para crecimiento y fotosíntesis. La transpiración puede considerarse, por tanto, como el consumo de agua de la planta; incluidas las pérdidas por evaporación desde la superficie del suelo.

Fig. 1.1 Componentes de la evapotranspiración en una planta.



Fuente: www.elriego.com

CAPITULO I

La cantidad de agua que suponen ambos procesos, transpiración y evaporación, suele considerarse de forma conjunta simplemente por que es muy difícil calcularla por separado. Por lo tanto se considera que las necesidades de agua de los cultivos están representadas por la suma de la evaporación directa desde el suelo más la transpiración de las plantas que es lo que comúnmente se conoce como evapotranspiración (ETP).

1. 3. 2.1. Medición de la evapotranspiración

Existen dos tipos de métodos para realizar la medición de la evapotranspiración: directos e indirectos.

a) Métodos directos

Son aquellos que proporcionan directamente el consumo total de agua de un cultivo, para ello se utilizan instrumentos o aparatos que permiten realizar mediciones; son aplicables para zonas donde se tiene una agricultura establecida porque permiten obtener valores más reales y realizar ajustes de los obtenidos mediante métodos indirectos.

Entre los principales tenemos:

- 1) Lisímetros.
- 2) Evapotranspirómetro de Thornthwaite.
- 3) Atmómetros.

b) Métodos indirectos

Son aquellos que emplean para el cálculo de la evapotranspiración fórmulas empíricas que han sido desarrolladas por varios autores, entre

CAPITULO I



las principales tenemos:

- Método de Thornthwaite.
- Método de Blanney – Criddle.
- Método de Turc.
- Método de Christiansen.

Para el presente estudio el método que utilizaremos es el de Turc y el de Thornthwaite.

a. Método de Turc.- Consiste en realizar un ajuste de las evaporaciones mensuales por medio de una fórmula en función de la insolación y la temperatura.

Su expresión de cálculo es la siguiente:

$$ETP = Km * \left[\frac{T}{(T + 15)} \right] * [IG * 50] \quad (1.1)$$

Siendo:

- ETP = evapotranspiración potencial, (mm/mes).
- Km = coeficiente adimensional (0.40 para todos los meses a excepción de febrero que es de 0.37).
- T = temperatura media mensual, (°C).
- IG = radiación solar, (cal/cm²/día).

$$IG = Rs = \left(0,29 + 0,42 * \frac{n}{N} \right) * Ra \quad (1.2)$$

CAPITULO I

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

Siendo:

- n = horas reales de insolación (heliofanía).
- N = horas máximas posibles de insolación. (tabla 1.2)
- Ra = radiación extraterrestre, expresada en evaporación equivalente (mm/día), ver tabla 1.3.

Cuadro 1.2 Duración máxima media horaria de las horas de fuerte insolación.

Lat. Sur	Ene	Feb.	Mar.	Abril	Mayo	Junio	Julio	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.
0°	12.10	12.10	12.10	12.10	12.10	12.10	12.10	12.10	12.10	12.10	12.10	12.10
5°	12.30	12.30	12.10	12.00	11.90	11.80	11.80	11.90	12.10	12.20	12.30	12.40

Fuente: SEMPÉRTEGUI RIOFRÍO Fabián, (1996) Estudio de alternativas y métodos de riego y drenaje, Tesis previa a la obtención del título de Ingeniero civil, Pag. 94.

Cuadro 1.3 Radiación extraterrestre expresada en evaporación equivalente (mm/día).

Latitud	Enero	Feb.	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.
2°N	14.70	15.30	15.60	15.30	14.60	14.20	14.30	14.90	15.30	15.30	14.80	14.40
0°	15.07	15.53	15.71	15.30	14.47	13.97	14.19	14.95	15.61	15.66	15.23	15.90
1°S	15.22	15.62	15.72	15.20	14.33	13.80	14.03	14.84	15.50	15.72	15.36	15.10
2°S	15.37	15.71	15.73	15.10	14.19	13.63	13.87	14.73	15.55	15.78	15.49	15.20
3°S	15.42	15.80	15.74	15.00	14.05	13.46	13.71	14.62	15.57	15.84	15.62	15.40
4°S	15.57	15.81	15.75	15.00	13.91	13.29	13.55	14.51	15.49	15.90	15.75	15.60
5°S	15.81	15.98	15.75	14.90	13.76	13.12	13.39	14.41	15.46	15.96	15.89	15.70

Fuente: SEMPÉRTEGUI RIOFRÍO Fabián, (1996) Estudio de alternativas y métodos de riego y drenaje, Tesis previa a la obtención del título de Ingeniero civil, Pag. 94.

b. Método de Thornthwaite.- Nos permite calcular las necesidades de agua requeridas por los cultivos basándose en datos. Thornthwaite considera la evapotranspiración como una función exponencial de la temperatura, y además lo relaciona con otros factores meteorológicos como el índice de calor, su expresión de cálculo es:

$$ETP = FC * \left(0.53 * \left[\frac{10 * T}{I} \right]^a \right) \quad (1.3)$$

Siendo:

- ETP = evapotranspiración potencial no corregida, (mm/día).
- T = temperatura media mensual, (°C).
- I = índice de calor para los 12 meses del año.
- a = exponente en función del índice de calor.
- FC = factor de corrección en función de la latitud.

$$a = 6.75 * 10^{-7} * I^3 - 7.71 * 10^{-5} * I^2 + 1.792 * 10^{-2} * I + 0.49239. \quad (1.4)$$

1.3.3. El uso consuntivo

Representa el consumo total de agua de un cultivo agrícola en condiciones usuales de aprovisionamiento de agua encontradas en la naturaleza en relación con las características del suelo, tipo de cultivo, condiciones edáficas y grado de humedad.

La fórmula para su cálculo es la siguiente:

$$UC = Kc * EPT \quad (1.5)$$

Siendo:

- UC = uso consuntivo, (mm/mes).
- Kc = coeficiente del cultivo.
- EPT = evapotranspiración potencial, (mm/mes).

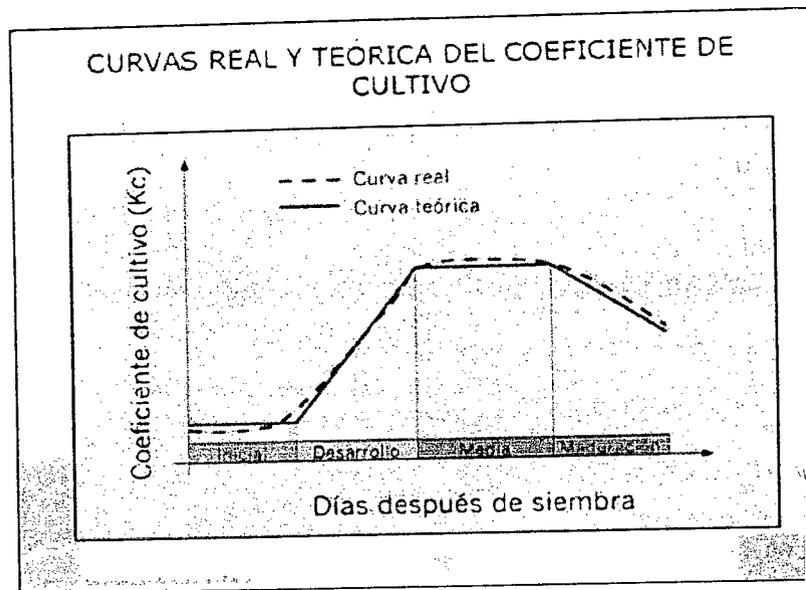
1.3.4. EL Coeficiente del cultivo

El coeficiente de cultivo (Kc) describe las variaciones de la cantidad de agua que las plantas extraen del suelo a medida que se van

CAPITULO I

desarrollando, desde la siembra hasta la recolección. En los cultivos anuales normalmente se diferencian 4 etapas:

Fig. 1.2 Variación del coeficiente K_c a lo largo del desarrollo del cultivo



Fuente: www.elriego.com

- Fase inicial:** desde la siembra, hasta un 10% de cobertura del suelo, del área de la parcela.
- Desarrollo:** desde el fin de la fase inicial y durante el crecimiento activo de la planta.
- Media:** entre floración y fructificación.
- Maduración:** desde la madurez hasta recolección.

1.3.5. Lluvia al 80% probable

Es la probabilidad de ocurrencia de las lluvias utilizada para el cálculo del requerimiento hídrico de los cultivos.

Dado que la precipitación es un factor importante para el desarrollo de un cultivo, es conveniente conocer su valor probable mediante el análisis

CAPITULO I

estadístico para obtener la precipitación que realmente contribuye al uso consuntivo.

Su metodología de cálculo es la siguiente:



- 1) Se deben obtener los datos de las precipitaciones medias anuales de una determinada estación.
- 2) Se ordenan los datos de las precipitaciones medias anuales de mayor a menor.
- 3) Se emplea la siguiente formula para el cálculo de frecuencia probable.

$$FA = 100 * \left(\frac{N - 0,5}{m} \right) \quad (1.6)$$

Siendo:

- FA = frecuencia probable o porcentaje de años durante los cuales la precipitación es mayor o igual a la correspondiente a la de orden m.
- N = número de orden de las precipitaciones medias anuales ordenadas en forma descendente.
- m = número total de precipitaciones (25 años).

- 4) Se realiza un ajuste por mínimos cuadrados entre los valores de las precipitaciones medias anuales y de las frecuencias probables obteniéndose un coeficiente de ajuste c.

$$c = \frac{80\%P}{Y_m} \quad (1.7)$$

CAPITULO I

Siendo:

- c = coeficiente de ajuste.
- 80 %P = probabilidad a 80% de precipitación.
- Ym = precipitación media de la serie de años.

- 5) Se ingresan las precipitaciones medias mensuales del periodo.
- 6) Se calcula la precipitación mensual con la probabilidad del 80% para cada uno de los meses.

$$Pm80\% = c * Pm \quad (1.8)$$

Siendo:

- Pm80% = precipitación mensual al 80%, (mm/mes).
- c = coeficiente de ajuste.
- Pm = precipitación media mensual del período, (mm/mes).

1.3.6. Precipitación efectiva

Del agua que cae sobre la superficie, una parte es interceptada por la vegetación, otra se filtra y es incorporada a la capa radical, otra parte percola hacia los estratos más profundos y finalmente otra se escurre por la superficie del terreno.

La precipitación efectiva es una parte de la lluvia total, anual o estacional que es aprovechada directa o indirectamente por el cultivo.

Para su cálculo se utiliza la siguiente expresión en función del uso consuntivo y precipitación 80%.

$$Pe = (1.25247 * P80\%^{0.82416} - 2.93522) * 10^{0.00095 * UC} * f \quad (1.9)$$

CAPITULO I

Siendo:

- Pe = precipitación efectiva, (mm/mes).
- UC = uso consuntivo, (mm/mes).
- P80% = precipitación 80% probable, (mm/mes).
- f = es función de la lámina de reposición (lámina de suelo humedecido por el agua lluvia).

1.3.7. Requerimiento neto de riego

El requerimiento neto es la diferencia entre la cantidad de agua que necesita la planta y lo que recibe por medio de las lluvias, se lo determina con la siguiente expresión:

$$RN = UC - Pe \quad (1.10)$$

Siendo:

- RN = requerimiento neto, (mm/mes).
- UC = uso consuntivo, (mm/mes).
- Pe = precipitación efectiva, (mm/mes).

1.3.8. Requerimiento bruto

La necesidad de riego bruta consiste en la fracción del agua aplicada que se almacena en el suelo y que esta disponible para el cultivo, esta directamente relacionada con la eficiencia de aplicación del riego; se lo calcula con la siguiente expresión:

$$RB = \frac{RN}{Ef} \quad (1.11)$$

CAPITULO I

Siendo:

- RB = requerimiento bruto, (l/s/Ha).
RN = requerimiento neto, (mm/mes).
Ef = eficiencia del sistema a utilizarse.

1.3.9. Eficiencia del riego

La eficiencia es el porcentaje de reducción del uso de agua en un proyecto de riego, depende no sólo de las condiciones edafoclimáticas del área de diseño, construcción y operación de la obra sino de los factores de orden agrícola, económico y social que juegan un papel preponderante.

A continuación se tiene las eficiencias del riego para los sistemas más comunes:

Cuadro 1.4 Eficiencia de aplicación.

Sistema de riego	% de Eficiencia
Inundación	0,60 - 0,80
Surcos a nivel	0,50 - 0,55
Surcos	0,55 - 0,70
Infiltración Subterránea	0,80 max.
Aspersión:	
Clima seco y cálido	0,60
Clima Moderado	0,70
Clima húmedo y frío	0,80
Goteo:	
Zonas Áridas	0,90
Con aguas de buena calidad	0,95

Fuente: GOMEZ Pablo, Agronomía del riego (1985), Editorial AEDOS, 1ra Edición, España Pág. 573

CAPITULO I

1.3.10. Balance hídrico

“Para que exista un desarrollo adecuado de los cultivos se debe garantizar un correcto suministro de agua y nutrientes que permitan mantener el crecimiento y desarrollo vegetal. Un eventual déficit o un posible exceso hídrico en cualquiera de las fases de desarrollo de los cultivos pueden causar pérdidas parciales o totales en las cosechas”¹.

El balance hídrico permite establecer las ganancias o las pérdidas de agua que se registran en un área dada

1.3.11. Caudal de diseño

Es el caudal que necesita cada cultivo para desarrollarse en su totalidad, para su cálculo se considera el porcentaje que ocupará cada cultivo.

$$QDc = RN * \%Ac \quad (1.12)$$

Siendo:

- QDc = caudal de diseño para cada cultivo, (l/s/Ha).
- RN = requerimiento neto, (l/s/Ha).
- % Ac = porcentaje del área de cada cultivo.

1. 4. Partes integrantes de un sistema de riego

Un sistema de riego consta de varias obras que van desde la captación hasta la distribución del agua a nivel de parcela; estas son las siguientes:

¹ Resumido de SEMPÉRTEGUI RIOFRÍO Fabián, (1996), Estudio de alternativas y métodos de riego y drenaje para diversos tipos de suelos, Tesis previa a la obtención del título de Ingeniero Civil, U.T.P.L. Loja – Ecuador, Pág 81.

CAPITULO I

- a) Obras de almacenamiento.
- b) Obras de toma.*
- c) Obras de conducción.*
- d) Obras de distribución.
- e) Obras de drenaje.
- f) Obras de distribución de agua a nivel de parcela.*

a) Obras de Almacenamiento.- Las obras de almacenamiento, están constituidas por presas que captan y almacenan durante el tiempo necesario las aguas de las corrientes que forman el recurso hidráulico de la zona de riego. Las presas de almacenamiento tienen la función de regularizar el aprovechamiento de las aguas disponibles.

b) Obras de toma.- Están formadas, en general por la rejilla, desripador, vertederos, compuertas y sus mecanismos de operación y por el conducto o conductos de derivación que desembocan en la iniciación de los canales principales. Como parte de la obra de toma también deben mencionarse los dispositivos de limpia o desarenadores.

c) Obras de conducción.- Es la parte del sistema constituida por el conjunto de conductos, obras de arte y accesorios, destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento o lugar de captación hasta el sitio de ubicación del tanque de reserva, o zona de distribución para riego.

Entre los tipos de conducciones tenemos:

- a presión
- a gravedad

* Partes que han sido desarrolladas en la presente versión de Sysriego.

d) Obras de distribución.- Las obras de distribución comprenden todos los canales principales, secundarios y terciarios, que conducen el agua de riego desde el sitio de captación o tanque de reserva hasta las zonas de riego, formando así una verdadera red de canales.

e) Obras de drenaje.- Sobre la superficie de las áreas regadas y en la misma capa del suelo, se acumulan grandes cantidades de agua que perjudican a la agricultura durante las lluvias o períodos de riego intenso; por lo que se hace necesario el diseño de obras que permitan la salida de estas.

f) Obras de distribución de agua a nivel de parcela.- Son aquellas que se realizan en la parcela con la finalidad de dotar al cultivo de la cantidad de agua exacta para su completo desarrollo, para lo cual existen varios métodos como el de surcos, inundación, sistemas a presión etc.

CAPITULO II

OBRAS DE TOMA

2. Obras de toma

2.1. Características generales

Las obras de toma son el conjunto de obras hidráulicas que nos permiten captar o almacenar y posteriormente regular el agua necesaria para conducirla a una determinada zona para su distribución.

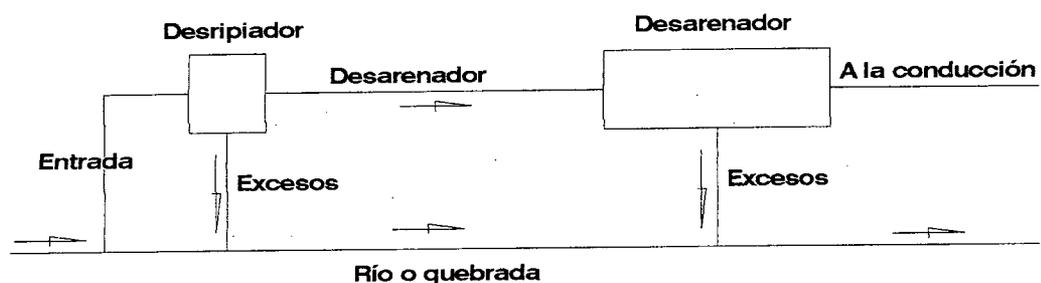


2.2. Tipos de captaciones

Entre otras las más usuales en nuestro medio podemos anotar las siguientes:

- Captaciones mediante derivación directa o de tipo convencional.*
- Captaciones mediante azud y rejilla de fondo o caucasiana.*
- Captaciones mediante presas de embalse, siendo las más usuales aquellas cuyo terraplén está constituido de material suelto.

Fig. 2.1 Esquema general de un sistema de captación.



Fuente: Modificado de www.unesco.com.uy

* Partes que han sido desarrolladas en la presente versión de Sysriego

2.2.1. Captaciones mediante derivación directa.

En este tipo de obras se extrae el agua de la corriente del río sin ninguna regulación mediante aberturas, que se realizan muros ubicados en las orillas del río.

Los inconvenientes que presentan este tipo de captaciones es que en épocas de estiaje el caudal del río baja considerablemente pudiendo variar de la misma manera el caudal de diseño o interrumpirse totalmente.

Esta captación consta de los siguientes elementos: espigón o dique que cierra el cauce del río, la rejilla, el desripiador, la transición, canal de paso, el desarenador y obras de control de creciente.

2.2.2 Captaciones mediante toma convencional

Consiste en un dique vertedero que cierra el cauce del río y capta las aguas por una rejilla o vertedero lateral y constan de los siguientes elementos: azud, rejilla, desripiador, canal de paso, desarenador y obras de control de crecientes.

2.2.3. Captaciones mediante toma caucasiana.

Consiste en colocar una rejilla horizontal en la parte superior del cuerpo del azud, el agua que entra por la rejilla va a un canal incrustado en este llamado galería.

Con este tipo de captación es posible lograr menor costo de obra civil y su implantación topográficamente no es tan restringida como sucede en otras obras de toma.

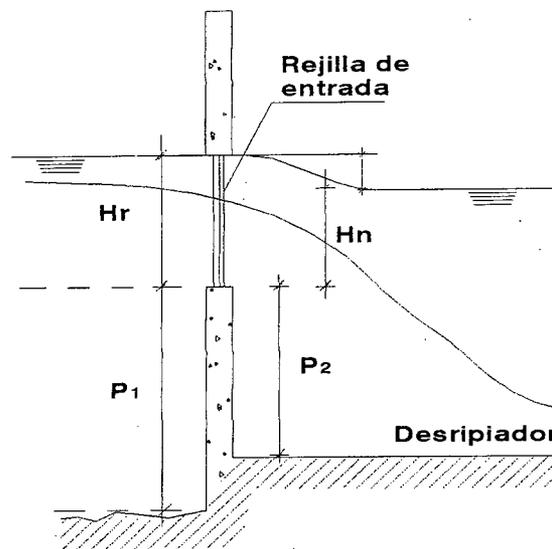
2.3. Cálculo y diseño de obras de toma.

El cálculo y diseño de obras de toma, está sujeto al análisis hidráulico e investigaciones de diversos autores, que en base a su experiencia han planteado modelos matemáticos a seguir.

2.3.1. Diseño de la reja de entrada (captación convencional).

La captación del agua se realiza por medio de un orificio en un muro, que se encuentra en una de las orillas del río. Este orificio está provisto de una rejilla que impide la entrada del material flotante y de piedras cuyo tamaño sea mayor que la separación entre los barrotes de la misma.

Fig. 2.2 Rejilla de entrada para toma convencional.



Fuente: Anotaciones de la asignatura Diseño Hidráulico II.

Inicialmente para el cálculo se debe considerar el espesor del muro para determinar el tipo de vertedero; la condición es que se diseñe para vertedero de cresta delgada.

$$\frac{H_r}{e} > 1.5 \quad (2.1)$$

CAPITULO II

Siendo:

- H_r = carga de agua sobre el vertedero, m.
 e = espesor del muro, m.

La expresión para calcular el caudal para un vertedero de cresta delgada sumergido es:

$$Q = K * S * M_o * b * H^{3/2} \quad (2.2)$$

de la cual despejamos:

$$b = \frac{Q}{K * S * M_o * H^{3/2}} \quad (2.3)$$

Siendo:

- b = ancho de la rejilla, m.
 Q = caudal de diseño, m³/s.
 K = coeficiente por contracción de los barrotes ($K=0.85$).
 H = carga de agua sobre la rejilla, m.
 M_o = coeficiente de sumersión se calcula con la fórmula de Konovalov para cresta delgada.

$$M_o = \left[0.407 + 0.045 * \left(\frac{H}{H + P_1} \right) \right] * \left[1 + 0.285 * \left(\frac{H}{H + P_1} \right)^2 \right] * \sqrt{2 * g} \quad (2.4)$$

Siendo:

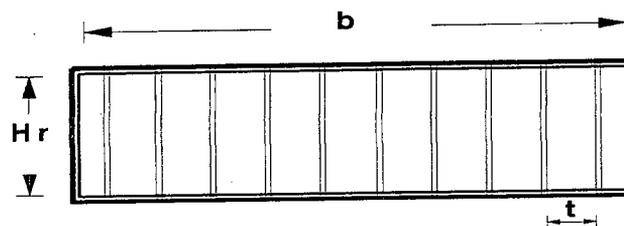
- H = carga de agua sobre el vertedero, m.
 P_1 = altura desde el fondo del río hasta el umbral de la reja valor entre 0.6 m y 0.8 m.
 S = coeficiente de corrección por sumersión, se calcula con la formula de Bazin.

$$S = 1.05 * \left[1 + 0.2 * \frac{Hn}{P_1} \right] * \left(\frac{Z}{H} \right)^{1/3} \quad (2.5)$$

Siendo:

- H_n = carga de agua, aguas abajo de la rejilla, m.
- Z = pérdida de carga por obstrucción de la rejilla (asumido) un valor de 0.10 m.
- H = carga de agua sobre el vertedero, m.

Fig. 2.3 Esquema de rejilla de entrada en una captación convencional.



Fuente: Los autores.

Para calcular el número de barras que irán en la rejilla se utiliza la expresión:

$$Nb = N_e - 1 \quad (2.6)$$

$$N_e = \frac{b}{t} \quad (2.7)$$

Siendo:

- N_b = número de barras en la rejilla.
- N_e = número de espacios entre barras.
- b = ancho de la rejilla, m.
- t = separación entre barras en función del tamaño de las partículas de material sólido que trae el río, m.

La longitud total de la rejilla está dada por:

$$L_r = b + Nb * s \quad (2.8)$$

CAPITULO II

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

-
- L_r = longitud total de la rejilla, m.
- s = espesor de las barras, este valor está en función de la fuerza de empuje del agua y los materiales que trae la corriente, (m).

La velocidad media a la entrada de la rejilla viene dada por:

$$V_m = \frac{Q_d}{b * H_r} \quad (2.9)$$

Siendo:

- V_m = velocidad media del agua a través de la rejilla, (m/s).
- Q_d = caudal de diseño o de captación, (m³/s).
- b = ancho efectivo de la rejilla, (m).
- H_r = altura de la abertura de la rejilla, (m).

Para calcular el ángulo de inclinación de la rejilla con respecto a la dirección del río se emplea la siguiente expresión:

$$\alpha = \text{InvCos} \frac{V_r}{V_m} \quad (2.10)$$

Siendo:

- V_r = velocidad media del río, (m/s).
- V_m = velocidad media de paso del agua a través de la reja, (m/s).

Finalmente se chequea si la rejilla trabaja sumergida para lo cual existen las dos condiciones siguientes:

Primera condición: $(P_1 + H_n) > P_2$ (2.11)

Segunda condición: $\frac{P_1}{L} < 0.0$ (2.12)

Siendo:

P_1 = altura aguas arriba de la rejilla, desde el fondo del río hasta el borde inferior de la rejilla de entrada, (m).

P_2 = altura aguas abajo de la rejilla, desde el fondo del desripador hasta el umbral de la rejilla, (m).

H_n = altura de carga de agua sobre el vertedero o rejilla de entrada aguas abajo, (m).

2.3.2. Diseño de la reja de entrada (captaciones caucasianas)

Consiste en diseñar la rejilla de entrada, de tal manera que impida el paso de sedimentos gruesos al sistema.

Ancho de la rejilla: $b = \frac{0.3125 * Q}{(c * k * L)^{3/2}}$ (2.13)

Siendo:

Q = caudal de diseño de captación, (m³/s).

c = coeficiente de contracción en pletinas según la disposición de los hierros en la rejilla y la inclinación.

k = coeficiente de reducción de área.

L = longitud de la rejilla en sentido del flujo, (m).

Inicialmente adoptamos la longitud de la rejilla L , este puede ser un valor pequeño para controlar la entrada del flujo a la cámara y teniendo en cuenta el caudal a captar.

Los parámetros c y k son coeficientes que toman en cuenta las condiciones geométricas de la rejilla.

Factor C: $C = C_o - 0.325.i$ (2.14)

Siendo:

i = inclinación de la rejilla en %.

$C_o = 0.6$ para $e/s > 4$

$C_o = 0.5$ para $e/s < 4$

factor f $k = (1 - f) * \left(\frac{s}{s + t} \right)$ (2.15)

e = altura de un barrote, (m).

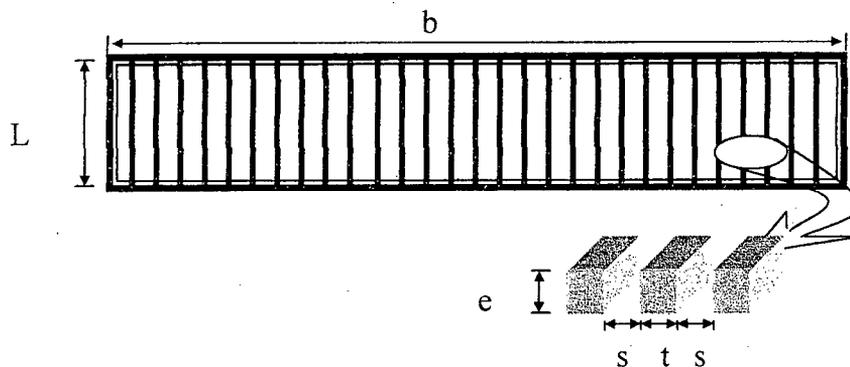
s = espaciamiento entre barros, (m).

f = porcentaje de obstrucción en la rejilla debido a gravas y arenas.

Número de barros en la rejilla:

$$nb = \frac{b - s}{t + s} \quad (2.16)$$

Fig. 2.4 Esquema de la rejilla de entrada

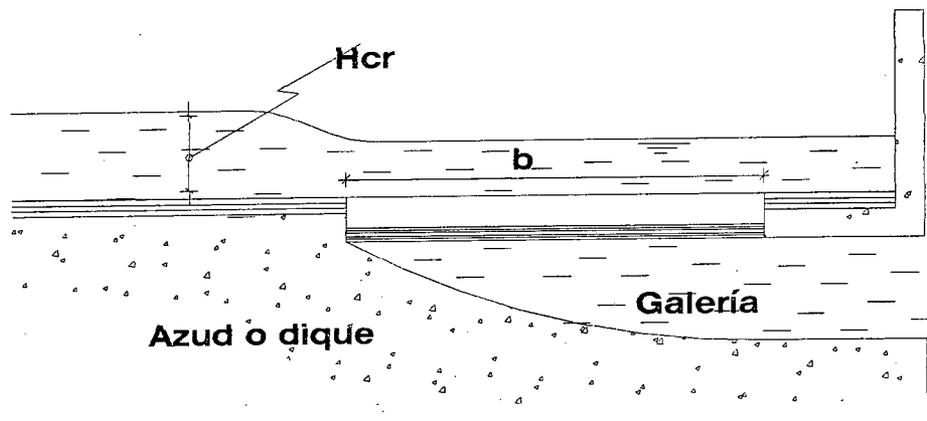


Fuente: Los autores

2.3.3. Cálculo de la galería

El caudal que entra a la cámara es variable, lo que ocasiona pérdidas debido a la turbulencia de la entrada, las mismas que deben ser tomadas en consideración para el diseño geométrico de la galería.

Fig. 2.5 Rejilla y galería de una captación caucasiana



Fuente: Adaptado de KROCHIN Sviatoslav (1986), Diseño hidráulico, editorial universitaria, tercera edición, Quito-Ecuador, Pág. 94.

Caudal para cada tramo, Q_x :
$$Q_x = \frac{Q}{b} X \quad (2.17)$$

Velocidad para el tramo, V_x :
$$V_x = \frac{V_f - V_o}{b} * X + V_o \quad (2.18)$$

Siendo:

V_f = velocidad al final de la galería, debe ser mayor a $3\sqrt{g * s}$, (m/s).

V_o = velocidad inicial, (m/s).

Para asegurar el paso de sedimentos al desripador, se asume $V_o = 1$ m/s y $V_f = 2$ o 3 m/s.

Sección en el tramo considerado, A_x :
$$A_x = \frac{Q_x}{V_x} \quad (2.19)$$

CAPITULO II

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

Calado de agua en cada sección, dx : $dx = \frac{Ax}{L}$ (2.20)

Radio hidráulico en la sección, Rx : $Rx = \frac{Ax}{Px}$ (2.21)

Siendo Px : $Px = 2dx + L$ (2.22)

Pendiente hidráulica en la sección, Jx : $Jx = \frac{Vx^2 n^2}{Rx^{4/3}}$ (2.23)

Se adopta un valor alto de n , entre 0.02 y 0.03 para tomar en cuenta la turbulencia en la entrada.

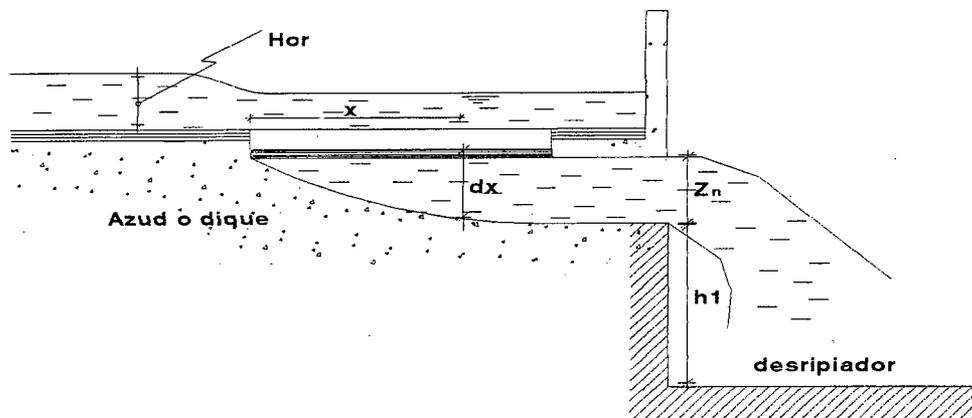
Pérdidas para el tramo hfx : $hfx = Jm * (X + X_{ant})$ (2.24)

Siendo: $Jm = \frac{Jx + Jx_{ant}}{2}$ (2.25)

Carga de velocidad en el tramo: $\frac{Vx^2}{2g}$ (2.26)

Suma total de pérdidas, Zn : $Zn = dx + \frac{Vx^2}{2g} + \sum hfx$ (2.27)

Fig. 2.6 Esquema de captación caucasiana



Fuente: Adaptado de KROCHIN Sviatoslav (1986), Diseño hidráulico, editorial universitaria, tercera edición, Quito-Ecuador, Pág. 94. Anotaciones de la asignatura Sanitaria I.

2.3.4. Cálculo del azud

2.3.4.1. Altura de carga sobre la cresta del azud

La altura de carga total se calcula tomando en cuenta la carga sobre la rejilla y la carga en el resto del azud.

$$Q_c = Q_1 + Q_2$$

Caudal sobre la rejilla (Q_1):

$$Q_1 = M_1 * b * (H + H_1)^{3/2} \quad (2.28)$$

Caudal sobre el resto del azud (Q_2):

$$Q_2 = M_2 * (L_{az} - b) * H^{3/2} \quad (2.29)$$

Siendo:

- Q_{cr} = caudal en creciente, (m^3/s).
- b = ancho total de la rejilla, (m).
- L_{az} = longitud del dique del azud, (m).
- M_1 = coeficiente de descarga para la rejilla, igual a 1.8.
- M_2 = coeficiente de descarga en el azud, igual a 2.2.

Luego:

$$H^{3/2} = \frac{Q_{cr} - M_1 * b * (H + H_1)^{3/2}}{M_2 * (L_{az} - b)} \quad (2.30)$$

Siendo:

- H = altura de carga total sobre el azud, (m).
- H_1 = altura de carga total sobre la rejilla, (m).

2.3.4.2. Resalto hidráulico y disipación de energía

Es necesario diseñar un dissipador de energía, para evitar erosión en el cauce y el colapso de la estructura a causa de la energía del agua. Con la

formación de un resalto se consigue reducir la velocidad y disminuir los posibles daños. Este resalto se produce cuando hay un cambio de régimen de supercrítico a subcrítico.

El calado crítico (h_c) es:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{cr}^2}{g * L a z^2}} \quad (2.31)$$

El calado contraído (y_1):

Su valor lo determinamos mediante aproximaciones sucesivas planteando la ecuación de Bernoulli entre dos puntos situados en la cresta y pie del azud respectivamente:

$$T = H + P + Z \quad (2.32)$$

Siendo:

- K = coeficiente de pérdidas, varía entre 0.9 y 1.
- T = diferencia entre el nivel aguas arriba y la solera del dissipador de energía, (m).
- P = altura del paramento, desde el fondo del río hasta la cresta del azud, (m).
- Z = profundidad del dissipador respecto al fondo del cauce, es un valor impuesto, (m).

El calado conjugado (y_2):

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{8 * Q_{cr}^2}{g * L a z^2 * y_1^3}} \right] \quad (2.33)$$

El resalto resultante debe ser sumergido, por lo que debe cumplir que:

$$h_c + Z > y_2 \quad (2.34)$$

para que no exista rechazo del resalto.

Es conveniente colocar un deflector al final del zampeado o colocar bloques de concreto para lograr turbulencia y lograr disminuir así la longitud entre el calado contraído y el resalto.

a) Longitud del zampeado (Ld):

La longitud del zampeado está en función de los calados de agua y_1 e y_2 , durante el resalto hidráulico. Esta debe ser tal que permita que el flujo de agua cambie su estado de supercrítico a subcrítico y por tanto reducir la velocidad de circulación:

Existen criterios de algunos investigadores respecto al cálculo de esta longitud:

$$\text{Según Pavlovski: } L = 2.5(1.9y_2 - y_1) \quad (2.35)$$

$$\text{Según Bakhmetev: } L = 5(y_2 - y_1) \quad (2.36)$$

Siendo:

y_1 = calado conjugado menor (calado al pie del azud) (m).

y_2 = calado conjugado mayor (m).

v = velocidad al pie del azud (m/s).

F = número de Froude.

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gy_1}} \quad (2.37)$$

El espesor del zampeado debe ser tal que resista el impacto del agua, por lo que Taraimovich, recomienda la siguiente fórmula:

$$tz = 0.20 * q^{0.5} * Hn^{0.25} \quad (2.38)$$

Siendo:

q = caudal unitario, ($m^3/s \text{ ml}$).

Hn = desnivel aguas arriba y la altura del resalto hidráulico, (m).

$$H_n = H + P + Z - y_2 \quad (2.39)$$

- P = altura del dique, azud o paramento, (m).
H = carga de agua sobre la cresta del azud, (m).

b) La magnitud de la erosión al final del zampeado:

$$Y_0 = k\sqrt{q\sqrt{H_n}} - dc \quad (2.40)$$

Siendo:

- Y_0 = profundidad de la erosión, (m).
 dc = calado después del zampeado, se adopta $dc = d$ (m).
 k = coeficiente de socavación en función de la longitud del zampeado y el calado del río.

Cuadro 2.1 Coeficiente de socavación.

Ld/dc	<5	5	10	20
K	1.4	1.3	1.2	1.1

Fuente: KROCHIN Sviatoslav (1986), Diseño hidráulico, editorial universitaria, tercera edición, Quito-Ecuador, Pág. 91.

2.3.4.3. Cálculo del perfil hidrodinámico

Se ha considerado el vertedero de demasías cuyo perfil hidrodinámico tipo Creager está dado por la ecuación:

$$Y = k.H^{1-n}.X^n \quad (2.41)$$

Siendo:

- X y Y = coordenadas de cada punto del perfil hidrodinámico.
H = carga de agua sobre la cresta del azud, (m).
K y n = son coeficientes en función de velocidad y la inclinación del paramento (ver tabla 2.1.).

Cuadro 2.2 Valores de k y n para el perfil hidrodinámico Creager.

Inclinación	Coef. K	Coef. N
Vertical	2.0	1.850
3 a 1	1.936	1.836
3 a 2	1.939	1.810
3 a 3	1.871	1.776

Fuente: MATERON Muñoz Hernán, (1991), Obras hidráulicas rurales, cuarta edición, Medellín-Colombia, pag. 2.28.

2.3.4.4. Transición entre el perfil hidrodinámico y el zampeado

El cambio del perfil Creager al zampeado debe realizarse de manera suave, para evitar considerables pérdidas de energía, al momento de que el flujo pasa de supercrítico a subcrítico y evitar la cavitación en la estructura que ocasione destrucción del dique.

La transición está definida mediante un arco de circunferencia de radio R, y centro de coordenadas C (X_h , Y_k). Este arco es tangente al zampeado y al perfil Creager en el punto de inflexión PI (Xi , Yi).

El radio R del arco está dado, según H. Materón por:

$$R = z_i * \left[\left(1 + \frac{1}{m} \right) + \sqrt{\left(1 + \frac{1}{m} \right)^2 + \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \right] \quad (2.42)$$

Siendo:

- m = pendiente de la curva en el punto de transición PI, (%).
- z_i = desnivel entre el punto de transición y el zampeado (m).

$$m = \frac{d_y}{d_x} = k \cdot H^{1-n} (n - 1) \cdot X_i^{n-1} \quad (2.43)$$

Distancia (g_r) entre el punto de inflexión PI y el centro C :

$$g_r = \sqrt{2 * R * z_i - z_i^2} \quad (2.44)$$

Coordenadas del centro de curvatura C (X_h, Y_k) :

$$X_h = X_i + g_r \quad (2.45)$$

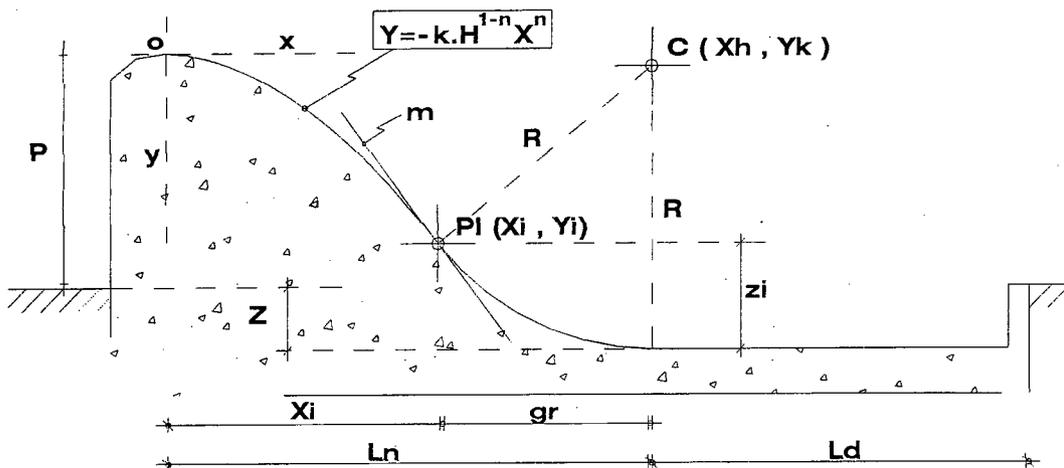
$$Y_k = P + Z - R \quad (2.46)$$

Longitud total de la base del dique (L_n) :

$$L_n = X_h + 0.284 * H \quad (2.47)$$

La variables pueden observarse en la figura 2.7.

Fig. 2.7 Coordenadas del perfil hidrodinámico.



Fuente: Adaptado de MATERON Muñoz H., (1991), Obras hidráulicas rurales, cuarta edición, Medellín-Colombia, pag. 3.101. ; KROCHIN Sviatoslav (1986), Diseño hidráulico, editorial universitaria, tercera edición, Quito-Ecuador, Pág. 52.; y Anotaciones de la asignatura Sanitaria I.

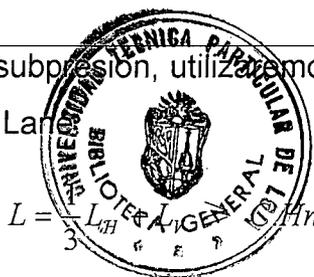
2.3.4.5. Flujo de agua bajo la estructura

Debido a la carga de agua tras el dique se presentan filtraciones, por ende el flujo de ésta bajo el dique y el zampeado con altas velocidades que ocasionan presiones sobre los contactos inferiores de éstas estructuras y pueden provocarles fallas. A este fenómeno se lo denomina Subpresión.

CAPITULO II

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

Para calcular el valor de la subpresión, utilizaremos el método de filtración compensada propuesto por Lane



$$L = \frac{L_H}{3} + L_V + C \cdot H_n \quad (2.48)$$

Siendo:

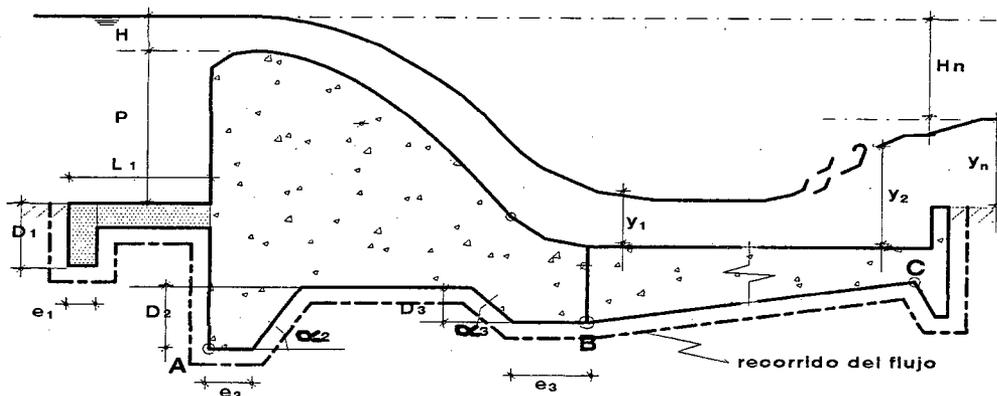
- L = es la longitud total de recorrido del flujo, (m).
- L_H = longitud total de contactos horizontales y de las que forman un ángulo menor que 45°, (m).
- L_V = longitud total de contactos verticales y de las que forman un ángulo mayor que 45°, (m).
- C = coeficiente que depende del terreno (tabla 2.4).
- H_n = diferencia de alturas aguas arriba y la altura del resalto y₂, (m).

Cuadro 2.3. Valores del coeficiente C de Lane.

MATERIAL	C
Arenas finas y limos	7 a 8.5
Arenas comunes	5 a 6
Cantos rodados, gravas y arenas	2.5 a 4
Suelo arcilloso	1.6 a 3

Fuente: KROCHIN Sviatoslav (1986), Diseño hidráulico, Editorial universitaria, Tercera edición, Quito – Ecuador Pág. 64.

Fig. 2.8 Flujo de agua bajo la estructura de disipación.



Fuente: Adaptado de BUSTAMANTE Juan C. , (2001), Alternativas de

diseño para la captación del proyecto de riego Zapotillo, tesis,
UTPL, Loja-Ecuador; pag. 55 .

Según la Fig. 2.8., se pretende alargar el recorrido del agua bajo la estructura y reducir la influencia de la subpresión Grazianski¹, recomienda algunos valores para prediseño:

- D_1 = de 0.75 a 0.80 veces el valor de H_n .
- D_2 = de 1.00 a 1.50 veces el valor de H_n .
- D_3+tz = 0.3 H_n , no menor a 1m.
- L_1 = hasta 6 veces H_n .
- L_2 = 2 a 3 veces H_n .

2.3.4.6. Estabilidad del azud

El control de estabilidad es el análisis de las fuerzas actuantes en el dique, en condiciones del flujo en creciente. Para dicho control se comprueban cuatro condiciones:

- Estabilidad al deslizamiento.
- Estabilidad al volcamiento.
- La acción de la resultante de fuerzas debe pasar por el tercio medio de la longitud del azud medida en el sentido del flujo del río, desde el pie hasta el inicio del zampeado.
- Se compruebe la capacidad portante del suelo.

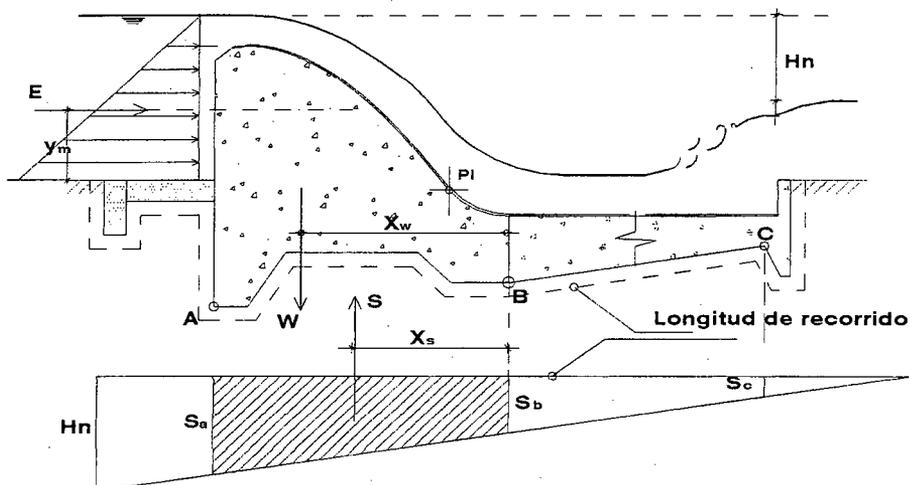
¹ KROCHIN Sviatoslav (1986), Diseño hidráulico, Editorial universitaria, Segunda edición, Quito – Ecuador Pág. 68.

a) Estabilidad al deslizamiento

- Según Krochin² la relación Kd entre la fuerza de fricción y el empuje del agua, tiene que debe estar entre 1.20 y 1.40.

$$Kd = \frac{(W - S)f}{E} \quad (2.49)$$

Fig. 2.9 Esquema de fuerzas actuantes sobre el azud



Fuente: Adaptado de PREDESUR (1989), Proyecto Miniriego Tabloncillo; diseño de captación y conducción, Loja-Ecuador, pag 20. BUSTAMANTE Juan C. , (2001), Alternativas de diseño para la captación del proyecto de riego Zapotillo, tesis, UTPL, Loja -Ecuador; pag. 55 .

En donde f es el coeficiente del hormigón sobre el suelo húmedo rozamiento que depende del terreno de fundación. Este valor según Papov está dado en la siguiente tabla:

Cuadro 2.4. Coeficientes de rozamiento del hormigón sobre el suelo húmedo

Material	Valor de f
Roca	0.6 a 0.7
Grava	0.5 a 0.6
Arena	0.4 a 0.5

²KROCHIN Sviatoslav (1986), Diseño hidráulico, Editorial universitaria, Segunda edición, Quito – Ecuador Pág. 68.

CAPITULO II

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANAZO YAGUACHI

Limo	0.3 a 0.4
Arcilla	0.2 a 0.3

Fuente: KROCHIN Sviatoslav (1986), Diseño hidráulico, Editorial universitaria, Tercera edición, Quito – Ecuador Pág. 53.

b) Estabilidad al volcamiento

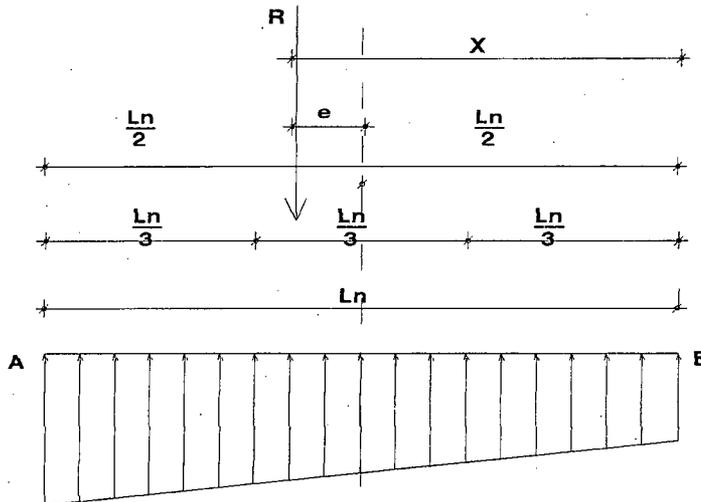
El coeficiente de estabilidad al volcamiento (K_v), viene dado por la relación entre el momento resistente y el momento motor, respecto a un punto O.

Momento resistente (M_R). $M_R = W * X_w$ (2.50)

Momento motor (M_M). $M_M = E * (Y_m + Df) + S * X_s$ (2.51)

c) Resultante de fuerzas y su posición:

Fig. 2.10 Diagrama de esfuerzos actuantes en el suelo de fundación



Fuente: Adaptado de BUSTAMANTE Juan C. , (2001), Alternativas de diseño para la captación del proyecto de riego Zapotillo, tesis, UTPL, Loja-Ecuador, pag. 61 ; Anotaciones de la asignatura Sanitaria I.

La resultante de fuerzas deberá estar ubicada dentro del tercio medio para que los esfuerzos sean a compresión.

De la figura 2.10., tenemos:

$$R = \sum Fy = 0 \quad (2.52) \quad \text{y} \quad X = \frac{M_R - M_M}{R} \quad (2.53)$$

$$\frac{Ln}{3} < X < \frac{2Ln}{3} \quad (2.54)$$

Y la excentricidad (e) está determinada por:

$$e = \frac{Ln}{2} - X \quad (2.55)$$

Siendo:

- M_o = momento respecto del punto O, (Kgf-m).
- R = resultante de fuerzas del sistema, fig. 2.10., (Kgf).
- W = peso total de la estructura, (Kgf).
- S = subpresión del agua bajo la estructura, (Kgf).
- X = posición de la fuerza resultante respecto de O, (m).
- L = longitud total de la estructura de disipación, (m).
- e = excentricidad de la fuerza resultante R, (m).

Los esfuerzos calculados sobre el suelo de fundación, deben ser menores al esfuerzo admisible del mismo, para evitar problemas de asentamientos del terreno.

Los esfuerzos sobre el terreno están dados por:

$$\delta_s = \frac{R}{L} \pm \frac{6.R.e}{L^2} \quad (2.56)$$

De donde se obtiene los esfuerzos 1 y 2.

- δ_1, δ_2 = esfuerzos sobre el suelo de fundación, (kgf/m²).
- R = fuerza resultante del sistema de fuerzas, (Kgf).
- L = longitud del azud en el sentido del flujo del río, (m).
- e = excentricidad de la resultante, (m).

2.3.5. Diseño del desripiador

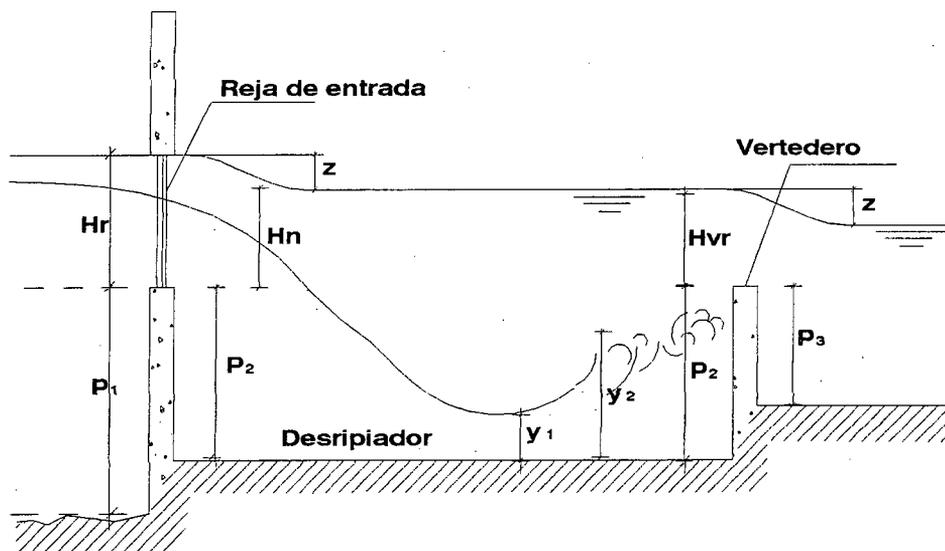
El desripiador es una estructura que permite por sedimentación retener partículas que atraviesan la rejilla, para luego evacuarlas y evitar el paso a otras estructuras.

El diseño del desripiador comprende los siguientes elementos:

1. Desripiador (propriadamente)
2. Vertedero de paso
3. Compuerta de limpia
4. Canal de desfogue

El cálculo de los tirantes conjugados del resalto hidráulico en el desripiador se la realiza con la aplicación de la ecuación de Bernoulli.

Fig. 2.11 Corte del desripiador en una toma convencional



Fuente: Adaptado de BUSTAMANTE Juan C. , (2001), Alternativas de diseño para la captación del proyecto de riego Zapotillo, tesis, UTPL, Loja-Ecuador; pag. 39 ; y Copiados de la asignatura de diseño hidráulico II.

Para el tirante conjugado mayor (y_2):

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{8 * Qcr^2}{g * Laz^2 * y_1^3}} \right] \quad (2.57)$$

Siendo:

- y_1 = altura contraída, en el desripiador, generalmente se la determina por aproximaciones sucesivas, en m.
- y_2 = altura conjugada, en el desripiador, en m.
- Hr = altura de la rejilla de entrada, en m.
- P_1 = altura aguas arriba, desde el fondo del desripiador hasta el umbral de la rejilla de entrada, en m.
- h = altura del agua en el desripiador.

Finalmente se deberá verificar que:

$$y_2 \leq h \quad (2.58)$$

$$h = P_1 - Z \quad (2.59)$$

Para el cálculo de la longitud del resalto hidráulico se utilizan entre otras las siguientes formulas:

$$\text{Según Pavlovski: } L = 2.5(1.9y_2 - y_1) \quad (2.60)$$

$$\text{Según Bakhmetev: } L = 5(y_2 - y_1) \quad (2.61)$$

2.3.6. Vertederos

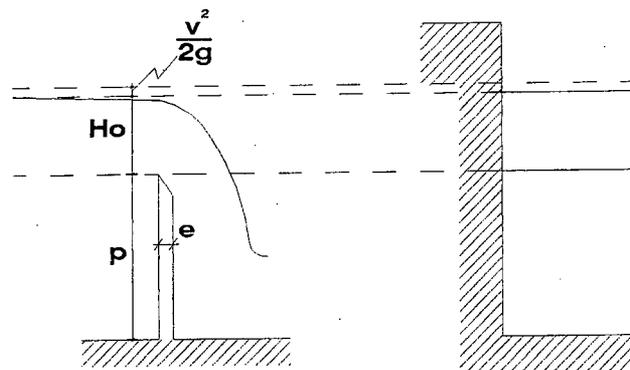
Son estructuras hidráulicas que nos permiten realizar un efectivo control de flujo y medición de caudales.

Existen diferentes tipos de vertederos que se clasifican de acuerdo con el espesor de la cresta y con la forma de la sección de flujo. En el primer caso se habla de vertederos de pared delgada, vertederos de pared

gruesa y vertederos con cresta en perfil de cimacio. En el segundo se clasifican como vertederos rectangulares, trapezoidales, triangulares, circulares, parabólicos, proporcionales, etc.

2.3.6.1. Vertedero de pared delgada .- Es un vertedero cuyo espesor e , es menor que la carga de agua H_o que circula sobre el mismo, cumpliéndose la relación H_o/e es mayor a 1.5.

Fig. 2.12 Condiciones de flujo en vertederos de cresta delgada



Fuente: Adaptado de [www. UNESCO.org.uy](http://www.UNESCO.org.uy)

Para el cálculo del ancho del vertedero sumergido de pared delgada de paso al canal se utiliza la siguiente expresión:

$$Qd = S * Mo * b * H^{3/2} \quad (2.62)$$

Siendo:

- b = ancho de la rejilla, (m).
- Qd = caudal de diseño, (m^3/s).
- H = carga de agua sobre la rejilla, (m).
- Mo = coeficiente para vertedero sumergido y se calcula con la fórmula de Konovalov.
- S = coeficiente de corrección por sumersión, se lo calcula mediante la fórmula de Bazin.

2.3.7. Compuertas

Son estructuras de control hidráulico en las que se toma en cuenta principalmente aspectos como: las condiciones de operación, el tipo de caudales de ingreso, y características del movimiento de sedimentos en el lugar de la toma.

La expresión para el cálculo de una compuerta libre es la siguiente:

$$Q = k * e * a * b * \sqrt{2g * (h_{da} - e * a)} \quad (2.63)$$

Siendo:

- k = coeficiente de velocidad (0.95 – 0.97).
- e = coeficiente en función de las alturas de carga y de paso del agua (e = h/a).
- a = altura de paso de agua de la compuerta, (m).
- b = ancho de la compuerta, (m).
- h_{da} = altura de agua tras la compuerta, (m).

2.3.8. Canales de limpieza

Son canales que permiten conducir el material de sedimentación en las estructuras sometidas a almacenamiento del agua hasta lugares de recepción adecuados.

Una condición importante para el funcionamiento del sistema de limpieza es la diferencia de energía entre la entrada y la zona de evacuación del sedimento.

Generalmente será un canal rectangular cuya expresión de cálculo es la fórmula de Manning, que nos permite encontrar el coeficiente (C) de Chezy.

$$V = C * \sqrt{R * J} \quad (2.64)$$

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * J^{1/2} \quad (2.65)$$

Siendo:

- n = coeficiente de rugosidad depende del tipo de material.
- A = área hidráulica, (m²).
- J = pendiente de solera del canal, (m/m).
- R = radio hidráulico, (m).

2.3.9. Diseño de transición y canal de paso

Las transiciones son estructuras que unen tramos de canales que tienen distintas secciones transversales o dimensiones.

Existen 2 tipos de transiciones:

- 1) Transición en recta
- 2) Transición en curva

2.3.9.1. Diseño mediante transición recta.

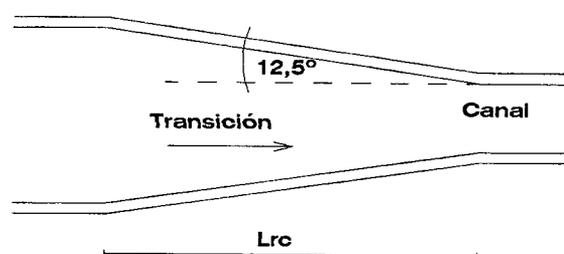
Según la Bureau of Reclamation se recomienda que el ángulo máximo entre el eje del canal y los lados de las paredes de la transición no exceda de 12.5°. Su longitud se la determina con la siguiente expresión:

$$L = \frac{B - b}{2 * \tan(12.5^\circ)} \quad (2.66)$$

Siendo:

- L = longitud de transición, (m).
- B = ancho del vertedero de paso, (m).
- b = ancho del canal, (m).

Fig. 2.13 Esquema de transición recta

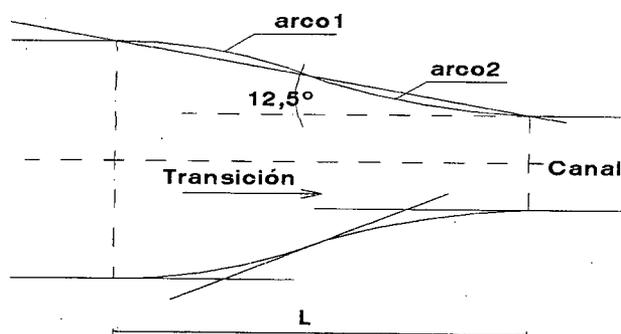


Fuente: Copiados de la asignatura de diseño hidráulico II

2.3.9.2. Diseño mediante transición curva

Es una transición que está conformada por dos arcos que son tangentes entre sí como también a la entrada y salida de los lados de los canales.

Fig. 2.14 Esquema de transición curva.



Fuente: KROCHIN Sviatoslav, 1968, Diseño hidráulico, Edit. Universitaria
Segunda edición, Quito – Ecuador Pág. 42.

2.3.10. Regulación de la creciente

En toda obra de toma es necesario considerar las crecientes que se producen rápidamente y no dan tiempo para realizar un control mediante compuertas, por lo que es imprescindible que se contemplen vertederos de desfogue que permitan regular el caudal que ingresa en exceso. A continuación presentamos dos tipos:

- 1) Vertedero de excesos en el desripiador.
- 2) Vertedero lateral en el canal de paso.

2.3.10.1. Diseño del vertedero de excesos en el desripiador

El diseño se lo realiza para un vertedero de cresta delgada con descarga libre cuya expresión es:

$$b = \frac{Q_{exc}}{M * H^{3/2}} \quad (2.67)$$

Siendo:

- Q_{exc} = caudal en exceso o caudal a desalojar (m^3/s).
- M = coeficiente del vertederos, que se calcula con la fórmula de Konovalov. (ecuación 2.68)
- b = ancho del vertedero, (m).
- H = altura del agua sobre la cresta del vertedero, (m).

$$M = \left[0.707 + 0.045 * \left(\frac{H}{H + P_1} \right) \right] * \left[1 + 0.285 * \left(\frac{H}{H + P_1} \right)^2 \right] * \sqrt{2 * g} \quad (2.68)$$

Siendo:

- H = carga de agua sobre el vertedero, (m).
- P_1 = altura desde el fondo del río hasta el umbral de la rejilla, (m).

2.3.10.2. Vertederos laterales

Son vertederos que se diseñan para tener un control de calados en canales u otras estructuras hidráulicas debido a las crecientes que pudieran presentarse.

2.3.10.3. Diseño del vertedero lateral en el canal de paso

Para mayor seguridad se opta por el diseño de un vertedero lateral para controlar el caudal en exceso que logra pasar en el desripador y que no pudo ser evacuado en éste.

Para su cálculo se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$Q_{exc} = Q_{cr} - Q_d \quad (2.69)$$

Siendo:

Q_{exc} = caudal en exceso o caudal a desalojar, (m^3/s).

Q_{cr} = caudal en creciente, (m^3/s).

Q_d = caudal de diseño, (m^3/s).

La energía específica, constante a lo largo del vertedero es:

$$E_v = y_2 + \frac{V_2^2}{2 * g} \quad (2.70)$$

Siendo:

E_v = energía específica, en el vertedero, (m Kg/Kg).

y_2 = calado en el canal después del vertedero, (m).

V_2 = velocidad en el canal después del vertedero, (m/s).

El calado al inicio del vertedero y_1 se lo calcula en base a la siguiente ecuación:

$$E_v = y_1 + \frac{Q_{cr}}{2g * b_c^2 * y_1^2} \quad (2.71)$$

La carga de agua al inicio del vertedero será:

$$H_1 = y_1 - y_c \quad (2.72)$$

La carga de agua al final del vertedero será:

$$H_2 = y_2 - y_c \quad (2.73)$$

CAPITULO II

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

Se calcula un coeficiente c de corrección en función de las alturas:

$$c = 0.4 \frac{1 - K^{2.5}}{1 - K}, \quad (2.74) \quad \text{donde: } K = \frac{H_1}{H_2} \quad (2.75)$$

De la ecuación para vertederos se obtiene:

$$b = \frac{Q_{exc}}{c * M * H_2^{3/2}} \quad (2.76)$$

Siendo:

- c = coeficiente de corrección.
- M = coeficiente obtenido por la fórmula de Konovalov.
- b = ancho del vertedero del vertedero lateral, (m).
- H_1 = altura de carga al inicio del vertedero, (m).
- H_2 = altura de carga al final del vertedero, (m).

2.3.11. Diseño del desarenador

En el diseño de una obra de toma, se debe considerar estructuras de sedimentación de partículas no deseables. Las cantidades de sedimentos deben ser controladas antes del ingreso al sistema de conducción para evitar problemas posteriores en tuberías y válvulas.

El desarenador consiste básicamente en una cámara donde la velocidad del flujo de agua disminuye para que las partículas finas puedan sedimentarse y luego ser eliminadas.

Según el tipo de desarenador a diseñar se debe considerar el caudal de diseño, velocidad de paso y el tamaño de las partículas a sedimentar.

2.3.11.1. Diseño de la cámara del desarenador de lavado continuo

Para el diseño del desarenador se recomienda que la sección de la cámara sea trapezoidal ya que es más eficiente hidráulicamente que una rectangular y permite reducir el empuje del suelo sobre las paredes del mismo.

2.3.11.2. Sección media en al cámara del desarenador

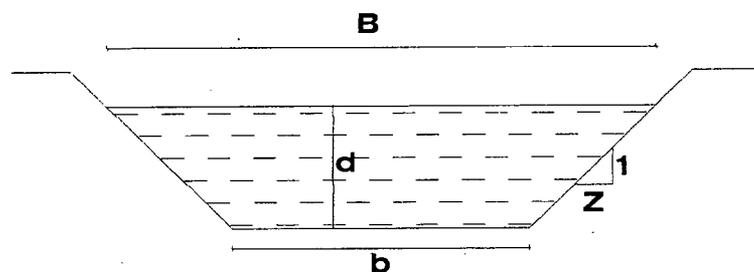
La velocidad media en la cámara viene dada por:

$$V_m = 44 * \sqrt{d_i} \quad (2.77)$$

Siendo:

- 44 = coeficiente en función partículas entre 0.1 y 1mm.
- d_i = diámetro de partículas, (mm).

Fig. 2.15 Sección transversal del desarenador



Fuente: MATERON Muñoz Hernán, (1991), Obras hidráulicas rurales, cuarta edición, Medellín-Colombia, pag. 4.33.

La velocidad en la sección transversal del desarenador se diseñará para velocidades que varían entre 0.1 a 0.4 m/s.

La sección en la cámara del desarenador es:

$$A_s = b * d + m * d^2 \quad (2.78)$$

Se debe adoptar una relación inicial b/d , Krochin recomienda que:

$$1.0 < \frac{b}{d} < 3.0 \quad (2.79)$$

Siendo:

- As = área de la sección del desarenador, (m²).
- B = ancho superior de la cámara del desarenador borde libre de agua, (m).
- b = ancho de fondo de la cámara del desarenador, (m).
- d = calado en la cámara, (m).
- m = talud de las paredes del desarenador, (m/m).

Ancho de la superficie libre del borde B deber ser:

$$B = b + 2 * m * d \quad (2.80)$$

Adoptando una altura de seguridad:

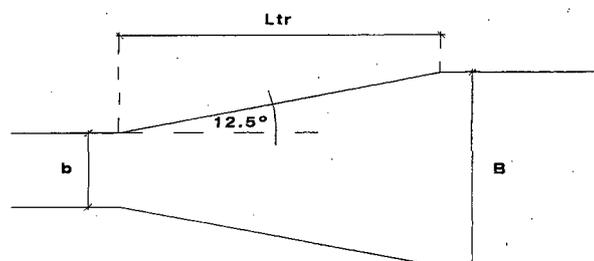
$$s = 30\%(d) \quad (2.81)$$

2.3.11.3. Longitud de la transición de entrada (L_{tr}):

Esta debe ser tal que la velocidad sea uniforme y garantice la eficiencia de sedimentación.

$$L_{tr} = \frac{B - b}{2 * \tan 12.5^\circ} \quad (2.82)$$

Fig. 2.16 Esquema de longitud de la transición



Fuente: Anotaciones de la asignatura de diseño hidráulico II.
Anotaciones de la asignatura de Sanitaria I.

2.3.11.4. Longitud activa del desarenador (L_{ac}):

Está básicamente en función del diámetro de las partículas y de la velocidad de sedimentación w , según la ecuación:

$$Ld = \frac{k * v * d}{w} \quad (2.83)$$

Siendo:

- Ld = longitud activa del desarenador, (m).
- k = coeficiente de importancia, valor entre 1.2 y 1.5.
- d = profundidad promedio en la cámara, (m).
- v = velocidad de circulación del agua por el desarenador, valor entre 0.1 y 0.4, (m/s).

2.3.11.5. Vertedero de salida

Su función es hacer pasar el agua libre de sedimentos hacia el canal. Según Krochin, la velocidad máxima de paso debe ser 1.0 m/s y la altura de carga máxima a pasar por la cresta del vertedero de 0.25 m.

Usando la ecuación de vertederos de descarga libre:

$$bv = \frac{Qd}{M * H^{3/2}} \quad (2.84)$$

Siendo:

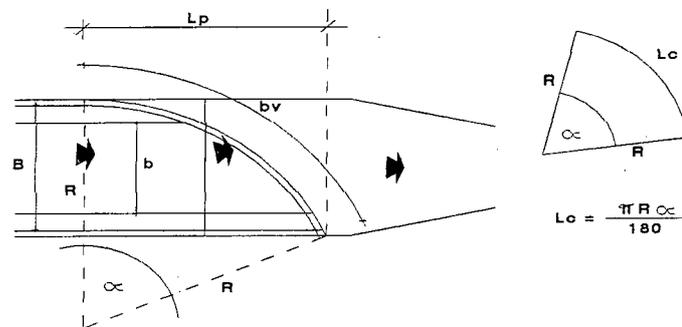
- b_v = ancho total del vertedero de paso, (m).
- H_v = altura de carga, al paso por el vertedero, (m).
- M = coeficiente de descarga en vertederos.

La velocidad de paso:

$$v_p = M * H_v^{1/2} \quad (2.85)$$

Cuando el ancho del vertedero b_v es mayor que el ancho de la superficie libre B del agua en la cámara, se lo puede colocar a lo largo de la longitud de un arco de circunferencia de radio R .

Fig. 2.17 Esquema de longitud de la transición



Fuente: Adaptado de BUSTAMANTE Juan C. , (2001), Alternativas de diseño para la captación del proyecto de riego Zapotillo, tesis, UTPL, Loja - Ecuador, pag. 71 ; y KROCHIN S. (1986), Diseño hidráulico, editorial universitaria, tercera edición, Quito-Ecuador, Pág. 137.

Se calcula el ángulo central del arco, (mediante aproximaciones sucesivas en caso de requerirlo).

$$\alpha = \frac{180 * b_v}{\pi * B} \quad (2.86)$$

Longitud de proyección (L_p), se calcula mediante:

$$L_p = R * \text{Sen} \alpha \quad (2.87)$$

2.3.11.6. Longitud total del desarenador (L_T):

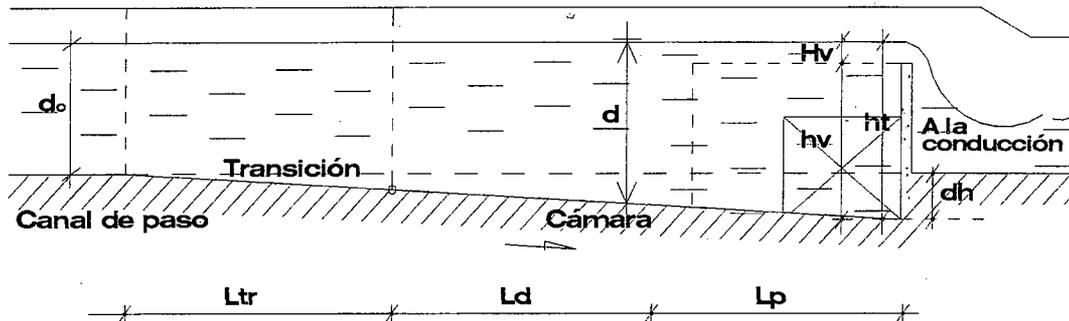
Es la sumatoria total de las longitudes calculadas anteriormente:

$$L_T = L_{tr} + L_d + L_p \quad (2.88)$$

Según Krochin, la pendiente en el fondo del desarenador (J_d), debe estar entre 2 y 6 %. La inclinación comienza al final de la transición:

$$dh = J_{tr} * L_{tr} + J_d * (L_d + L_p) \quad (2.89)$$

Fig. 2.18 Corte longitudinal desarenador.



Fuente: Adaptado de BUSTAMANTE Juan C. , (2001), Alternativas de diseño para la captación del proyecto de riego Zapotillo, tesis, UTPL, Loja-Ecuador, pag. 72.

Profundidad total será: $ht = d + dh$ (2.90)

Altura total del vertedero: $h_v = h_t - H_v$ (2.91)

Siendo:

- dh = desnivel en la cámara a lo largo de su longitud, (m).
- dc = calado en el canal de llegada, (m).
- d = calado promedio en la cámara, (m).
- hv = altura del vertedero desde el fondo, (m).
- ht = calado total en la cámara, (m).

CAPITULO III

FLUJO DE FLUIDOS EN CONDUCTOS CERRADOS Y ABIERTOS

3. Flujo de fluidos en conductos cerrados y abiertos

3.1. Flujo en conductos cerrados

3.1.1. Tipos de flujo

Los tipos de flujo se clasifican en función del tiempo, espacio, velocidad, movimiento de las partículas, etc.

Entre los principales están:

- Flujo laminar.
- Flujo turbulento.
- Flujo permanente.
- Flujo uniforme y no uniforme.

3.1.2. Características de energía en los fluidos en movimiento

Pérdida de energía

También es llamada pérdida de carga, es la pérdida de energía que experimentan los líquidos que fluyen en tuberías y canales abiertos.

Línea piezométrica

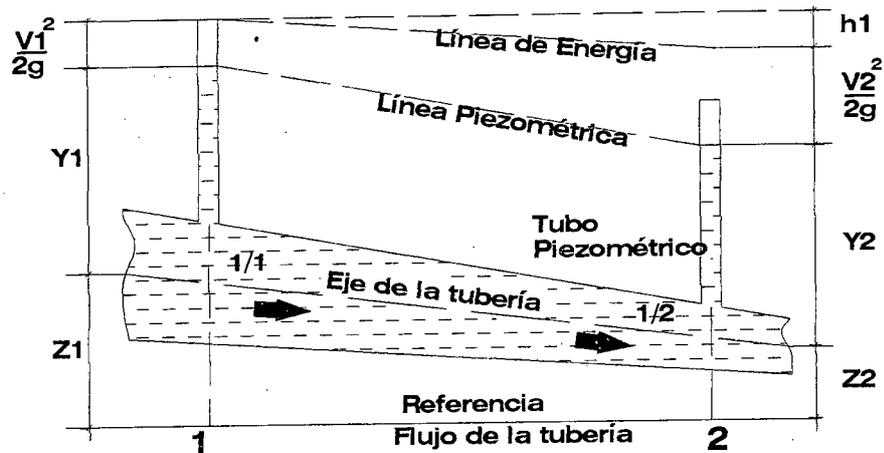
También llamada línea de gradiente hidráulica. Es la línea que representa la suma de las alturas de posición y de presión, respecto de un plano de referencia, que se dan a lo largo de una conducción (ver Fig. 3.1).

Línea de energía

También es llamada línea de carga. Es la energía total del flujo en cualquier sección, con respecto a un plano de referencia determinado,

ósea la suma de la altura geométrica o de elevación, la altura de presión o de carga, y la altura cinética o de presión dinámica (ver Fig. 3.1).

Fig. 3.1 Diagrama entre dos secciones de tubería, donde se muestran, las alturas, los ejes y niveles de referencia



Fuente: www. UNESCO.org.uy

3.1.3. Ecuaciones que rigen el movimiento en los fluidos

3.1.3.1 Ecuación de continuidad

La ecuación de continuidad expresa la conservación de la masa del fluido a través de las distintas secciones de un tubo de corriente, como muestra la figura 3.2.

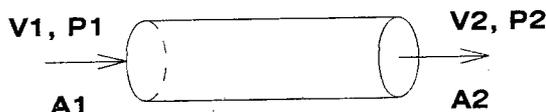
$$\rho_1 A_1 V_1 = \rho_2 A_2 V_2 = \rho_1 Q_1 = \rho_2 Q_2 \quad (3.1)$$

- Siendo:
- ρ = densidad del fluido, (kg/m^3).
 - A = área de la sección transversal, (m^2).
 - V = velocidad, (m/s).
 - Q = caudal, (m^3/s).

Si el fluido es incompresible $\rho_1 = \rho_2$ entonces:

$$A_1 V_1 = A_2 V_2 = Q_1 = Q_2 \quad (3.2)$$

Fig. 3.2 Diagrama de un volumen de control

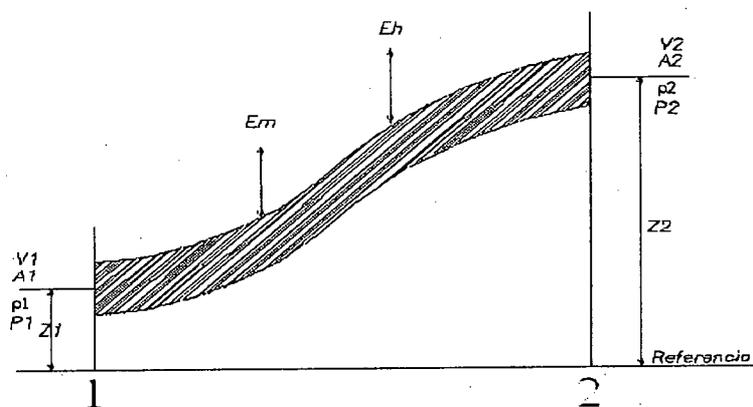


Fuente: los autores

3.1.3.2. Ecuación de energía

Un fluido en movimiento puede tener cuatro clases de energía: energía estática o de presión E_p , energía cinética E_v , energía potencial E_q y energía interna o térmica E_i .

Fig. 3.3 Diagrama esquemático de la ecuación de energía



Fuente: www.UNESCO.org.uy

Para un líquido incompresible, la expresión general de la energía puede escribirse en la forma:

$$\frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 \pm E_m \pm E_h = \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + h_L \quad (3.3)$$

CAPITULO III

Siendo:

P_1, P_2	=	presión, (Kg/m^2).
γ	=	peso específico, (Kg/m^3).
α_1, α_2	=	factores de corrección de la energía cinética.
Z_1, Z_2	=	altura de elevación sobre el plano de referencia, (m).
h_L	=	pérdida de carga, (m).
E_m	=	energía mecánica transferida al fluido, (m Kg/Kg).
E_h	=	energía térmica transferida al fluido, (m Kg/Kg).

3.1.4. Diseño hidráulico de la tubería

Para la determinación de la clase de tubería a emplearse en un proyecto de riego, intervienen factores como el diámetro, resistencia del suelo y el factor económico.

En el diseño de las tuberías a presión se deben tener en cuenta los siguientes factores:

- Diámetro de la tubería.
- Pérdida de carga unitaria.
- Velocidad media del agua en el interior del tubo.
- Caudal medio de agua en el interior del tubo.
- Caudal o cantidad de agua que circula por el tubo.
- Tuberías a emplearse.
- Presiones máximas admisibles.

3.1.4.1. Pérdidas de carga en tuberías

Una conducción no siempre está constituida por tramos rectos sino que según la topografía esta presenta cambios de dirección y en algunas de las veces presentan cambios de diámetro.

También existen accesorios tales como codos, ampliaciones reducciones, tees, responsables de nuevas pérdidas. Las pérdidas de carga en tuberías pueden ser de dos tipos:

- a) Pérdidas por fricción.
- b) Pérdidas locales.

a) Pérdidas por fricción

Ocasionadas por el movimiento del agua en la propia tubería y están en función de la longitud del tramo, estas pérdidas son uniformes en cualquier trecho de una tubería de dimensiones constantes.

Existen varias fórmulas de cálculo que nos permiten evaluar pérdidas entre las más importantes están:

Fórmula de Darcy – Weisbach:

$$H_f = f * \frac{L * V^2}{D * 2g} \quad (3.4)$$

Siendo:

- H_f = pérdida de carga en un tramo de tubería (mca)
- f = coeficiente de fricción en función del Número de Reynolds.

Para flujo laminar:

$$f = \frac{64}{Re} \quad (3.5)$$

Para flujo turbulento:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{\epsilon}{3.7d} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right] \quad (3.6)$$

CAPITULO III

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

L	=	Longitud en el tramo de tubería (m)
D	=	Diámetro de la Tubería (m).
$\frac{V^2}{2g}$	=	Altura de velocidad (m).

Fórmula de Hanzen – Williams:

$$H_f = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * D^{2.63}} \right)^{1/0.54} * L \quad (3.7)$$

Siendo:

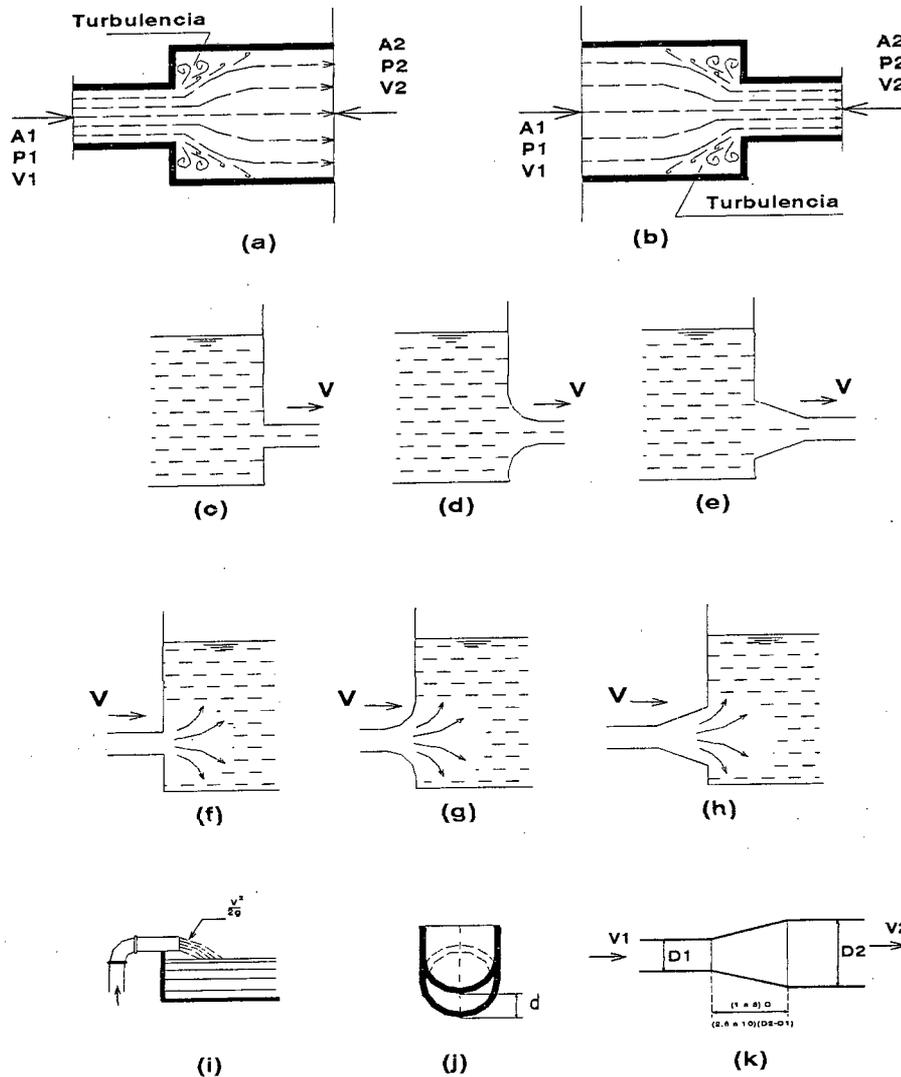
Q	=	Caudal (m3/s)
C	=	Coficiente de Hazen – Williams en función de la rugosidad de la tubería.

b) Pérdidas locales

Son provocadas por accesorios y demás características de una instalación. Entre las principales pérdidas de carga locales tenemos (Fig. 3.4.):

- Pérdida de carga debido al ensanchamiento y ensanchamiento brusco (literales a y b)
- Pérdida de carga a la entrada y salida de una tubería. (entrada y salida de depósitos, literales c, d, e, f, g y h).
- Pérdidas de carga en curvas (literal i).
- Pérdidas de carga en válvulas (literal j).
- Pérdidas de carga debido al ensanchamiento gradual de sección (literales k).

Fig. 3.4 Esquema de las principales pérdidas locales



Fuente: AZEVEDO NETTO, 1975, Manual de hidráulica, Edit. Harla, Sexta edición, México DF. Págs. 212, 213, 214, 215.

Para el cálculo de todas estas pérdidas existe una expresión general:

$$H_f = K * \frac{V^2}{2 * g} \quad (3.8)$$

Para la determinación del coeficiente K existen formulas desarrolladas en base a la experimentación según el caso.

3.1.4.2. Formulas de cálculo para el diseño de conductos cerrados

Para proyectar instalaciones de transporte de fluidos, tanto si el flujo es a presión como en lámina libre, es preciso conocer:

- 1) La relación existente entre la pérdida de carga o la pendiente de la línea de energía y el caudal.
- 2) Las características del fluido.
- 3) La rugosidad y configuración de la tubería.

La ecuación universal de Darcy - Weisbach y la ecuación de Poiseuille para flujo laminar son ecuaciones deducidas teóricamente. Las fórmulas de Manning y Hazen-Williams, utilizadas para proyectar alcantarillas y conducciones forzadas, son ecuaciones obtenidas experimentalmente.

Ecuación de Hazen-Williams

De los numerosos tipos de fórmulas exponenciales aplicables al flujo de aguas en tuberías, la de Hazen-Williams, ha sido la más utilizada y su expresión es:

$$V = 0.849 * C * R^{0.63} * S^{0.54} \quad (3.9)$$

- Siendo: V = velocidad, (m/s).
C = coeficiente de rugosidad.
R = radio hidráulico, (m).
S = pendiente de la carga, (m/m).

Cuadro 3.1 Valores del coeficiente C de la fórmula de Hazen-Williams

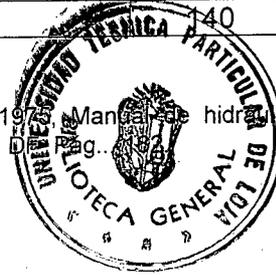
Tipo de tubo	C
Acero Corrugado	60
Acero Galvanizado	125
Asbesto Cemento	140
Concreto liso	130
Concreto Normal	120

CAPITULO III

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

Madera	120
Plástico	140

Fuente: AZEVEDO NETTO, 1973, Manuales de hidráulica, Edit. Harla, Sexta edición México D.F. Pág. 6



3.1.5. Golpe de ariete

Se denomina golpe de ariete al choque violento que se produce sobre las paredes de un conducto a presión, cuando el movimiento líquido es modificado bruscamente. La onda de choque provoca sobrepresiones y depresiones las cuales deforman las tuberías y eventualmente la destruyen.

La celeridad es la velocidad de propagación de la onda, la cual puede ser calculada por la fórmula:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K * \frac{D}{e}}} \quad (3.10)$$

Siendo:

- C = celeridad de la onda, (m/s).
- D = diámetro de los tubos, (m).
- e = espesor de los tubos, (m).
- K = coeficiente que tiene en cuenta los módulos de elasticidad.

3.1.5.1. Fase o período de la tubería *

Se denomina fase o periodo de la tubería el tiempo en que la onda de sobrepresión va y vuelva de una extremidad a otra de la tubería.

$$T = \frac{2L}{C} \quad (3.11)$$

* Resumido de [www. UNESCO.org.uy](http://www.UNESCO.org.uy)

Siendo:

- T = periodo o fase de la tubería, (s).
L = longitud de la tubería, (m).
C = velocidad de propagación de la onda (celeridad),
(m/s).

Cuando la onda llega, al regresar, ella cambia de sentido, haciendo de nuevo el mismo recorrido de ida y vuelta en el mismo tiempo T, pero con signo contrario.

$$\text{Si } T < \frac{2 * L}{C} \quad \text{Maniobra rápida} \quad (3.12)$$

$$\text{Si } T > \frac{2 * L}{C} \quad \text{Maniobra lenta} \quad (3.13)$$

La sobrepresión máxima ocurra cuando la maniobra es rápida, esto es, cuando $T < \frac{2 * L}{C}$ (cuando todavía no actúa la onda de depresión).

3.1.5.2. Medidas generales contra el golpe de ariete

El golpe de ariete es combatido, en la práctica, por varias medidas.

1. Limitación de la velocidad en tuberías.
2. Cierre lento de válvulas o registros.
3. Construcción de piezas que no permitan la obstrucción muy rápida.
4. Empleo de válvulas o dispositivos mecánicos especiales como válvulas de alivio, cuyas descargas impiden valores excesivos de presión.
5. Construcción de pozos de oscilación, capaces de absorber los golpes de ariete, permitiendo la oscilación del agua.

6. Instalación de cámaras de aire comprimido que proporcionen el amortiguamiento del golpe de ariete.

3.2. Flujo en canales abiertos

3.2.1. Canal abierto

Es un conducto donde el líquido fluye con una superficie sometida a la presión atmosférica. El flujo se origina por la pendiente del canal.

3.2.2. Ecuación de continuidad

El caudal Q, o el volumen de agua que circula por una sección en un determinado tiempo, está dado por:

$$Q = V * A \quad (3.14)$$

Siendo:

$$\begin{aligned} V &= \text{velocidad, (m/s).} \\ A &= \text{área, (m}^2\text{).} \end{aligned}$$

Cuando el caudal es constante en un tramo, la ecuación que rige el flujo, desde el punto de vista de la conservación de la masa se llama ecuación de continuidad y está dada por:

$$v_1 * A_1 = v_2 * A_2 = \dots = v_n * A_n = Ctte \quad (3.15)$$

3.2.3. Ecuación de la energía o ecuación de Bernoulli

En cualquier línea de corriente que atraviesa una sección de un canal, se define como energía total a la suma de las energías de posición, más la

de presión y más la de velocidad, por lo tanto se tiene:

Energía total = Energía de posición + Energía de presión + Energía de velocidad

Que en su forma más conocida es la siguiente:

$$E = Z + y + \alpha * \frac{v^2}{2 * g} \quad (3.16)$$

Si se aplica la ecuación entre dos secciones de un mismo canal se deben considerar las pérdidas debido a la fricción de esta manera se tiene la siguiente ecuación.

$$Z_1 + y_1 + \alpha * \frac{v_1^2}{2 * g} = Z_2 + y_2 + \alpha * \frac{v_2^2}{2 * g} + hf_{1-2} \quad (3.17)$$

Siendo:

Z_1 = altura de posición en 1, (m).

y_1 = altura de presión en 1, (m).

$\frac{v_1^2}{2 * g}$ = altura de velocidad en 1, (m).

Z_2 = altura de posición en 2, (m).

y_2 = altura de presión en 2, (m).

$\frac{v_2^2}{2 * g}$ = altura de velocidad en 2, (m).

hf_{1-2} = pérdidas en el tramo considerado, (m).

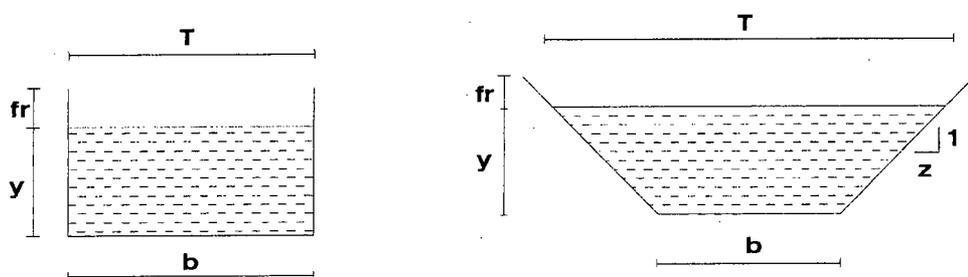
3.2.4. Tipos de canales abiertos

Los canales se pueden clasificar según el uso que tengan: canales para agua potable, riego, drenaje, energía hidroeléctrica, etc.

Las secciones más frecuentes de los canales usados en nuestro medio son:

- Sección rectangular.
- Sección trapezoidal.

Fig. 3.5 Sección rectangular y trapezoidal de canales.

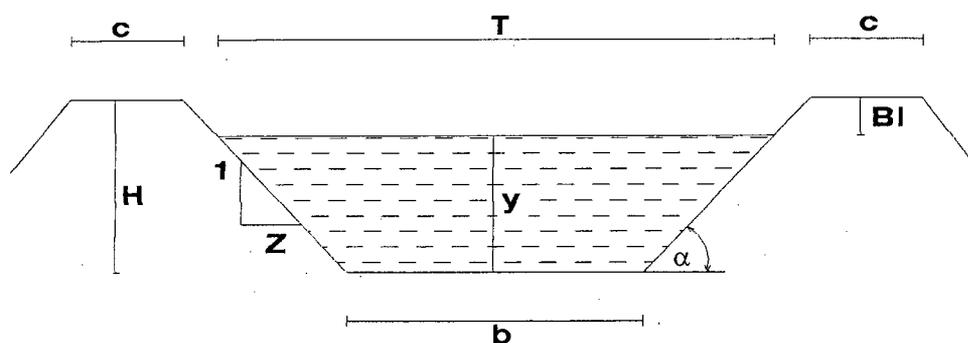


Fuente: Copiados de la asignatura de hidráulica II

3.2.5. Geometría del canal

Los elementos de un canal son los siguientes:

Fig. 3.6 Elementos principales en la sección de un canal.



Fuente: VILLON Máximo, (1995), Hidráulica de canales, Editorial Tecnológica, Primera edición, Costa Rica, Pág. 121

Siendo:

- Y = tirante de agua, (m).
- b = ancho de solera o plantilla, (m).
- T = espejo de agua, (m).

- C = ancho de corona, (m).
H = profundidad total del canal, (m).
Bl = borde libre, (m).

$$Bl = H - y \quad (3.18)$$

θ = ángulo de inclinación de las paredes laterales con la horizontal, ($^{\circ}$).

Z = talud, es la relación de la proyección horizontal a la vertical de la pared lateral, (m/m).

$$Z = ctg\theta \quad (3.19)$$

3.2.6. Tipos de flujo en canales abiertos

El movimiento del agua en los canales presenta diversidad de flujos debido a características hidráulicas que se presentan en función de la topografía del sitio de implantación. Los tipos de flujo más comunes pueden ser:

- Flujo permanente y no permanente.
- Flujo uniforme y variado.
- Flujo laminar y turbulento.
- Flujo crítico, subcrítico y supercrítico.

3.2.6.1. Flujo crítico, subcrítico y supercrítico

Esta clasificación da prioridad al efecto de la gravedad la cual se la mide con el número de Froude (F) que relaciona las fuerzas de inercia de velocidad con fuerzas gravitatorias:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g^* y}} \quad (3.20)$$

CAPITULO III

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

Siendo:

- v = velocidad media de la sección (m/s)
- g = aceleración de la gravedad (m/s²)
- \bar{y} = tirante medio del canal (m)



Según este parámetro el flujo puede ser:

Cuadro 3.2 Características del flujo según el número de Froude.

Tipo de flujo	Número de Froude	Característica
Subcrítico	$F < 1$	Flujo tranquilo y lento
Crítico	$F = 1$	Flujo en equilibrio
Supercrítico	$F > 1$	Flujo rápido y torrencioso

Fuente: Copiados de la asignatura de hidráulica II

3.2.7. Diseño hidráulico de un canal

En el diseño de un canal se considera que el escurrimiento se desarrollará en condiciones de flujo uniforme. El flujo no uniforme se presentará en situaciones de cambios en la pendiente, rugosidad, dimensiones de la sección, caídas, etc.

La velocidad media de flujo en un canal se determina por medio de la fórmula desarrollada por Chezy:

$$V = C * \sqrt{R * J} \tag{3.21}$$

Aplicando la ley de continuidad, se obtiene la capacidad de conducción:

$$Q = A * C * \sqrt{R * J} \tag{3.22}$$

Siendo:

- V = velocidad media de flujo, (m/s).
- C = coeficiente de Chezy.

CAPITULO III

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

R	=	radio hidráulico, (m).
J	=	pendiente hidráulica, (m/m).
Q	=	caudal, (m ³ /s).
A	=	área hidráulica, (m ²).

El caudal Q manifiesta la capacidad de conducción, la pendiente hidráulica del canal que será función de las condiciones topográficas.

3.2.7.1. Formula de Manning

Según Manning y Strickler, el coeficiente de Chezy adquiere la siguiente forma:

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6} \quad (3.23)$$

Siendo:

n	=	coeficiente de rugosidad de Manning.
R	=	radio hidráulico, (m).

Por lo que la capacidad de conducción del canal se podrá expresar por medio de la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * J^{1/2} \quad (3.24)$$

El coeficiente de fricción de Manning-Strickler dependerá del tipo de material que conforma el perímetro mojado, del caudal y de las características morfológicas del canal. La influencia de la rugosidad será mayor para caudales menores, reduciéndose en función de su incremento.

3.2.7.2. Pendiente admisible

La pendiente longitudinal de un canal debe ser siempre positiva bajando en dirección del movimiento del agua.

Una pendiente o gradiente cuanto mayor sea, la longitud del canal será mayor. Si bien es cierto que una pendiente mayor disminuye la sección del canal en cambio no disminuye la longitud total del canal, por lo tanto mientras menor es la pendiente, menor es el costo del canal. Se recomienda que la pendiente debe estar comprendida entre (1 o/oo - 2 o/oo)

3.2.7.3. Altura de seguridad o borde libre

La altura de seguridad es la distancia que debe ser suficiente para impedir que las olas o las variaciones de nivel produzcan desbordamientos que podrían erosionar la corona del canal. Según Krochin, el valor del franco generalmente varía entre el 5% y el 30% del tirante y es mayor según el caudal y la velocidad en el canal.

Una expresión útil para la estimación preliminar del borde libre en canales es:

$$bL = 0.55208695 * \sqrt{C * y} \quad (3.25)$$

Siendo:

- bL = borde libre (m).
- y = tirante de diseño (m).
- C = coeficiente que varía entre 1.5 y 2.5.

3.2.7.4. Secciones de máxima eficiencia

Uno de los factores que intervienen en el costo de construcción de un canal es el volumen de excavación, siendo esto dependiente de la

CAPITULO III

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

sección transversal; mediante ecuaciones se puede resolver el problema de encontrar la menor excavación para conducir un caudal dado, conocida la pendiente.

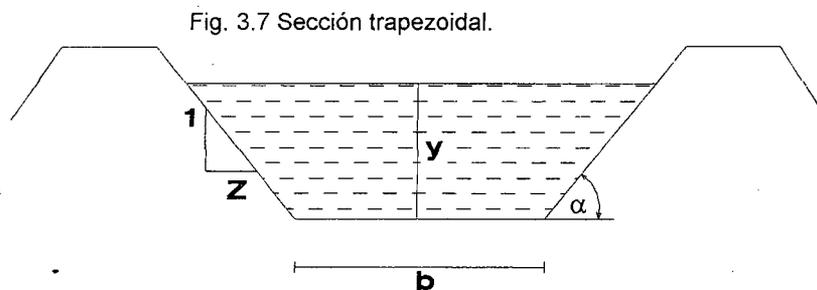
Si se considera un canal de sección constante por el que debe pasar un caudal máximo se tiene la ecuación de Manning. Para que sea el caudal máximo el radio hidráulico deberá ser máximo y según la siguiente relación se tiene:

$$R = \frac{A}{P} \quad (3.26)$$

El perímetro debe ser mínimo para un área constante.

Para diversas secciones se tienen las siguientes condiciones para canales de máxima eficiencia.

Sección trapezoidal



Fuente: VILLON Máximo, Hidráulica de canales, (1995) Editorial Tecnológica, Primera edición, Costa Rica Pág. 121

$$\frac{b}{y} = 2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \quad (3.27)$$

Sección rectangular

$$b = 2y \quad (3.28)$$

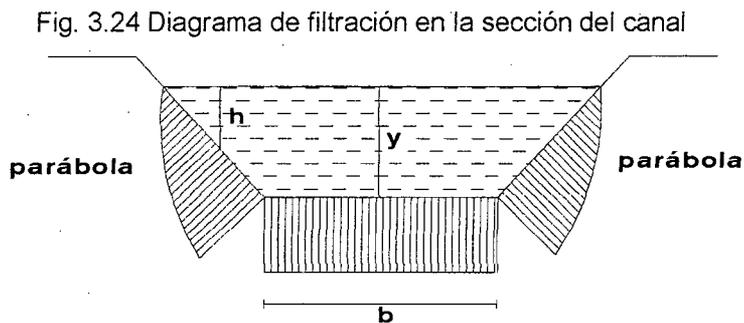
3.2.7.5. Secciones de mínima filtración

Si un canal está trazado sobre un terreno bastante permeable se hace necesario diseñar una sección que permita obtener la menor pérdida posible de agua por filtración, la cual se puede hallar matemáticamente

La filtración depende de la clase de terreno, pero es una función del tirante, se supone que la intensidad de filtración i en un punto del perímetro mojado de la sección del canal es proporcional a la raíz cuadrada de la profundidad b . En el fondo, la filtración será:

$$i = K * \sqrt{y} \quad (3.29)$$

Siendo el diagrama de filtración de la siguiente manera:



Fuente: Copiados de diseño hidráulico

La expresión de cálculo de la mínima filtración viene dada por la siguiente fórmula:

$$\frac{b}{y} = 4 * tg \frac{\theta}{2} \quad (3.30)$$

Una expresión intermedia entre una sección de máxima eficiencia y de mínima filtración es la siguiente:

$$\frac{b}{y} = 3 * tg \frac{\theta}{2} \quad (3.31)$$

CAPITULO IV

DISEÑO DE CONDUCCIONES SECUNDARIAS Y RED DE DISTRIBUCION

4. Diseño de redes secundarias y red de distribución

4.1. Redes de distribución

La red de distribución es la unidad del sistema que conduce el agua a los puntos de consumo (edificios, industrias, bocas de riego e incendio, etc.). Está construida por un conjunto de canales, tuberías y obras especiales dispuestas convenientemente a fin de garantizar el abastecimiento.

La organización de las redes de distribución depende de:

- La topografía del territorio a abastecer.
- Características de la zona de riego.
- Condiciones urbanísticas y usos del territorio.

Los conductos que forman la red de distribución se pueden clasificar en varios tipos, así:

- *Conducción principal (canales de alimentación):* Son los de mayor sección y responsables de la alimentación de las conducciones secundarias.
- *Conducciones secundarias:* Son de menor sección que los anteriores. Transportan el agua desde los conductos primarios a los diversos módulos de riego.
- *Tuberías de distribución:* Conducen el agua hasta las diversas parcelas en donde se procederá a regar un cultivo determinado.

4.1.1. Tipos de redes

Las redes de distribución de agua según su estructura vista en planta, pueden ser:

- Ramificadas.
- En malla.
- Mixta.

Según el modo en que se distribuye la presión:

- De un piso.
- Escalonadas.
- Por impulsión.

4.1.2. Redes ramificadas

Las redes de distribución ramificadas, tienen como característica que el agua discurre siempre en el mismo sentido.

Las redes ramificadas se componen esencialmente de canales o tuberías primarias, las cuales se ramifican en conducciones secundarias y éstas, a su vez en ramales terciarios.

El sistema ramificado reúne las siguientes ventajas:

- Ser el más sencillo de calcular, ya que al estar definido el sentido de circulación del agua, puede precisarse el caudal que circulará por cada tubería.
- Resulta el más económico, debido a que la extensión de la red de canales o tuberías es menor en comparación con otro tipo de redes.

Sus inconvenientes son:

- Una rotura puede originar un corte general, de casi la totalidad de la red.

- En los extremos o finales de la ramificación el agua queda estancada y se hace necesario realizar frecuentes descargas.
- El costo por reducción de la longitud total de la red no es real porque en este caso será necesario contar con diámetros mayores.

4.1.3. Redes en malla

En las redes en malla, las tuberías principales se comunican unas con otras, formando circuitos cerrados y se caracterizan por el hecho de que la alimentación de las tuberías puede efectuarse por sus dos extremos indistintamente.

Las redes en malla, tiene las siguientes ventajas:

- Libertad en el sentido de la circulación del agua.
- Mejor repartición de la presión.
- Evita el desabastecimiento total de la red, ante una eventual interrupción en un punto de la misma.

Los inconvenientes son los siguientes:

- Para el cálculo de la red, es necesario establecer, de antemano y por hipótesis, el sentido en el que circulará el agua.
- El montaje de la red, resulta más caro que cuando se trata de un montaje de red ramificada.

4.1.4. Redes mixtas

Es la red que está constituida por un circuito de redes ramificada y malladas a la vez. El buen funcionamiento y la duración de la misma

obligan a que los valores de la presión, en la misma, queden dentro de límites recomendables (30 a 45 m.c.a)*.

4.2. División en unidades de riego (modulación)

La modulación del área de riego, consiste en la división o parcelamiento de la zona del proyecto en unidades geográficas delimitadas por acciones topográficas importantes como son: caminos, quebradas, sitios poblados o límites de catastro.

El módulo de riego se obtiene multiplicando el área neta por el caudal característico o dotación de riego. "Es recomendable que este caudal modular no exceda de 20 l/s, en la Sierra y 50 l/s, en la Costa por razones de manejo y operación por parte de los agricultores"¹.

En general el caudal modular o módulo de riego depende de diversos factores como: el método de riego, el tipo de terreno, la permeabilidad de éste, la pendiente del terreno y la habilidad del regador.

4.3. Diseño de canales secundarios

Los canales secundarios son conductos ramificados que pueden ser canales o tuberías enterradas, generalmente partiendo del canal principal llevan el agua a la cabecera de las áreas modulares.

Dependiendo del proyecto pueden ser entregas directas a la zona de riego o derivaciones del canal principal.

* Tomado de www.editorial.cda.ulpgc.es

¹ ARROBO Marco (1996), Estudio de prefactibilidad para el proyecto de riego Sumaypamba, Tesis previa a la obtención del título de Ingeniero. Civil, U.T.P.L. Loja – Ecuador. Pág. 465

CAPITULO IV

4.3.1. Diseño de la red secundaria a través de canal

El diseño dependerá de sección a utilizar, las más comunes la sección rectangular o la trapezoidal. Para el cálculo se utiliza la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * J^{1/2} \quad (4.1)$$



Cuadro 4.1. Parámetros hidráulicos para la ecuación de Manning.

Parámetro	Sección Rectangular	Sección Trapezoidal
Área hidráulica	$A = b * y$	$A = b * y + z * y^2$
Perímetro mojado	$P = b + 2 * y$	$P = b + 2 * y * \sqrt{1 + z^2}$
Radio Hidráulico	$R = \frac{A}{P}$	$R = \frac{A}{P}$

Fuente: Copiados de la asignatura de Hidráulica II.

Siendo:

- n = coeficiente de rugosidad depende del material.
- A = área hidráulica, (m²).
- P = perímetro mojado, (m).
- J = gradiente del canal, (m/m).
- R = radio hidráulico, (m).
- b = ancho o solera del canal, (m).
- y = tirante de agua en el canal, (m).
- z = talud de las paredes del canal trapezoidal, (m/m).

“La velocidad en el canal, deberá estar entre 0.70 m/s y 2m/s para evitar la sedimentación y la erosión”².

² KROCHIN Sviatoslav (1976), Diseño hidráulico, Editorial Universitaria, Segunda edición, Quito – Ecuador, Pág. 138.

4.4. Diseño de la red secundaria a través de tubería

Generalmente en proyectos de riego la red secundaria está constituida por una red abierta, su diseño se lo realiza mediante los siguientes pasos:

1. Selección del diámetro.

Para la selección del diámetro se puede utilizar la expresión de Mannesman Rohren Werke para una altura de caída menor a 100m.

$$D = (0.052 * Q^3)^{1/7} \quad (4.2)$$

2. Cálculo de la longitud desarrollada de la tubería.

$$Ld = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (4.3)$$

3. Cálculo de la velocidad media.

$$V = \frac{Q}{\frac{\pi * D^2}{4}} \quad (4.4)$$

4. Cálculo de las pérdidas de carga unitaria.

$$J = \left(\frac{Q}{0,2785 * C * D^{2,63}} \right)^{1/0,54} \quad (4.5)$$

Siendo:

- D = diámetro, (cm.).
- Q = caudal, (m³/s)
- x = componente horizontal del terreno, (m).
- y = componente vertical del terreno, (m).
- C = Coeficiente de Hazen – Williams.

CAPITULO IV

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

5. Cálculo de las pérdidas de carga por fricción.

$$H_f = J * L \quad (4.6)$$

6. Cálculo de las pérdidas locales.

$$HL = (hl_1 + hl_2 + hl_3 + hl_4 + \dots + hl_n) \quad (4.7)$$

7. Cálculo de las pérdidas totales.

$$HT = H_f + HL \quad (4.8)$$

8. Cálculo de la carga dinámica.

$$HD = HE - HT \quad (4.9)$$

$$HE = Cota_1 - Cota_2 \quad (4.10)$$

9. Cálculo de la velocidad de salida.

$$V_s = \sqrt{2 * g * HD} \quad (4.11)$$

Siendo:

- L = longitud de la tubería, (m).
- hl_n = pérdidas en cada uno de los accesorios de la conducción, (m).
- Cota₁ = cota inicial del tramo de conducción, (m.s.n.m.).
- Cota₂ = cota final del tramo de conducción, (m.s.n.m.).
- HE = carga estática, (m.c.a.).

4.5. Diseño de obras de arte

En los sistemas de riego con la finalidad de optimizar el funcionamiento y operación del mismo, se requiere del diseño de las obras de arte, las

mismas que pueden estar ubicadas en la conducción principal, secundaria y terciaria.

4.5.1. Diseño de tanques rompe presión

Son obras especiales para disipar energía, siendo ubicados en los lugares donde se quiera eliminar el exceso de presión, la velocidad o la turbulencia del agua para controlar sus fuerzas destructivas o erosionables.

Entre los más utilizados en nuestro medio, tenemos:

Disipadores tipo impacto.

Disipadores tipo U

Disipadores tipo cajón (se lo utiliza cuando las cargas a disipar son bajas).

4.5.2. Disipadores tipo impacto

Es una estructura tipo caja que tiene una pantalla vertical suspendida, la disipación de la energía ocurre por el golpe del fluido de llegada a la pantalla.

Su diseño se basa en las siguientes consideraciones:

- “La velocidad teórica a la entrada del tanque debe ser de 9.14 m/s, y no debe exceder de 15.24m/s.
- La tubería de entrada tener un tramo horizontal de por lo menos 3 veces el diámetro de la misma.

CAPITULO IV

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

- Si el número de Froude es mayor a 9, el uso de este método de obtención de medidas no es aplicable, esto sucede cuando se está trabajando con caudales pequeños y velocidades altas³.

Para su cálculo se sigue el siguiente procedimiento:



1. Área transversal del chorro.

$$A = \frac{Q}{V} \quad (4.12)$$

Siendo:

- Q = caudal de diseño, (m³/s)
V = velocidad de salida de la tubería, (m/s).

2. Profundidad del flujo o calado.

$$d = \sqrt{A} \quad (4.13)$$

3. Número de Froude

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * d}} \quad (4.14)$$

Si $F < 9$ se dimensiona el tanque a partir de las siguientes relaciones.

En función de $\frac{W}{D}$

Las dimensiones del tanque son las siguientes:

³ ARROBO Marco (1996), Estudio de prefactibilidad para el proyecto de riego Sumaypamba, Tesis previa a la obtención del título de Ingeniero. Civil, U.T.P.L. Loja – Ecuador. Pág. 480.

CAPITULO IV

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

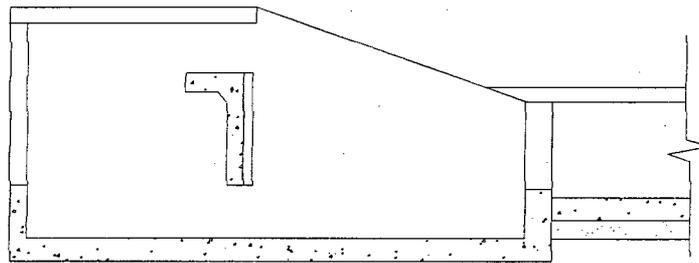
$$(4.15) \quad H = \frac{3}{4} * W \quad c = \frac{1}{2} * W \quad (4.16)$$

$$(4.17) \quad L = \frac{4}{3} * W \quad d = \frac{1}{6} * W \quad (4.18)$$

$$(4.19) \quad a = \frac{1}{2} * W \quad e = \frac{1}{12} * W \quad (4.20)$$

$$(4.21) \quad b = \frac{3}{8} * W \quad f = \frac{1}{12} * W \quad (4.22)$$

Fig. 4.1 Disipador tipo impacto



Fuente: ARROBO Marco, Estudio de prefactibilidad para el proyecto de riego Sumaypamba, Tesis previa a la obtención del título de Ingeniero. Civil, U.T.P.L. Loja – Ecuador. 1996 Pág. 482.

4.5.3. Entregas directas

La obra de derivación es la encargada de captar un cierto caudal desde el canal principal, sin alterar sus condiciones de flujo y entregar a un canal secundario para su repartición proporcional.

Está constituido por las siguientes partes:

- Bocatoma de entrada.
- Conducto que atraviesa un terraplén.
- Transición de salida.

4.5.3.1. Diseño hidráulico entrega tipo I

La velocidad máxima asumida no deberá ser mayor a 1.52 m/s.* (para transición de salida en concreto)

Para asegurar el ahogamiento colocamos la parte superior de la tubería a la misma altura de la solera del canal principal.

Para su diseño se siguen los siguientes pasos:

Diámetro de la tubería:

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}} \quad (4.23)$$

Pérdidas por fricción según Manning:

$$H_f = 6.348 * \left(\frac{V * n}{D^{2/3}} \right)^2 * L_d \quad (4.24)$$

Siendo:

- H_f = pérdida de carga por fricción, (m.c.a.).
- V = velocidad media, (m).
- n = coeficiente de rugosidad de Manning.
- D = diámetro de la tubería, (m).
- L_d = longitud de desarrollo de la tubería, (m).

Coefficientes de rugosidad de Manning utilizados son:

- n = 0.013 para tuberías de asbesto cemento.
- n = 0.009 para tuberías de PVC.

* Tomado de MATERON Muñoz Hernán, (1991), Obras hidráulicas rurales, Cuarta edición, pag 3_57.

Pérdidas locales

Se puede calcular cada una de estas pérdidas o se las puede estimar, aproximadamente como el 20% de las pérdidas de fricción.

Vertederos

La distribución de caudales se hará mediante vertederos que funcionan libres, cuya ecuación es la siguiente:

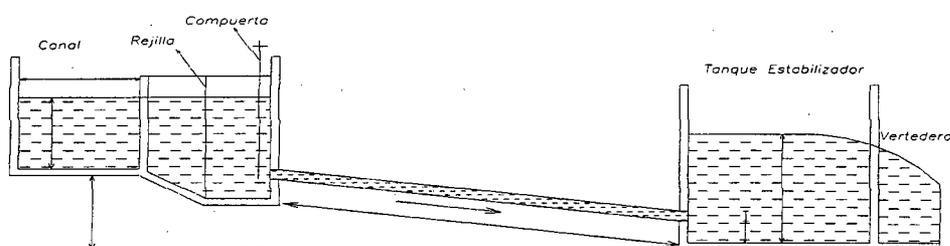
$$Q = Mo * b * H^{3/2} \quad (4.25)$$

Siendo:

- Q = caudal a derivar, (m³/s).
- b = longitud del vertedero, (m).
- H = carga de agua, (m).
- Mo = coeficiente de caudal.

4.5.3.2. Diseño de entrega tipo II

Fig. 4.2 Repartidor de caudales tipo II



Fuente: Adaptado de MATERON Muñoz Hernán, (1991), Obras hidráulicas rurales, Cuarta edición, Pág. 3.57.

Diseño de la tubería

Consiste en una tubería que conecta el canal de donde se quiere derivar el agua hasta un tanque receptor.

CAPITULO IV

Para realizar su diseño se calculan los siguientes parámetros:

- a) Se asume que la carga disponible se perderá por fricción y se determina la pendiente:

$$J = \frac{\Delta H}{L} \quad (4.26)$$

- b) Utilizando la formula de Manning se calcula el diámetro de la tubería:

$$D = \left(\frac{Q * n}{0.3117 * J^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (4.27)$$

- c) Se determinan la sección y la velocidad:

$$A = \pi * \left(\frac{D}{2} \right)^2 \quad (4.28)$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad (4.29)$$

- d) Se calculan las pérdidas:

$$he = 0.5 * \frac{V^2}{2 * g} \quad (4.30)$$

- e) Se determina el valor neto de carga:

$$h_{(NETO)} = Ht - he \quad (4.31)$$

Siendo:

ΔH	=	carga estática disponible en (m.c.a.)
L	=	longitud de la tubería en m.
Q	=	caudal o gasto de derivación en m ³ /s.
n	=	coeficiente de rugosidad de Manning.
Ht	=	desnivel en m.

Con este valor se vuelve a calcular la pendiente y los pasos b), c), d), e) hasta que la diferencia entre estos dos valores sea mínima.

Diseño del vertedero de cresta aguda en el tanque

Para que cumpla con la condición de flujo crítico, el vertedero de cresta aguda debe cumplir que:

$$P > 2 H \quad (4.32)$$

La expresión de cálculo para un vertedero de cresta aguda es la siguiente:

$$Q = Cd * \frac{2}{3} * \sqrt{2g} * L * H^{3/2} \quad (4.33)$$

Siendo:

- P = altura del vertedero medido desde el fondo, (m).
- H = altura del agua medida desde la cresta del vertedero hasta la superficie del agua, (m).
- Cd = coeficiente de descarga
- L = longitud del vertedero, (m)
- H = altura de carga sobre el vertedero, (m).
- P = altura del vertedero medido desde el fondo, (m).
- H = altura del agua medida desde la cresta del vertedero hasta la superficie del agua, (m).

4.5.5. Cajas de distribución

Son estructuras hidráulicas que sirven para realizar derivaciones de la conducción a varios canales, pudiendo ser dos o más; dependiendo de las necesidades de riego de la zona, consta de las siguientes partes:

- Tubería de derivación
- Caja de distribución
- Vertederos de paso
- Canales de salida.

CAPITULO V

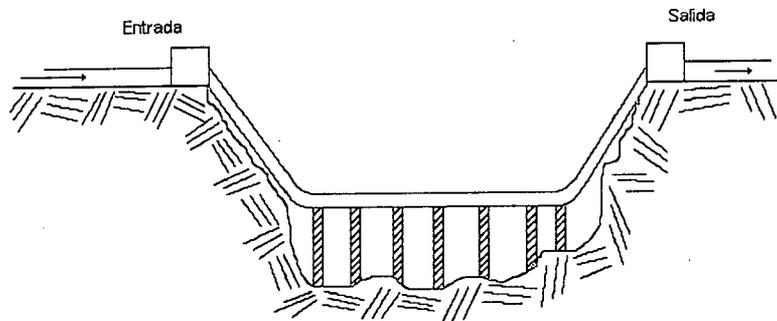
DISEÑO DE OBRAS ESPECIALES

5. Diseño de obras especiales

5.1. Sifones

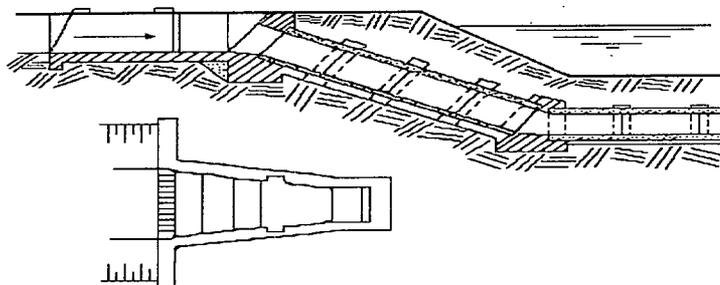
“Un sifón es un tramo de conducción cerrada a presión que permite vencer depresiones o zonas con problemas de estabilidad de suelos y llevar el agua con la menor cantidad de pérdidas posible”*

Fig. 5.1 Esquema de un sifón invertido superficial



Fuente: www.unesco.org.uy

Fig. 5.2 Esquema de una transición de entrada y salida



Fuente: www.Unesco.org.uy

El área de la sección transversal de un sifón viene determinada, de acuerdo a la ley de continuidad por el caudal de aducción y la velocidad de flujo. La magnitud de la velocidad media en el conducto que conforma el sifón, puede variar entre 2 a 4 m/s.

* Tomado de www.UNESCO.org.uy cap8

5.1.1. Diseño hidráulico del sifón

El diseño hidráulico de un sifón tiene como base el cálculo de las pérdidas de carga, locales y por fricción en el conducto. El cálculo se realizará para cada sección de conducto considerado, hasta obtener niveles de pérdidas que permitan un funcionamiento hidráulicamente eficiente y que represente el menor costo posible.

Partes que constituyen el sifón son:

- 1) Estructura de entrada y de salida.
- 2) Tubería o conducto.
- 3) Válvulas de desfogue o de limpieza.
- 4) Obras complementarias.

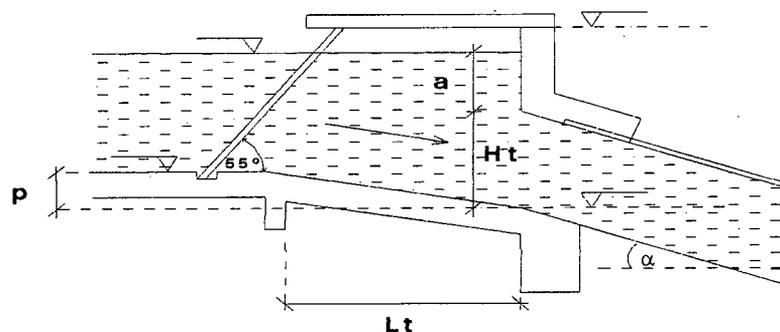
5.1.1.1. Diseño de la estructuras de entrada y de salida

Para su diseño se consideran los siguientes parámetros:

a) Ahogamiento

Consiste en una lámina de agua que impide la entrada de bolsas de aire a las tuberías produciendo la reducción de la capacidad de conducción.

Fig. 5.3 Esquema de una transición de entrada



Fuente: MATERON Muñoz Hernán, (1991), Obras hidráulicas rurales, Cuarta edición. Pág. 6.3

La expresión de cálculo es la siguiente:

$$a = 1.5 * \left(\frac{Vd^2}{2g} - \frac{Vc^2}{2g} \right) \quad (5.1)$$

Siendo:

- a = ahogamiento, (m).
- Vd = velocidad en la tubería, (m/s).
- Vc = velocidad en el canal, (m/s).

b) Pérdidas de carga

Están en función de la diferencia de carga de velocidad antes y después de la transición:

$$\Delta h_v = \left(\frac{Vd^2}{2g} - \frac{Vc^2}{2g} \right) \quad (5.2)$$

Según Materón¹, se pueden calcular las pérdidas de carga en base a las siguientes expresiones:

Para transiciones en concreto:

Transición de entrada: $h_e = 0.4 * \Delta h_v$ (5.3)

Transición de salida: $h_s = 0.7 * \Delta h_v$ (5.4)

Donde los valores 0.4 y 0.7 son coeficientes para obtener las pérdidas de energía en la entrada y salida.

c) Dimensiones

Consiste en el cálculo de los diferentes niveles de la transición:

¹MATERON MUÑOZ Hernán (1991), Obras hidráulicas rurales, cuarta edición Pág. 6.4

CAPITULO V

Nivel A.- Es el nivel del canal a la entrada de la transición.

Nivel B.- Es el nivel al final de la transición.

$$\text{Nivel}B = \text{Nivel}A + d - a - Ht \quad (5.5)$$

Siendo:

Ht = diámetro total a la entrada de la tubería, (m).

$$Ht = \frac{D}{\text{Cos}\alpha} \quad (5.6)$$

D = diámetro de la tubería, (m).

α = ángulo que forma la tubería con la horizontal en la transición, ($^{\circ}$).

a = ahogamiento, (m).

d = tirante en el canal de entrada, (m).

La diferencia de nivel entre la solera del canal a la entrada de la transición y la del umbral de la tubería se calcula con las siguientes expresiones:

Transición de entrada: $p \leq \frac{3}{4} * D$ (5.7)

Transición de salida: $p \leq \frac{1}{2} * D$ (5.8)

La altura total at se la puede determinar así:

$$at = p + d + Bl \quad (5.9)$$

Siendo:

p = diferencia de elevación de la solera del canal a la entrada y la del umbral de la tubería, (m).

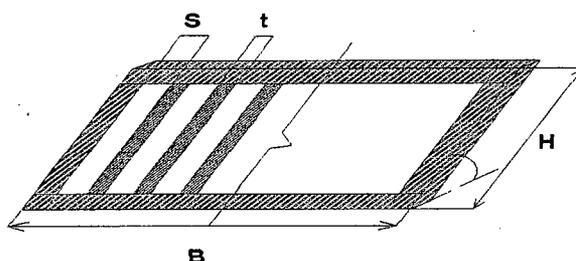
d = tirante del canal a la entrada, (m).

Bl = borde libre, (m).

5.1.1.2. Diseño de la rejilla de entrada al sifón

Con el objeto de evitar materiales flotantes en la tubería a la entrada de esta se instalará una rejilla.

Fig.5.4 Esquema de rejilla



Fuente: Los Autores

Para su dimensionamiento se utiliza la siguiente expresión:

$$B = B_1 + \left(\frac{B_1}{S} - 1 \right) * t \quad (5.10)$$

Siendo:

- B = ancho total de la reja, (m).
- B₁ = ancho libre de la reja, (m).
- S = separación entre cada varilla, (m).
- t = espesor de la varilla, (m).

5.1.1.3. Diseño de la tubería (sifón propiamente)

Según Materón las velocidades del agua en el sifón, se proyectan según la siguiente tabla:

CAPITULO V

Cuadro 5.1 Velocidades según el tipo de transición.

Tipo de sifón	velocidad	Tipo de transición
Corto	$v < 1.1. \text{ m/s}$	En tierra
Corto	$v < 1.5. \text{ m/s}$	En concreto
Largo	$v < 3.0 \text{ m/s}$	En concreto

Fuente: MATERON Muñoz Hernán, (1991), Obras hidráulicas rurales, Cuarta edición, Pág. 6.33.



Según el material se tiene:

Cuadro 5.2 Velocidades según el tipo de material.

Material de las tuberías	Velocidad (m/s)
Acero	5
Fibra de Vidrio	3
P.V.C.	5
Concreto reforzado	3.5

Fuente: VALDEZ César Enrique, (1994), Abastecimiento de agua potable, UNAM, cuarta edición, México DF., Pág. 138.

a) Diámetro de la tubería

Se lo determina con la siguiente expresión:

$$D = 2 * \sqrt{\frac{Q}{\pi * v}} \tag{5.11}$$

b) La pérdida de carga por fricción:

$$H_f = \left(\frac{Q}{0,28 * C * D^{2,65}} \right)^{1/0,54} * L \tag{5.12}$$

Siendo:

- Q = caudal de diseño, (m³/s).
- v = velocidad en la tubería, (m/s).
- C = coeficiente de (Hazen – Willians).
- D = diámetro de la tubería, (m).

c) Pérdidas secundarias

Pérdida de carga por la rejilla

$$h_o = \beta * \text{Sen}A * \left(\frac{t}{s}\right)^{4/3} * \frac{Vr^2}{2g} \quad (5.13)$$

Siendo:

- A = ángulo de la rejilla con respecto a la horizontal, (°).
- β = coeficiente que depende de la geometría de la sección transversal de los barrotes.
- t = grueso del barrote, (m).
- s = separación libre entre barrotes, (m).
- Vr = velocidad en la rejilla, (m/s).

Pérdida de carga por entrada al conducto (h_1)

$$h_1 = k_1 * \frac{Vd^2}{2g} \quad (5.14)$$

Pérdida de carga por salida del conducto (h_2)

$$h_2 = k_2 * \frac{Vd^2}{2g} \quad (5.15)$$

Pérdida por transición a la entrada al sifón (h_3)

$$h_3 = 0.4 * \left(\frac{Vd^2 - Vc^2}{2g}\right) \quad (5.16)$$

Pérdida por transición a la salida del sifón (h_4)

$$h_4 = 0.7 * \left(\frac{Vd^2 - Vc^2}{2g}\right) \quad (5.17)$$

Pérdida de carga debido a válvulas (h_5)

$$h_5 = k_5 * \left(\frac{Vd^2}{2g}\right) \quad (5.18)$$

Pérdida de carga por cambio de dirección (h_6)

$$h_6 = Kd * \left(\frac{Vd^2}{2g} \right) \quad (5.19)$$

Siendo:

Kd = coeficiente que depende del ángulo de deflexión y se determina con la formula:

$$Kd = 0.25 * \left(\frac{\alpha}{90} \right)^{1/2} \quad (5.20)$$

α = ángulo de deflexión, (°).

Vd = velocidad en la tubería, (m/s).

Pérdidas secundarias totales:

$$Hs = h_0 + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 \quad (5.21)$$

Pérdidas totales

$$HT = Hs + Hf \quad (5.22)$$

d) Válvulas de limpieza

Para su cálculo se procede a realizar un análisis de funcionamiento cuando dicha válvula esté abierta para determinar la velocidad máxima.

1. Cálculo de las pérdidas por fricción

$$Hf = \left(\frac{Q}{0.28 * C * D^{2.65}} \right)^{1/0.54} * L \quad (5.23)$$

2. Cálculo de las pérdidas de carga por la rejilla.

$$h_0 = \beta * SenA * \left(\frac{t}{s} \right)^{4/3} * \frac{Vr^2}{2g} \quad (5.24)$$

3. Cálculo de las pérdidas de carga por entrada al conducto (h_1).

$$h_1 = k_1 * \frac{Vd^2}{2g} \quad (5.25)$$

4. Cálculo de las pérdidas por transición a la entrada al sifón (h_2).

$$h_2 = 0.4 * \left(\frac{Vd^2 - Vc^2}{2g} \right) \quad (5.26)$$

5. Cálculo de las pérdidas de carga debido a válvulas (h_3).

$$h_3 = k_3 * \left(\frac{Vd^2}{2g} \right) \quad (5.27)$$

Pérdida de carga por cambio de dirección (h_4).

$$h_4 = Kd * \left(\frac{Vd^2}{2g} \right) \quad (5.28)$$

Donde Kd es un coeficiente que depende del ángulo de deflexión y se determina con la fórmula:

$$Kd = 0.25 * \left(\frac{\alpha}{90} \right)^{1/2} \quad (5.29)$$

Las Pérdidas totales:

$$\Delta H = Hf + h_o + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \quad (5.30)$$

La Carga dinámica en el sitio de la tubería:

$$H = H_e - \Delta H \quad (5.31)$$

La velocidad en dicho punto será:

$$V = \sqrt{2g * H} \quad (5.32)$$

El diámetro óptimo de la tubería:

$$D_v = \left(\frac{4 * Q}{\pi * V} \right)^{0.5} \quad (5.33)$$

Este valor debe ser:

$$D_v \geq \frac{D}{6} \quad (5.34)$$

e) Válvulas de aire

Está ubicada en las partes altas de la tubería para eliminar el aire que se introduce en la tubería debido a la turbulencia, cierre de válvulas, cambios de presión y temperatura, aumentos de velocidad, etc.

Su diámetro se lo determina con la siguiente expresión:

$$D_{Va} = \frac{D_t}{10} \text{ hasta } \frac{D_t}{12} \quad (5.35)$$

Siendo:

D_{Va} = diámetro de la válvula de aire, (m).

D_t = diámetro de la tubería, (m).

5.1.2. Diseño de anclajes para sifones

En la instalación de una red de tubería es necesaria la construcción de anclajes, pues la presión hidrostática, interna ejercida sobre las paredes de la tubería, producen fuerzas axiales iguales al producto de la presión hidrostática por el área de la sección transversal de la tubería. Estas fuerzas se presentan en los siguientes puntos.

- En los cambios de dirección.
- En las válvulas.
- En los terminales.

Para determinar las dimensiones del bloque de anclaje deben calcularse todas las fuerzas transmitidas por la tubería.

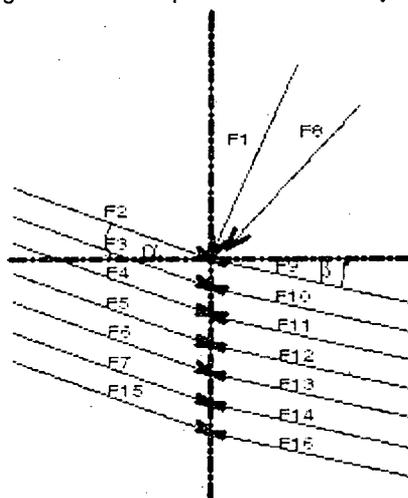
5.1.2.1. Procedimiento de cálculo

1. Cálculo de las pérdidas de carga según Manning

$$h = \frac{(10,34 * n^2 * Q^2) * L}{D^{5,33}} \quad (5.36)$$

2. Determinación de las fuerzas

Fig. 5.5 Fuerzas que actúan en anclajes para sifones



Fuente: KROCHIN Sviatoslav (1986), Diseño hidráulico, Editorial universitaria, Tercera edición, Quito – Ecuador Pág. 334

Fuerzas arriba del anclaje

- a) La componente del peso propio de la tubería, normal al eje de la misma.

$$F1 = (GT + Gw) * \frac{L_1}{2} * \text{Cos} \alpha \quad (5.37)$$

Siendo:

- GT = peso de la tubería, (Tn/m).
Gw = peso del agua, (Tn/m).
 α = ángulo de la tubería con la horizontal, (°).
 L_1 = longitud de la tubería aguas arriba, (m).

- b) La componente del peso propio de la tubería, paralela al eje de la misma.

$$F2 = GT * L_1 * \text{Sen} \alpha \quad (5.38)$$

CAPITULO V

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

c) Fuerza de rozamiento en los apoyos que actúa hacia el anclaje.

$$F3 = \pm f * (GT + Gw) * \text{Cos} \alpha \quad (5.39)$$

d) Fuerza de rozamiento al eje, debido al rozamiento en la prensa de unión.

$$F4 = \pm 0.745 * \pi * D_{ext} \quad (5.40)$$

e) Fuerza axial en la junta de dilatación.

$$F5 = 0.25 * \pi * (D_{ext}^2 - D^2) * H \quad (5.41)$$

Siendo:

- D_{ext} = diámetro exterior de la tubería.
- D = diámetro interior de la tubería, (m).
- H = carga de agua que existe en la junta, (m.c.a.).
- f = coeficiente de rozamiento.

f) La presión del agua en dirección del eje, dirigida hacia el anclaje.

$$F6 = 0.25 * \pi * D^2 * 1.25 * H \quad (5.42)$$

Siendo 1.25 es un actor para incluir una posible sobrepresión por golpe de ariete.

g) La fuerza de arrastre del agua en dirección del movimiento de la misma

$$F7 = 0.25 * \pi * D^2 * h \quad (5.43)$$

Siendo:

- h = pérdida de carga por rozamiento del tramo, (m.c.a.).
- L = longitud del tramo (entre anclajes), (m).

Fuerzas aguas abajo del anclaje

- h) La fuerza F8 = F1
- i) La fuerza F9 = F2
- j) La fuerza F10 = F3
- k) La fuerza F11 = F4
- l) La fuerza F12 = F5
- m) La fuerza F13 = F6
- n) La fuerza F14 = F7
- o) La fuerza F15 = F16

$$F15 = F16 = \frac{Q \cdot V}{g} \quad (5.44)$$

Siendo:

- Q = caudal de diseño, (m³/s)
- V = velocidad del agua, (m/s).

3. Fuerza resultante horizontal

$$FH = -F1 \cdot \text{Sen}\alpha + \text{Cos}\alpha \cdot (F2 \pm F3 \pm F4 + F5 + F6 + F7 + F15) - \text{Cos}\beta \cdot (F9 \pm F10 \pm F11 - F12 - F13 + F14 - F16) \quad (5.45)$$

4. Fuerza resultante vertical

$$FV = -F1 \cdot \text{Cos}\alpha - \text{Sen}\alpha \cdot (F2 \pm F3 \pm F4 + F5 + F6 + F7 + F15) - \text{Sen}\beta \cdot (F9 \pm F10 \pm F11 - F12 - F13 + F14 - F16) \quad (5.46)$$

5. Dimensionamiento del anclaje:

- a) Cálculo del peso del anclaje

CAPITULO V

$$G = \left(\frac{FH}{f} \right) - FV \quad (5.47)$$

b) El volumen mínimo necesario (V)

$$V = \left(\frac{G}{PeH^{\circ}S} \right) \quad (5.48)$$



c) El volumen de la tubería:

$$V_{tub} = \frac{\pi * D^2}{4} * \left(\frac{L/2}{\cos \alpha_1} + \frac{1}{\cos \alpha_2} \right) \quad (5.49)$$

Siendo:

L = longitud del anclaje, (m).

α_1 = ángulo anterior, (°).

α_2 = ángulo posterior, (°).

d) La altura del bloque:

$$Y = \frac{L}{2} * \left[(tg \alpha_1 + tg \alpha_2) + \frac{D}{2} * \left(\frac{1}{\cos \alpha_1} * \frac{1}{\cos \alpha_2} \right) \right] + 2R \quad (5.50)$$

Donde R es el recubrimiento.

e) Cálculo del ancho de la base del bloque.

$$b = \frac{V_{tub}}{L * Y} \quad (5.51)$$

f) Cálculo del peso del bloque

$$Wb = PeH^{\circ}S * (L * Y * b - V_{tub}) \quad (5.52)$$

e) Chequeo de la resultante se lo realiza con las siguientes fórmulas

$$Y2 = \frac{L}{2} * tg \alpha_2 + \frac{D}{2 * \cos \alpha_2} + R \quad (5.53)$$

$$X = \frac{-FH + Y_2 + FV * \frac{L}{2} + Wb * \frac{L}{2}}{Wb + FV} \quad (5.54)$$

Si el valor de x está en el tercio medio el suelo está trabajando a compresión.

g) Chequeo de la capacidad portante del suelo

$$e = \frac{L}{2} - X \quad (5.55)$$

h) Cálculo del momento resultante

$$M = (Wb \pm FV) * e \quad (5.56)$$

i) Los esfuerzos transmitidos al suelo

$$Esf = \frac{Wb + Fv}{L * b} \pm \frac{(6 * M_1)}{L^2 * b} \quad (5.57)$$

Se debe chequear que los esfuerzos transmitidos al suelo sean menores a la capacidad portante de este.

5.1.3. Obras complementarias

Entre las obras complementarias está el diseño de un desarenador que sirve para separar y remover el material que lleva el agua del canal.

5.1.3.1. Diseño del desarenador

Los desarenadores según la forma de eliminación de los sedimentos se dividen en:

- 1) Desarenadores de lavado intermitente.
- 2) Desarenadores de lavado continuo.

Elementos:

- 1) Transición de entrada y salida.
- 2) Cámara de sedimentación.
- 3) Compuerta de lavado.
- 4) Canal de salida.

5.2. Aliviadero

Con el fin de evitar que el nivel del agua en el canal pase de un cierto, límite se diseñarán aliviaderos, estos se proyectan en forma de vertederos laterales ubicados en la parte superior del canal. Estos aliviaderos consisten en un vertedero lateral en el canal, con la cresta unos pocos centímetros encima del nivel normal del agua.

5.2.1. Elementos de un aliviadero

- 1) Vertedero lateral.
- 2) Canal de recolección.
- 3) Compuertas.
- 4) Canal de desfogue.

5.2.2. Diseño del aliviadero

Para el diseño de los aliviaderos se toman en cuenta las peores condiciones que se pueden presentar aguas arriba. Por lo tanto, para que el agua pueda desfogar por el aliviadero, debe remansarse en toda la longitud que separa los dos aliviaderos entre sí.

5.2.3. Diseño del vertedero lateral

Se utiliza la fórmula para vertederos frontales:

$$Q = Mo * b * H^{3/2} \quad (5.58)$$

Siendo:

- b = ancho del vertedero, (m).
- Q = caudal de diseño, (m³/s).
- H = carga de agua sobre el vertedero, (m).
- Mo = coeficiente que se calcula con la fórmula de Konovalov para vertederos de cresta delgada (Ecuación 5.59)

$$Mo = \left[0.407 + 0.045 * \left(\frac{H}{H + P_1} \right) \right] * \left[1 + 0.285 * \left(\frac{H}{H + P_1} \right)^2 \right] * \sqrt{2 * g} \quad (5.59)$$

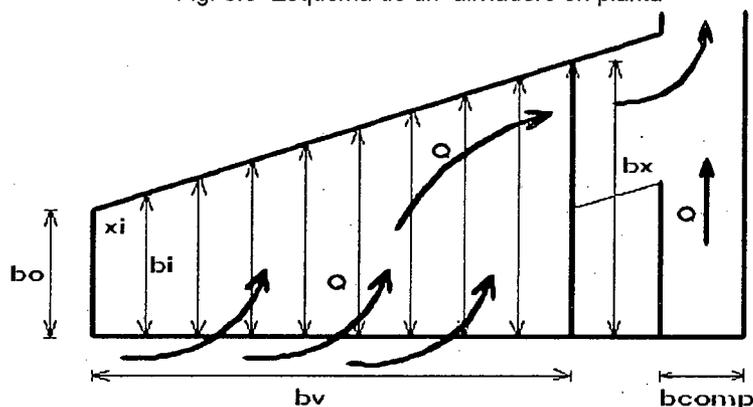
Siendo:

- H = carga de agua sobre el vertedero, (m).
- P₁ = altura desde el fondo del canal hasta el umbral del vertedero, (m).

5.2.4. Diseño del canal recolector

Se diseña para un flujo gradualmente variado según el método de Zamarín.

Fig. 5.6 Esquema de un aliviadero en planta



Fuente: Los autores

CAPITULO V

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

Para cada punto del canal se determinan los siguientes valores:

Ancho del canal:

$$b_i = b_o + \frac{b_x * x_i}{b_v}$$

Caudal:

$$Q_x = \frac{Q}{b_i} * x_i \quad (5.60)$$

Velocidad:

$$V_x = \frac{V_f - V_i}{b} * x + V_i \quad (5.61)$$

Siendo:

V_f = velocidad del canal en creciente, (m/s).

V_i = velocidad normal del canal, (m/s).

Área hidráulica:

$$A_x = \frac{Q_x}{V_x} \quad (5.62)$$

El calado que se calcula a partir de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{1}{n} * (b * y_i) * \left(\frac{b_i * y_i}{b_i + 2 * y_i} \right) * J^{1/2} \quad (5.63)$$

5.3. Diseño de rápidas y estructuras de disipación de energía

La topografía de las cuencas exige en muchos casos la aplicación de canales de elevada pendiente, que permiten superar diferencias de nivel importantes.

5.3.1. Diseño de una rápida de rugosidad artificial

En estos casos se utiliza rugosidad artificial que consiste en introducir en la solera, salientes de forma geométrica regular.

CAPITULO V

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

Estos elementos producen resistencias locales que equivalen a un aumento de la rugosidad y por lo tanto disminuye la velocidad.

Utilizando la fórmula de Dadenkov se determina el ancho b del canal:

$$b = 0.765 * Q^{2/5} \quad (5.64)$$

La pendiente:

$$J = \text{Sen}(\arctg J\%) \quad (5.65)$$

La sección hidráulica:

$$A = \frac{Q}{V} \quad (5.66)$$

El tirante:

$$d = \frac{A}{b} \quad (5.67)$$

La velocidad producida en una rápida se calcula con la formula de Chezy:

$$V = C * \sqrt{R * J} \quad (5.68)$$

El valor de C se calcula mediante fórmulas empíricas en función de las relaciones h/s y b/h .

Siendo:

- $J\%$ = pendiente en porcentaje, (m/m).
- h = altura del agua sobre la rugosidad, (m).
- s = altura de la rugosidad, (m).
- b = ancho del canal (por lo general rectangular), (m).

5.3.2. Disipación de energía

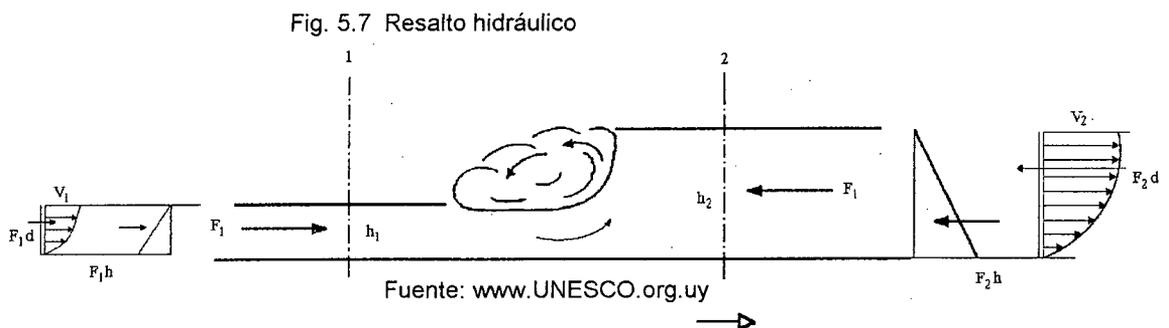
Esta situación se presenta en vertederos de excedencias, estructuras de caída, desfuegos de fondo, salidas de alcantarillas, etc.

La disipación de la energía cinética puede lograrse aplicando diferentes métodos como resalto hidráulico, impacto o incremento de la rugosidad.

5.3.3. Generación del resalto hidráulico

El resalto hidráulico es el ascenso brusco del nivel del agua que se presenta a consecuencia del retardo que sufre una corriente de agua que fluye a elevada velocidad.

Este fenómeno presenta un estado de fuerzas en equilibrio, en el que tiene lugar un cambio violento del régimen de flujo, de supercrítico a subcrítico.



5.3.4. Pérdida de energía

Se define como la diferencia de energías específicas antes y después del resalto.

$$E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^2}{4 * y_1 * y_2} \quad (5.69)$$

Siendo:

CAPITULO V

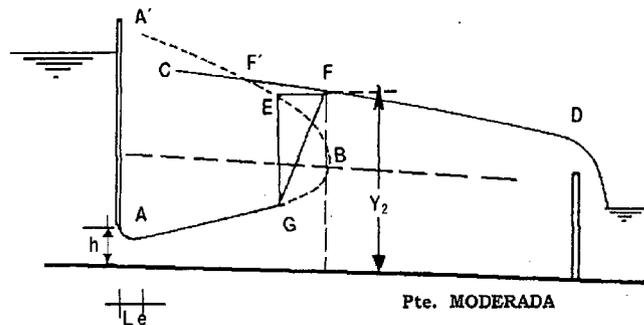
DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

y_1	=	calado contraído, (m).
y_2	=	calado conjugado, (m).
E_1	=	energía al inicio de resalto, (m Kg/Kg).
E_2	=	energía al final de resalto, (m Kg/Kg).
E	=	energía del resalto, (m Kg/Kg).

5.3.5. Localización del resalto hidráulico

La ubicación del resalto hidráulico depende de las condiciones de flujo tanto aguas arriba como aguas abajo que son alteradas debido a la presencia de diversas estructuras hidráulicas como vertederos, compuertas, etc.

Fig. 5.8 Esquema de un resalto hidráulico en un sistema formado por una compuerta y una estructura de caída.



Fuente: www.UNESCO.org.uy

5.3.6. Diseño del colchón hidráulico

Un colchón hidráulico se hace necesario cuando no es posible lograr la disipación de energía deseada de manera natural, es decir cuando el tirante conjugado necesario es mayor al tirante existente aguas abajo.

Se debe forzar la disipación de energía, obligando el desarrollo del resalto hidráulico en un tramo definido que sea lo más corto posible, para este propósito serán necesarias obras complementarias que permitan proteger el perímetro mojado de la zona de mayores velocidades.

Para su diseño se utiliza el siguiente procedimiento:

1. Se calcula el número de Froude para chequear si existe resalto

$$F_1 = \frac{V}{\sqrt{2g}} \quad (5.70)$$

Si $F_1 > 1$ existe el resalto.

2. Se calcula la altura conjugada (y_2)

$$y_2 = \frac{y_1}{2} * (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \quad (5.71)$$

3. La profundidad del colchón (Y), está dada por:

$$Y = k * (y_2 - y_1) \quad (5.72)$$

Donde k es el coeficiente de seguridad valor entre 1,10 y 1,20.

4. Finalmente se determina la longitud del colchón:

$$LR = 2.5 * (1.9y_2 - y_1) \quad (5.73)$$

5.4. Diseño de caídas verticales

Cuando se requiere unir dos canales, uno más alto que otro se proyectan las caídas verticales. Estas estructuras permiten disipar la energía del agua para el control del flujo y minimizar el proceso de erosión.

Una caída vertical consta de las siguientes partes:

- Zona de entrada.
- Sección de control.
- Caída vertical.
- Pozo de amortiguación.
- Transición de salida.

5.4.1. Sección de control

Cuando se presenten canales de sección trapezoidal es necesario proyectar una transición que termine en rectangular para la generación del flujo crítico.

Para su cálculo se utiliza el principio de conservación de la energía:

$$Y_1 + hv_1 = Y_c + hvc * he \quad (5.74)$$

Siendo:

- Y_1 = profundidad normal de flujo aguas arriba, (m).
- hv_1 = carga de velocidad aguas arriba, (m).
- Y_c = profundidad crítica, (m).

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 * g}} \quad (5.75)$$

- hvc = carga de velocidad crítica, (m).
- he = pérdidas de energía, (m Kg/Kg).

Las caídas verticales se expresan en función del número de caída (D)

$$D = \frac{q^2}{g * h^3} \quad (5.76)$$

Siendo:

- D = número de caída.
- q = caudal unitario, $\left(\frac{Q}{B}\right)$ (m³/s ml).
- h = desnivel, (m).

Los demás parámetros se calculan en función de D.

$$\frac{Ld}{h} = 4.30 * D^{0.27} \quad (5.77)$$

$$\frac{Yp}{h} = 1.00 * D^{0.22} \quad (5.78)$$

$$\frac{Y_1}{h} = 0.54 * D^{0.425} \quad (5.79)$$

$$\frac{Y_2}{h} = 1.66 * D^{0.27} \quad (5.80)$$

Siendo:

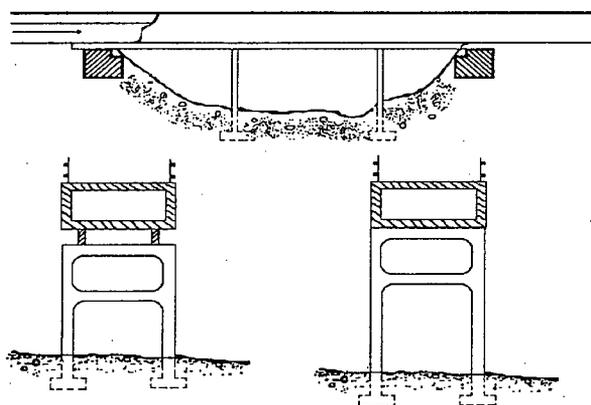
- Ld = longitud de la caída, (m).
- Yp = profundidad del colchón amortiguador, (m).
- Y₁ = profundidad inicial del resalto hidráulico, (m).
- Y₂ = profundidad final del resalto hidráulico, (m).

5.5. Acueductos

Los acueductos son estructuras que tienen la función de superar depresiones que se encuentren en el trayecto de la conducción.

Estructuralmente, el acueducto se sustenta sobre una estructura rígida de concreto o acero, en la que las paredes y solera del canal forman parte de esta.

Fig. 5.9 Esquema de un acueducto



Fuente: www.UNESCO.org.uy

5.5.1. Diseño del acueducto

El acueducto está conformado por un canal central, transiciones de entrada y salida, y los apoyos que pueden ser de hormigón armado o estructura metálica. Las dimensiones del canal central están en función del canal de llegada.

Condiciones hidráulicas:

1. La transición de entrada al acueducto debe trabajar como vertedero sumergido de cresta ancha.

$$h_a < h_{ce} \quad (5.81)$$

Siendo:

h_{ce} = profundidad del agua en el canal de entrada, (m).

h_a = profundidad del agua en el acueducto, (m).

2. La velocidad en el acueducto debe ser mayor que en el canal.

$$V_a > V_c \quad (5.82)$$

3. La cota de entrada del acueducto debe ser igual a la cota del fondo del canal.

4. La cota de salida del acueducto debe ser mayor que la cota de fondo del canal aguas abajo.

El cálculo hidráulico se lo realiza de la siguiente manera:

- La transición de la entrada se la calcula por la fórmula del vertedero sumergido de pared ancha.

$$Q = E * \phi * b_a * h_a * \sqrt{2g * (h_c - h_a + \frac{V_c^2}{2g})} \quad (5.83)$$

CAPITULO V

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

Siendo:

- Q = caudal de diseño, (m³/s).
- E = coeficiente 0.98.
- ϕ = coeficiente 0.94.
- ba = ancho del acueducto, (m).
- ha = calado del agua en el acueducto, (m).
- Hc = calado del agua en el canal, (m).
- Vc = velocidad en el canal, (m/s).

- El cajón del acueducto se lo calcula como canal, por la fórmula del movimiento uniforme.

$$ha = \frac{Q}{ba * Va} \quad (5.84)$$

- La transición de salida se la determina por la ecuación de Bernoulli.

$$ha + \frac{Va^2}{2g} + p = hc + \frac{Vc^2}{2g} + hw \quad (5.85)$$

Siendo:

- p = desnivel entre el fondo del acueducto y el fondo del canal, (m).
- hw = pérdida de carga en la transición, (m).

$$hw = \frac{(Va - Vc)^2}{2g} \quad (5.86)$$

5.6. Diseño de alcantarillas

5.6.1. Cálculo hidráulico de alcantarillas de cajón

Hidráulicamente se puede considerar dos clases de alcantarillas:

- De entrada libre.
- De entrada sumergida.

5.6.1.1. Alcantarillas de entrada libre:

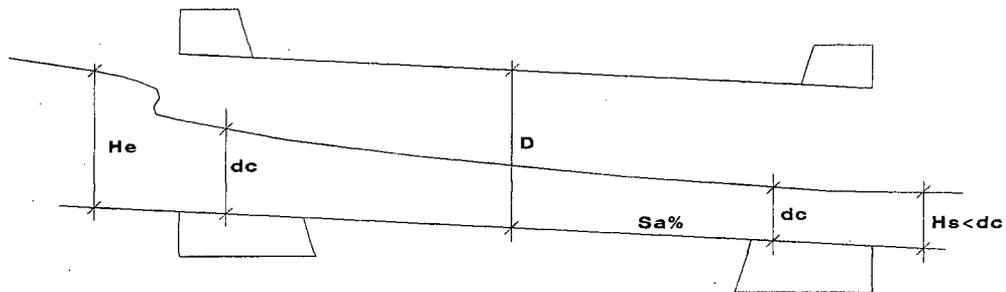
Se presenta este caso cuando la altura del agua H , aguas arriba es menor que $1.5 D$. Tanto la entrada y salida serán libres, pudiéndose presentar tres casos:

1.- Alcantarillas de entrada libre y salida sin sumergir

Se consideran dos tipos de entradas: libre y sumergida.

a) Alcantarillas de entrada libre:

Fig. 5.10 Esquema longitudinal de la alcantarilla.



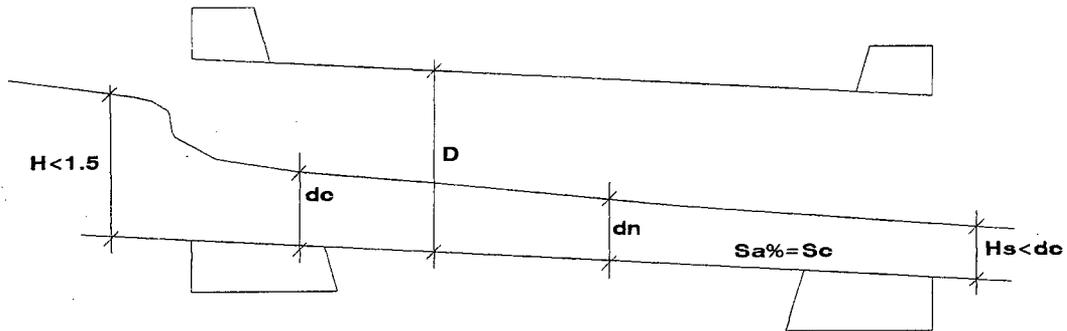
Fuente: OCHOA Héctor P. (2001), Rediseño y control de construcción de obras del sistema de drenaje superficial en el proyecto de riego Zapotillo, UTPL, Loja-Ecuador, pagina 46.

El agua a su salida descende su nivel hasta llegar a H_s . El tirante normal se reduce aguas abajo y su energía específica primero disminuye y luego aumenta. El tirante crítico es:

$$d_c = \frac{Ac}{b} = \frac{Vc^2}{g} \quad (5.87)$$

b) Alcantarilla con entrada libre y salida sumergida.

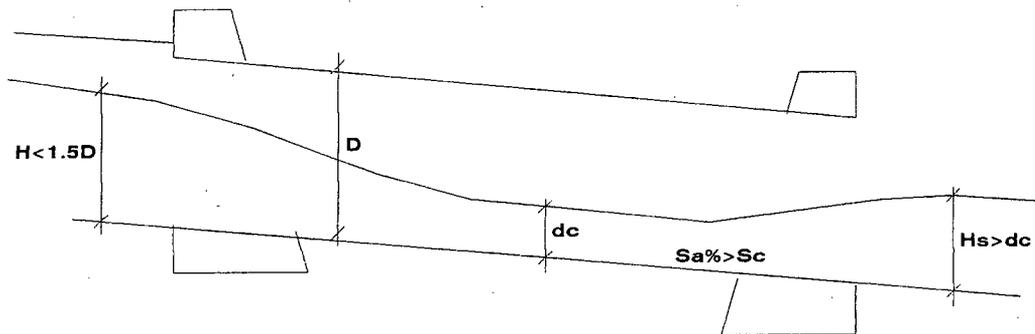
Fig. 5.11 Esquema longitudinal de la alcantarilla.



Fuente: OCHOA Héctor P. (2001), Rediseño y control de construcción de obras del sistema de drenaje superficial en el proyecto de riego Zapotillo, UTPL, Loja-Ecuador, pagina 50.

3.- Alcantarilla con entrada libre y salida libre

Fig. 5.12 Esquema longitudinal de la alcantarilla.



Fuente: OCHOA Héctor P. (2001), Rediseño y control de construcción de obras del sistema de drenaje superficial en el proyecto de riego Zapotillo, UTPL, Loja-Ecuador, pagina 50.

La elevación del agua, aguas arriba será función de su elevación aguas abajo del canal.

Si la pendiente es supercrítica la circulación del agua también lo será y a la salida H_s es mayor que d_c , esto da lugar a un salto hidráulico, con los inconvenientes de erosión y socavación.

Consideraciones para el cálculo:

La elevación del agua, aguas arriba puede calcularse por el principio de Bernoulli, con una tolerancia de pérdidas en la entrada de:

$$hc = k(hv_2 - hv_1)$$

con K variando de 0.1 a 0.5 de transición suave a transición brusca y hv_1 , hv_2 son cargas de velocidad.

5.6.2. Determinación de secciones en alcantarillas de cajón

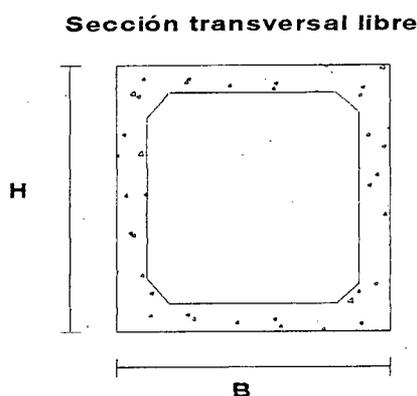
Aplicación de la fórmula de Talbot para determinar la sección de la alcantarilla.

$$A = \frac{0.183 * C * H^{3/4}}{100} * I \tag{5.88}$$

Donde:

- A = área de la sección transversal libre, (m²).
- H = área drenada en Ha, (m²).
- I = intensidad de la precipitación pluviosa, (mm/h).
- C = coeficiente que depende de la clase de terreno.

Fig. 5.13 Área transversal de la alcantarilla



Fuente: Los autores

CAPITULO V

A partir de la sección A, se asume el ancho B y se calcula h:

$$h = \frac{A}{b}$$

Se calcula el perímetro P, con:

$$P = b + 2h \quad (5.89)$$

Se calcula el radio hidráulico R, con:

$$R = \frac{A}{P} \quad (5.90)$$

Calculamos la velocidad:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (5.91)$$

Se calcula la pendiente del cauce o se adopta el criterio de diseño, puede adoptarse valores entre 2% y 5%.

$$S = \left(\frac{Q * n}{A * R^{2/3}} \right)^2 \quad (5.92)$$

Para determinar la pendiente a construirse en la alcantarilla es necesario calcular primero la pendiente crítica S_c y compararla con la pendiente de construcción, si $S_c < S_{contr}$, entonces la alcantarilla está a régimen supercrítico.

Para determinar la altura en la entrada H_e en la alcantarilla es necesario definir las condiciones iniciales; se asume constante la altura del remanso a 2.0 m aguas arriba de la entrada, y no influye si ésta es relativamente pequeña.

Para determinar la carga de entrada H_e , se debe aplicar la ecuación de Bernoulli y se plantea que dc se produce a $1.4dc$ aguas abajo de la entrada de la alcantarilla, que la velocidad al inicio es la velocidad con el

CAPITULO V

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

nivel de máxima crecida. Al comparar H con H_e , si $H > H_e$, entonces se garantiza la libre entrada.

$$H_e = dc + \frac{V_c^2}{2g} + h_{1-2} - \frac{V_1^2}{2g} \quad (5.93)$$

$$h_{1-2} = Sa(1.4dc - 2.0) \quad (5.94)$$

Donde:

- Sa = pendiente de la alcantarilla, (m/m).
- H = altura de la sección de la alcantarilla, (m).
- H_e = altura del agua a la entrada a la alcantarilla, (m).
- dc = calado crítico en la alcantarilla, (m).
- V_c = velocidad crítica, (m/s).
- V_1 = velocidad a la entrada, (m/s).
- h_{1-2} = pérdida de carga a la entrada y salida, (m).

CAPITULO VI

SISTEMAS DE RIEGO

6. Sistemas de riego

6.1. Selección del uso del suelo y patrón de cultivos

La selección del uso del suelo no siempre se ajusta a las normas técnicas, sino que debido a que los factores socio-económicos tales como:

- tenencia de la zona.
- extensión de la finca.
- precio de los productos en el mercado.
- capacidad de inversión del agricultor.

y climáticos, entre los que sobresalen la distribución de la precipitación; obligan a que se acepte la realización de cultivos anuales en terrenos no aptos para los mismos, especialmente por efectos del factor pendiente.

6.2. Requerimientos hídricos

Hay que garantizar un adecuado suministro de agua y nutrientes que permiten mantener el crecimiento y desarrollo vegetal, lo cual refleja la importancia que tiene para los cultivos una correcta dotación del agua según sus requerimientos.

El balance hídrico permite establecer las ganancias y las pérdidas de agua que se registran en un área dada.

Los requerimientos de agua están afectados por:

1. Factores climáticos:

- Temperatura.
- Viento.

-
- Radiación solar.
 - Humedad ambiental.
 - Lluvia.

2. Factores están relacionados con la planta

- Parte aérea de la planta.
- Parte radicular de la planta.
- Estado de desarrollo.
- Características genéticas.
- Variedad de cultivo.

3. Factores relacionados con los suelos

- Textura.
- Estructura.
- Topografía.
- Fertilidad.

Estos determinan la cantidad de agua disponible para las plantas dentro de la zona radicular.

6.3. Programación del riego

6.3.1. Lámina neta

Es la cantidad de agua que se aplica al suelo y que en su totalidad es utilizada por los cultivos.

Su cálculo se puede realizar de dos formas:

1. Analítico en base al uso consuntivo.

2. Edafológico.

6.3.2. Edafológico

En esta se usan las cartas edafológicas del suelo que están en función de las siguientes características.

- Clasificación del suelo.
- Textura.
- Profundidad efectiva.
- Coeficiente de almacenamiento.

$$Ln = \frac{(Cc - PM)}{100} * Da * Pr e \quad (6.1)$$

Siendo:

- Ln = lámina de agua aprovechable, (mm).
- Cc = capacidad de campo, (%).
- PM = punto de marchites, (%).
- Da = densidad aparente, (g/cm³).
- Pre = profundidad radicular efectiva, (mm).

- **Lámina bruta**

$$Lb = \frac{Ln}{E} * 100 \quad (6.2)$$

Siendo:

- Lb = lámina bruta, (mm).
- E = eficiencia de aplicación, (%).

- **Capacidad de campo**

Se define como la cantidad de agua que un suelo puede retener contra la gravedad cuando se le permite escurrir libremente.

CAPITULO VI

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

- **Punto de marchitamiento**

Es la humedad que tiene el suelo cuando las plantas se marchitan permanentemente.

- **Profundidad radicular**

Es la profundidad del suelo que el cultivo plenamente desarrollado toma la mayor parte el agua que necesita a efectos de evapotranspiración.

- **Densidad aparente**

Es la densidad media de las partículas del suelo sin incluir los espacios llenos de aire.

Su valor viene dado en tablas según el tipo de suelo, capacidad de campo, punto de marchitamiento, peso específico aparente, infiltración básica.

Cuadro 6.1 Parámetros edafológicos

TIPO DE SUELO	Cc %	PM %	PEA (gr/cm ³)	Inf mm/h
ARENOSO	10	5	1.6	38
FRANCO-ARENOSO	17	8	1.45	18
FRANCO	23	11	1.40	10
FRANCO-ARCILLOSO	27	13	1.35	8
ARCILLOSO	35	17	1.25	4

Fuente: LEVI Yoshy, 2000 Programa FERTIRIEGO, UTPL, Loja - Ecuador.

6.3.3. Frecuencia de riego

$$Fr = \frac{Ln}{ETP_{max}} \quad (6.3)$$

Siendo:

Ln = lámina neta, (mm).

ETP_{max} = evapotranspiración máxima del cultivo, (mm/mes).

El número de riegos necesarios durante el ciclo de cultivo se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$N^{\circ} \text{ riegos} = \frac{\text{ciclo} - \text{cultivo}}{Fr} \quad (6.4)$$

6.3.3.1. Dosis máxima

Llamada también capacidad de retención que consiste en la capacidad máxima de almacenamiento de agua teóricamente útil de la zona radicular.

Se la calcula con la siguiente fórmula:

$$D_{\max} = (CC - PM) * Da * h * 10 \quad (6.5)$$

Siendo:

- CC = capacidad de campo, (%).
- PM = punto de marchitamiento, (%).
- Da = densidad aparente, (g/cm³).
- h = profundidad a humedecer, (mm).

6.3.3.2. Dosis teórica

Es el porcentaje de dosis máxima que resulta fácilmente aprovechable para el riego varía del 50 % al 70 %*.

$$DT = 0.6 * D_{\max} \quad (6.6)$$

6.3.4. Cálculo del caudal requerido

* Tomado de THORNE D. W. Y PETERSON H.B. (1990), Técnica del riego, Editorial Continental décima impresión, México DF, pág. 205

CAPITULO VI

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

6.3.4.1. Caudal ficticio continuo

El caudal requerido para los cultivos se calcula con la siguiente relación:

$$C_{fc} = \frac{UC * A}{E} \quad (6.7)$$



Siendo:

- C_{fc} = caudal ficticio continuo, (l/s).
- U_c = uso consuntivo, (mm/mes).
- A = área a cultivarse, (Ha).
- E = eficiencia de riego, (%).

6.3.4.2. Caudal modular

$$Q_m = \frac{Q_c * A + 24}{n} \quad (6.8)$$

Siendo:

- Q_m = caudal modular, (l/s).
- Q_c = caudal característico, (l/s).
- n = número de horas por día de trabajo.

6.4. Métodos de riego

6.4.1. Selección del método de riego

Para proyectar el procedimiento de riego para cualquier campo se deben determinar:

1. Las características del suelo.
2. La profundidad de las raíces de las plantas.
3. El suelo y el agua que requieren las plantas.
4. Los hábitos de desarrollo de las plantas.

5. El caudal disponible y la calidad de agua; y ,
6. Las condiciones climáticas.

Según las características del suelo, el factor más importante es la topografía, que incluye el estudio de la dirección, grado y uniformidad de la pendiente.

6.5. Tipos de riego

6.5.1. Riego por surcos

Consiste en hacer correr el agua a través de surcos que van ubicados entre las hileras del cultivo. En la medida que el agua avanza se filtra a través de las paredes y el fondo, proporcionando la humedad deseada al perfil del suelo.

6.5.2. Riego por aspersión

Consiste en aplicar el agua en forma de lluvia la cual se consigue gracias a la presión a la que fluye el agua dentro de un sistema de tuberías y expulsada al exterior a través de las boquillas de un aspersor.

Básicamente, un equipo de riego por aspersión consta de :

- Grupo(s) de bombeo.
- Tuberías de transporte de agua.
- Tuberías de distribución.
- Aspersores.
- Elementos auxiliares.

Ventajas:

CAPITULO VI

- Pueden alcanzar eficiencias de riego hasta de un 90%, reduce al mínimo o incluso elimina la necesidad de modificar el terreno con la consiguiente pérdida de fertilidad evitando así mismo el gasto del movimiento de tierras.
- Permite regar suelos con fuertes pendientes y texturas arenosas eliminando los problemas de erosión.
- Ahorra considerablemente la mano de obra, sobre otros sistemas como el de riego nocturno sin costo extra y aun con mayor eficiencia que durante el día.
- Puede utilizarse las instalaciones de riego para controlar heladas, distribución de productos fitosanitarios, fertilizantes, etc.

Desventajas:

- Elevado costo de la implantación.
- Mayor gasto en energía y reparaciones.
- Sensible disminución de la eficiencia de riego cuando aumenta la velocidad del viento.

6.5.3. Riego por microaspersión

La microaspersión es la forma de entregar el agua en forma totalmente pulverizada a las plantas.

Se trata de un riego mecanizado que asegura un preciso control de la lámina de agua aplicada y se ajusta a las condiciones edafoclimáticas y de cultivo.

El riego por microaspersión se lo emplea en gran diversidad de cultivos y condiciones naturales. Este método es aconsejable para los siguientes casos:

CAPITULO VI

- Terrenos de topografía irregular, ondulados y de pendiente fuerte.
- Suelos poco profundos en los cuales no puede realizarse trabajos de nivelación, y con alta erosionabilidad, donde el escurrimiento del agua en superficie puede acarrear efectos perjudiciales para su conservación.
- Disponibilidad de agua en caudales pequeños y largos horarios de riego.

La eficiencia que se logra regando por microaspersión es alta en relación a los sistemas de riego por superficie, a tal punto de constituir el sistema más usado en los casos de escasez de agua o en el que este recurso tenga un alto costo..

El riego por microaspersión tiene aplicaciones adicionales tales como la distribución de abonos en procesos de fertirrigación.

6.5.4. Riego por goteo

El riego por goteo está dentro de los riegos localizados de alta frecuencia, que consisten en que sólo se humedece parte del volumen del suelo y se pretende que las raíces de ese volumen toman el agua y los nutrientes necesarios.

Ventajas

- Ahorro de agua al no existir pérdidas de esta (conducción, escorrentía, percolación mínima, evaporación mínima).
- Optimización en el uso de fertilizantes herbicidas, fungicidas, insecticidas.

CAPITULO VI

- Adaptabilidad a cualquier condición de suelo y topografía (textura, pendiente).
- Altos rendimientos de cultivo y buena calidad de productos.
- Se puede utilizar aguas salinas con cierta restricción.
- Necesita una mínima presión 1-2 Kg/cm².
- Posibilidad de empleo de agua de peor calidad.
- La red secundaria va por el suelo (no hay por qué enterrarla).
- Facilidad de llevar a cabo su mantenimiento.
- No se altera la estructura del suelo.

Desventajas

- Costo inicial de instalación elevado.
- Peligro de salinización del suelo.
- Taponamiento de los goteros.
- Mayor vigilancia y mantenimiento.
- Precisa equipos auxiliares (filtros etc.).

Eficiencia de algunos métodos de riego.

Cuadro 6.2 Eficiencia de los métodos de riego

Métodos de riego	Eficiencia
Goteo	90%
Microaspersión	90%
Miniaspersión	85%
Aspersión	80%
Infiltración Subterránea	80%
Compartimentos	60% - 80%
Surcos de Contorno	50% - 55%
Surcos	55% - 70%

Fuente: DEPARTAMENTO DE AGRICULTURA DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA (1975), Colección Ingeniería de suelos, riego por aspersión, editorial DIANA, Primera edición, Pág. 35 México D.F.

6.6. Descripción de los elementos que constituyen un sistema de riego

6.6.1. Instalación de sobrepresión

Si no existe la suficiente presión es necesario instalar un grupo motobomba que envíe el agua con la impulsión requerida a las tuberías, entre estas hay tres variantes principales:

- Electrobombas movidos por energía eléctrica.
- Bomba centrifuga.

6.6.2. Dispositivos de automatismo

En las instalaciones pequeñas el funcionamiento de los dispositivos de sobrepresión y el manejo general de la instalación suele hacerse de forma manual.

En las instalaciones de importancia (más de 20 Ha) es más frecuente encontrar sencillos programadores que se encargan de ordenar la puesta en marcha y parada de los grupos de bombeo.

6.6.3. Filtros

En el riego por goteo es necesario un filtrado de agua al inicio de la distribución que elimine las partículas de más de 0.5 mm, y una batería de tamices finos colocados al inicio de las tuberías secundarias.

6.6.4. Tuberías de transporte

A partir del sistema de filtrado, el agua se conduce con tuberías que

presentan derivaciones.

En dimensiones menores a tres pulgadas, se usa mucho el polietileno por la facilidad que ofrece para el tendido mecánico y la presentación en longitudes de 100 metros o más.

6.6.5. Tuberías de distribución

Las tuberías de distribución se derivan de las de transporte, y llevan incorporados los anillos de goteo, aspersores, pulverizadores o boquillas. Las tuberías de distribución se extienden sobre la superficie del terreno, adaptándose a la separación entre hileras de los cultivos que se implantan.

6.6.6. Emisores

Son todos los dispositivos que permiten que el agua salga de las tuberías para mojar el terreno.

Para goteo tenemos los siguientes tipos de emisores:

- Goteadores simples.
- Emisores de husillo.
- Rociadores o escupidores.
- Pequeños aspersores con movimiento el alguno de sus elementos.

6.7. Diseño del sistema de riego por microaspersión y goteo

En vista de que la microaspersión y el goteo son considerados como riegos localizados de alta frecuencia (RLAF), se aplica la misma metodología de diseño para ambos.

CAPITULO VI

6.7.1. Información básica

Para el diseño de riego por microaspersión y goteo se debe tener en cuenta los siguientes parámetros:

- Superficie de terreno.
- Cultivo a plantarse.
- Área a cultivarse.
- Marco de plantación.
- Profundidad radicular.
- Velocidad de infiltración.
- Porcentaje de agotamiento.
- Densidad aparente.
- Agua a capacidad de campo.
- Agua a punto de marchites permanente.
- Evapotranspiración del cultivo.
- Pendiente del terreno.
- Eficiencia de aplicación.
- Coeficiente de variación.
- Uniformidad de riego.
- Diámetro de sombra.

6.7.2. Cálculo agronómico

6.7.3. Evapotranspiración del cultivo (Etp)

Se considera la mayor Etp del período vegetativo, en mm/día aplicando la siguiente fórmula:

$$Etc = Etp * Kc \quad (6.9)$$

CAPITULO VI

Siendo:

- Etc = evapotranspiración del cultivo, (mm/mes).
Etp = evapotranspiración potencial, (mm/mes).
Kc = coeficiente del cultivo.

6.7.4. Corrección por efecto de localización

Se utilizan las siguientes fórmulas:

$$\text{Aljibury:} \quad K1 = 1.34 * A \quad (6.10)$$

$$\text{Decroix} \quad K1 = 0.10 + A \quad (6.11)$$

$$\text{Hoaire et al} \quad K1 = A + 0.5 * (1 - A) \quad (6.12)$$

$$\text{Séller} \quad K1 = A + 0.15 * (1 - A) \quad (6.13)$$

Siendo:

- K1 = factor de corrección por efecto de localización.
A = fracción de área sombreada, (Ha).

6.7.5. Corrección por condiciones locales

- Por variación climática.
- Por advección.

6.7.6. Necesidades netas

Se calcula con la siguiente expresión:

$$Nn = ETCc \quad (6.14)$$

Siendo:

- ETCc = evapotranspiración corregida, (mm/mes).

CAPITULO VI

6.7.7. Necesidades totales

Se calculan con la siguiente expresión:

$$N_t = \frac{N_n}{(1-E) * C_u} \quad (6.15)$$

Siendo:

- Nn = necesidades totales, (mm/mes).
- Nt = necesidades netas, (mm/mes).
- E = eficiencia de aplicación, (%).
- Cu = coeficiente de uniformidad.

6.7.7.1. Cálculo de la dosis, frecuencia y tiempo de riego.

1. Selección del emisor óptimo

La selección se la realiza para las condiciones que mejor se ajusten a las necesidades de agua para los diversos cultivos. El emisor debe proporcionar un buen diámetro húmedo y la presión debe ser la necesaria en la subunidad de riego.

2. Diámetro húmedo (dh)

$$dh = 2 * r \quad (6.16)$$

Donde r es el radio de acción del emisor.

3. Área mojada por emisor (Ae)

Está en función del radio de acción del emisor y se mide en m^2 /emisor.

$$Ae = \pi * r^2 \quad (6.17)$$

CAPITULO VI

4. Porcentaje de superficie mojada

El porcentaje de superficie mojada, se lo determina en función de la relación entre el área mojada por los emisores y la superficie ocupada por las plantas.

5. Separación entre emisores (Se)

Se aplica la siguiente fórmula:

$$Se = r * \left(2 - \frac{a}{100} \right) \quad (6.18)$$

Siendo:

- Se = separación entre emisores, (m).
- a = porcentaje de solape (% mínimo de la planta cubierta por el agua de riego, valor impuesto).

6. Número de emisores por m² (e)

$$e = \frac{Sp * p}{100 * Ae} \quad (6.19)$$

Siendo:

- e = número de emisores por m².
- Sp = superficie ocupada por la planta, (m²).
- p = porcentaje de superficie mojada, (%).
- Ae = área mojada por emisor, (m²).

7. Volumen de agua por emisor (Ve)

$$Ve = \frac{Nt * I}{e} \quad (6.20)$$

Siendo:

- Ve = volumen en lt/emisor.

CAPITULO VI

Nt	=	necesidades totales de riego, mm/día.
I	=	intervalo de riego en días.
e	=	número de emisores /m ² .

8. El tiempo de riego, (T)

$$T = \frac{Ve}{qa} \quad (6.21)$$

Siendo:

T	=	tiempo de riego en horas.
qa	=	caudal del emisor, l/h.

6.7.7.2. Distribución del sistema de riego (microaspersión y goteo)

1. Número de laterales necesarios, (Nn)

$$Nn = \frac{Ll}{Sl} \quad (6.22)$$

Siendo:

Ll	=	longitud del lateral, (m).
Sl	=	espaciamiento entre laterales, (m).

2. Número de emisores del lateral, (Ne)

$$Ne = \frac{Ll}{Se} \quad (6.23)$$

Siendo:

Ll	=	longitud del lateral, (m).
Se	=	separación entre emisores, (m).

3. Caudal total del lateral, (ql)

$$ql = qa * Ne \quad (6.24)$$

Siendo:

qa	=	caudal del emisor, (l/s).
----	---	---------------------------

CAPITULO VI

Ne = número de emisores.

4. Caudal de la tubería secundaria (qs)

$$q_s = q_l * N_n \quad (6.25)$$

Siendo:

q_l = caudal del lateral, (l/s).

N_n = número de laterales.

6.7.7.3. Tolerancia de caudales y de presiones

1) Ecuación de descarga del emisor

$$q = K * h^x \quad (6.26)$$

Para el cálculo de la ecuación del emisor se utiliza la curva q-h o diagrama de rendimiento que se lo encuentra en las especificaciones técnicas del fabricante

2) Exponente de descarga

$$x = \frac{\ln\left(\frac{q_1}{q_2}\right)}{\ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)} \quad (6.27)$$

Si $x \geq 1$ régimen laminar.

$x < 1$ régimen turbulento.

Siendo :

q₁ = caudal del emisor, (l/s).

q₂ = caudal leído en el diagrama de rendimiento, (l/s).

h₁ = presión de funcionamiento del emisor, (mca).

h₂ = presión leída en el diagrama de rendimiento, (mca).

CAPITULO VI

3) Coeficiente de descarga

$$K = \frac{q_1^x}{h_1} \quad (6.28)$$

Siendo:

- q_1 = caudal del emisor, (l/s).
 h_1 = presión de funcionamiento del emisor, (mca).

4) Caudal mínimo en toda la red de riego (qns)

$$qns = \frac{Cu * qa}{1 - \left(\frac{1.27 * Cv}{\sqrt{e}} \right)} \quad (6.29)$$

Siendo:

- qns = caudal mínimo en toda de la red, (l/s).
 qa = caudal del emisor, (l/h).
 cv = coeficiente de variación.
 e = número de emisores por planta.

5) Presión mínima y media

Conocidos qa y qns , así como la ecuación del emisor se calculan las presiones media(ha) y mínima(hns).

6) Presión media

$$ha = \left(\frac{qa}{K} \right)^{\frac{1}{x}} \quad (6.30)$$

Siendo:

- ha = presión media, (m.c.a.).
 qa = caudal del emisor, (l/h).
 K = coeficiente de descarga.
 x = exponente de descarga.

CAPITULO VI

7) Presión mínima

$$hns = \left(\frac{qns}{K} \right)^{1/x} \quad (6.31)$$

Siendo:

- hns = presión mínima, (m.c.a.).
qns = caudal mínimo de la red, (l/h).

6.7.7.4. Diferencia de presión en toda la red

$$\Delta H = M * (Ha - hna) \quad (6.32)$$

Siendo:

- ΔH = diferencia de presiones en la red, (m.c.a.).
M = factor que depende del número de diámetros que se vayan a emplear en una misma tubería.

Cuadro 6.3 Valores de M según los diámetros

Diámetros	M
Diámetro constante	4.3
2 diámetros	2.7
3 diámetros	2.0

Fuente: FAJARDO Z. José (1996), Planificación de cultivos y diseño del sistema de riego por microaspersión y goteo en la finca "Las Palmas", Buenavista, Pág. 56, UNL Loja – Ecuador.

Se recomienda un valor de $M = 2.5$

1) Presión admisible en la red

$$\Delta H = \Delta H_s + \Delta H_l \quad (6.33)$$

Siendo:

- ΔH_s = variación de presión admisible en la secundaria, (m.c.a.).
 ΔH_l = variación de presión admisible en la lateral, (m.c.a.).

CAPITULO VI

$$\Delta H_s = \% \Delta H \quad (6.34)$$

$$\Delta H_l = \% \Delta H \quad (6.35)$$

2) Pérdida de carga unitaria , (J)

Para el cálculo de las pérdidas se adopta la fórmula de Blasius para régimen turbulento donde se asume la temperatura del agua $t = 20^\circ\text{C}$.

$$J = 0.473 * d^{-4.75} * q^{1.75} \quad (6.36)$$

Siendo:

- J = pérdida de carga unitaria, (m/m).
- d = diámetro de la tubería, (mm).
- q = caudal que transporta la tubería (l/h).

Efecto de las conexiones emisor-lateral (J')

$$J' = J * \frac{(Se + fe)}{Se} \quad (6.37)$$

Siendo:

- Se = espaciamiento entre emisores,(m).
- fe = longitud equivalente de la conexión de un emisor.
(m).

3) Longitud equivalente

Se pueden aplicar las fórmulas de Montalvo. La longitud equivalente(fe) está en función del tipo de conexión:

- Conexión grande $fe = 23.04 * d^{-0.84} \quad (6.38)$

- Conexión estándar $fe = 18.91 * d^{-1.87} \quad (6.39)$

- Conexión pequeña $fe = 14.38 * d^{-1.89} \quad (6.40)$

CAPITULO VI

4) Pérdidas de carga por fricción (hf)

El caudal es variable a lo largo de cada tubería de riego puesto que con cada anillo de goteo o cada tobera se produce una pérdida de agua.



Según Christiansen la fórmula que permite determinar la pérdida de carga en una tubería que presenta derivaciones es la siguiente:

$$hf = L * J * F \quad (6.41)$$

Siendo:

- J = pérdida de carga de una tubería, (m.c.a.).
- L = longitud total de la tubería, (m).
- F = coeficiente experimental.

$$F = \frac{1}{m+1} + \frac{1}{2 * N} + \frac{\sqrt{m-1}}{6 * N^2} \quad (6.42)$$

Siendo:

- N = número de derivaciones.
- m = exponente de velocidad en la fórmula de pérdida de carga.

Generalmente en los riegos localizados de alta frecuencia, $m = 1.75^*$.

5) Pérdidas de carga secundarias en red de riego.

Para determinar las pérdidas se debe tomar en cuenta aquellos puntos donde se produzcan obstrucciones parciales del flujo, cambios de

* Tomado de FAJARDO Z. José (1996), Planificación de cultivos y diseño del sistema de riego por microaspersión y goteo en la finca "Las Palmas", Buenavista. Tesis previa a la obtención del título de Ingeniero Agrónomo U.N.L. Loja – Ecuador pag.62 .

CAPITULO VI

dirección u accesorios del sistema. Entre los puntos en los que se producen estas pérdidas se pueden señalar los siguientes:

- Filtros.
- Contadores.
- Válvulas de compuerta.
- Válvulas de asiento.
- Válvulas de pie.
- Codos.
- Curvas.
- Tees.
- Limitadores de caudal.
- Reguladores de presión.

Además otro factor importante es la calidad de las aguas la cual puede llegar a obstruir las tuberías.

Debido a que las tuberías para riego generalmente no son mayores a 2" se considera inaplicables las fórmulas que generalmente se usan para calcular las pérdidas en conducciones mayores.

Para evaluar estas pérdidas se calcula una longitud de tubería ficticia cuya pérdida de carga equivalga aproximadamente a la que ocasiona el elemento singular.

Cuadro 6.4 Pérdidas en accesorios para tuberías.

Elementos singulares instalados en tuberías de menos de 2".	Longitud de tubería ficticia equivalente en m.
Válvula de compuerta	2 – 8
Válvula de pie	5 – 20
Filtro de 0,5 mm de paso	20 – 30
Filtro de 0,2 mm de paso	50 – 80
Tees	5

CAPITULO VI

Codo de 90°	5
Rácor de enlace	5
Enlace con tubo 4 x 6 mm	15 – 20
Husillo de goteo	1 – 2
Terminal de goteo	1 – 2
Reducción de 1 calibre	5 – 15
Colador	5 – 20

Fuente: GOMEZ POMPA Pedro, Riegos a presión, aspersión y goteo, (1975), Editorial AEDOS, 1ra Edición, Pág. 102 España.

6.7.7.5. Cálculo hidráulico del lateral y la secundaria

Una vez conocidos el caudal, la longitud, el espaciamiento entre emisores y la pendiente, se asume un diámetro de la tubería y se procede a calcular las pérdidas unitarias de carga y las pérdidas por rozamiento.

Para el diseño debe cumplir la siguiente relación:

$$(hm - hn) < \Delta Hl \quad (6.43)$$

$$(Hm - Hn) < \Delta Hs \quad (6.44)$$

Siendo :

Hm = valor inicial de la presión en la tubería, (m.c.a.).

Hn = valor mínimo de la presión en la tubería, (m.c.a.).

1) Cálculo de la tubería principal

Para el cálculo del diámetro se utiliza la siguiente fórmula:

$$d = \frac{Q * 4}{V * \pi} \quad (6.45)$$

siendo:

d = diámetro de la tubería, (m).

Q = caudal, (m³/s).

V = velocidad.

CAPITULO VI

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

Para el cálculo de las pérdidas por rozamiento se utiliza la siguiente fórmula:

$$H_f = 0.473 * d^{-4.75} * q^{1.75} * L \quad (6.46)$$

Siendo:

- d = diámetro, (mm).
- q = caudal, (l/h).
- L = longitud equivalente, (m).

2) Cálculo de la carga dinámica total.

$$CDT = H_m + H_{fe} + P_f * P_a * 1,10 * (H_m + H_{fe} + P_f) \quad (6.47)$$

Siendo:

- H_m = carga de presión de entrega de la tubería secundaria, (m.c.a.).
- H_{fe} = carga de presión debido a la fricción en el tubo principal, (m.c.a.).
- P_f = pérdidas por unidad de filtración, (m.c.a.).
- P_a = pérdidas por válvulas y accesorios, (m.c.a.).
- 1.10 = factor de seguridad.

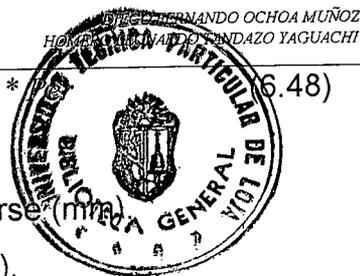
6.8. Diseño de un sistema de riego por aspersión

Se calculan los siguientes parámetros de la misma manera que para microaspersión y goteo.

6.8.1. Lámina neta de riego a aplicarse

La lámina neta de riego a aplicarse dependerá de las constantes hidrofísicas del suelo y del criterio de agotamiento del agua disponible del suelo.

CAPITULO VI



$$Ln = (1 - Nh) * (CC - PM) * Da * \quad (6.48)$$

Siendo:

- Ln = lámina neta de agua a aplicarse (mm).
- Nh = nivel de humedecimiento, (%).
- CC = capacidad de campo, (%).
- PM = punto de marchites, (%).
- Da = densidad aparente (g/cm³).
- Per = profundidad de enrasamiento, (mm).

6.8.2. Frecuencia de riego

Se refiere al intervalo entre riegos que requieren los cultivos

$$Fr = \frac{Ln}{Etp - Pe} \quad (6.49)$$

Siendo:

- Fr = frecuencia de riego (días).
- Etp = evapotranspiración máxima del cultivo (mm).
- Pe = precipitación efectiva, (mm/día).
- Ln = lámina neta de riego (mm).

6.8.3. Corrección de la lámina neta

Se utilizó la siguiente ecuación:

$$Lnc = Fr * (Etp - Pe) \quad (6.50)$$

6.8.4. Lámina bruta o lámina total

$$Lb = \frac{Ln}{E} \quad (6.51)$$

Siendo:

- Lb = lámina de bruta (mm).
- Ln = lámina neta (mm).

CAPITULO VI

E = eficiencia de aplicación, (%).

6.8.5. Caudal mínimo requerido

$$Q_{\min} = \frac{A * Lb}{T} \quad (6.52)$$

Siendo:

Qmin = caudal mínimo requerido (m³/h).

A = área (m²).

Lb = lámina bruta, (mm).

T = horas de trabajo, (h).

6.8.6. Distribución del sistema de aspersión

En base al plano topográfico y después de haber determinado la pendiente y forma del terreno se realiza la distribución del sistema.

La longitud de la tubería principal, secundarias, terciarias y laterales se la realiza en base al plano topográfico.

6.8.6.1. Número de aspersores por lateral

Se debe considerar que el espaciamiento entre aspersores debe ser igual o menor que la distancia entre laterales.

$$\# \text{ asp./lat} = \frac{\text{Long.lat}}{Sl} \quad (6.53)$$

Siendo:

#asp./lat = número de aspersores por lateral.

Long.lat = longitud del lateral, (m).

Sl = espaciamiento entre aspersores, (m).

6.8.6.2. Número de laterales necesarios, (Nln)

$$Nln = \frac{Ll}{Sl} \quad (6.54)$$

Siendo:

- LI = longitud del lateral, (m).
- Sl = espaciamiento entre laterales, (m).

6.8.6.3. Número de emisores del lateral, (Na)

$$Ne = \frac{Ll}{Se} \quad (6.55)$$

Siendo:

- LI = longitud del lateral, (m).
- Se = separación entre emisores, (m).

6.8.6.4. Caudal total del lateral, (ql)

$$ql = qa * Ne \quad (6.56)$$

Siendo:

- qa = caudal del emisor, (l/h).
- Ne = número de emisores.

6.8.6.5. Caudal de la tubería secundaria (qs)

$$qs = ql * Nln \quad (6.57)$$

Siendo:

- ql = caudal de la lateral, (l/h).
- Nln = número de laterales.

6.8.7. Cálculo hidráulico del lateral y la secundaria

El proceso de cálculo es igual que para sistemas de riego por medio de goteo y microaspersión.

CAPITULO VII

SELECCIÓN DE ELEMENTOS Y MATERIALES PARA SISTEMAS DE RIEGO

7. Selección de elementos y materiales para sistemas de riego

7.1. Tipos de tuberías usadas en sistemas de riego

La distribución del agua hacia las parcelas agrícolas se la efectúa mediante redes de tuberías, las que constituyen en sí la mayor parte de los sistemas de riego. Este sistema está conformado por: un tramo de conducción principal, tramos secundarios, laterales de riego y por accesorios necesarios para realizar la distribución uniforme del agua en la parcela.

7.1.1. Tuberías de distribución para aspersores

El material empleado casi con exclusividad son polietileno y PVC. Las pérdidas de carga J que se producen en una tubería de esta clase se calculan por la fórmula:

$$J = i * L \quad (7.1)$$

Donde:

- i = pérdida de carga unitaria, en m.c.a./m.
 L = longitud de la tubería, en m.

El valor de i puede calcularse entre otras fórmulas, por la de Scobey¹.

$$i = \frac{K_s}{387} \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} \quad (7.2)$$

Donde:

- K_s = coeficiente de rugosidad.
 V = velocidad media del agua en m/s.
 D = diámetro de la conducción en m.

Los valores de K_s que se señalan a continuación:

¹ TOMADO DE: RIEGOS A PRESIÓN, ASPERSIÓN Y GOTEO ,(1978) Gómez Pompa Pedro, Madrid, Pág. 104

Cuadro 7.1 Valores de Ks para diversos materiales

Material	Ks
Tuberías de amianto - cemento	0.32
Tuberías de plástico	0.32
Tuberías de acero con juntas soldadas	0.36
Tuberías de hormigón armado con juntas muy buenas	0.36
Tuberías de acero nuevas sin protección	0.40
Tuberías de aluminio con acoplamientos rápidos	0.40
Tuberías de acero galvanizado con acoplamientos rápidos	0.42
Tuberías de acero poco usadas	0.44
Tuberías de acero o hierro con 15 años de uso	0.48
Tuberías muy rugosas	0.60

Fuente: GÓMEZ POMPA Pedro, (1978), riegos a presión, aspersión y goteo Madrid, Pág. 106.

7.1.2. Tuberías de distribución para goteo

Dado que el material que se emplea con exclusividad es el polietileno, la fórmula más precisa para este material es la ecuación de Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k}{3.71 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{f}} \right) \quad (7.3)$$

Siendo:

- V = velocidad en m/s.
- D = diámetro interior del tubo en mm.
- Re = número de Reynolds.
- K = altura de las asperezas interiores.
- g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).
- f = coeficiente de fricción.

Pero si no se dispone de los ábacos o tablas es suficiente determinar la pérdida de carga utilizando la fórmula de Manning, que es muy sencilla aunque menos precisa que otras. La fórmula es:

CAPITULO VII

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} j^{1/2} \quad (7.4)$$

Siendo:

- V = velocidad media del agua en m/s.
- R = radio hidráulico en m.
- j = pérdida de carga en metros por metro de tubería.
- n = coeficiente de rugosidad de Manning.

Para polietileno en rollos de más de 50 m puede usarse el valor 0,006, y para los tubos que presentan juntas con separación entre 25 y 50 m, $n = 0,007^*$.

7.1.3. Tuberías secundarias

Son aquellas conducciones que se derivan del ramal principal. La separación entre dos tomas contiguas pueden oscilar entre 1 y 15 m para goteo, y de 6 a 30 m para aspersión. El material de la tubería secundaria de goteo suele ser polietileno o PVC, cuyas dimensiones van de 1" a 2".

En polietileno, la unión se la realiza por calor o por disolvente, también se utilizan T de plástico dentro del tubo y su fijación con abrazaderas, porque el material de ésta suele tener menor resistencia que el tubo.

7.1.4. Clasificación de redes según el material

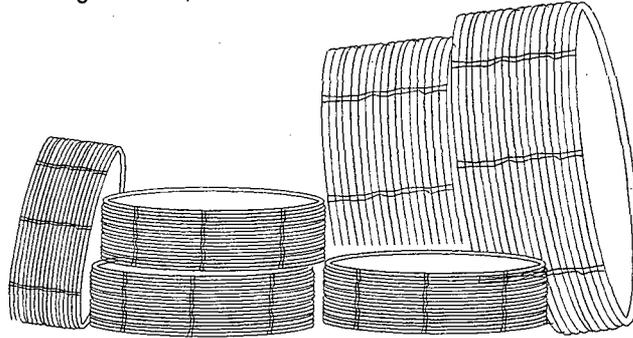
a. Redes de polietileno

Las tuberías de polietileno vienen en rollos con longitudes que van de 30

* GOMEZ POMPA P., (1975), Riegos a presión, aspersión y goteo, Editorial AEDOS, 1ra Edición, España, pag. 117.

a 200 m, según su diámetro nominal, que puede variar desde 3/8" a 2 1/2"

Fig. 7.1 Acopio de rollos de tubería de polietileno



Fuente: Los autores.

Hay que tener presente que existe dos clases de polietileno, el blando o de baja densidad, y el semirrígido, duro o de alta densidad, más resistente pero mucho menos manejable que el primero.

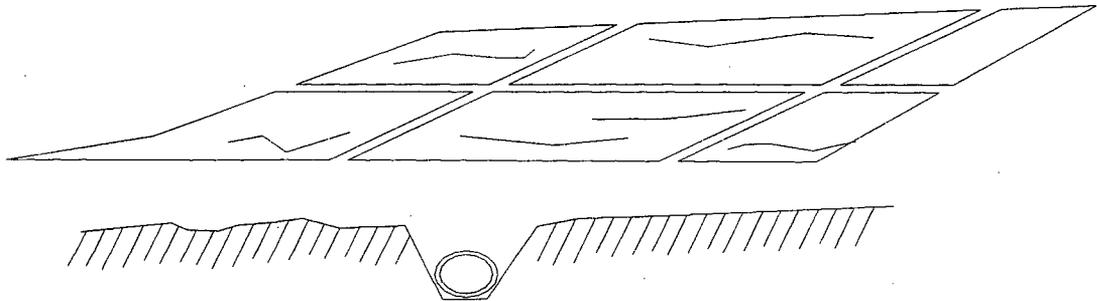
El polietileno es un material de manejo muy sencillo, pero hay que tener la precaución de no hacer dobleces porque se crean allí puntos débiles

b. Redes de cloruro de polivinilo

Las redes de cloruro de polivinilo (PVC) se usan en su gran mayoría para transporte de agua y pocas de las veces en derivación; presenta el inconveniente de ser un material rígido.

El cloruro de polivinilo presenta, sin embargo, la ventaja de ser barato frente al polietileno ya que estos presentan una unión a lo largo de muchos metros de conducción, los tubos de polivinilo se ofrecen en longitudes de tubos normalizados habiendo así un gasto grande de material de juntas y mano de obra en su montaje.

Fig. 7.2 Esquema de excavación y colocación de tubería de polietileno y polivinilo



Fuente: Los autores

Las tuberías de cloruro de polivinilo son relativamente frágiles, y pueden ser dañadas por piedras que se apoyen sobre ellas y sufran presión.

7.2. Válvulas usadas en sistemas de riego.

Son accesorios que permiten la regulación del paso de un flujo en cierto tramo de una conducción con fines de mantenimiento o control del funcionamiento del sistema. A continuación se presentan las válvulas más comunes para un sistema de riego:

Válvulas manuales y automáticas.- Existen en algunos materiales según las necesidades: polipropileno, PVC, metálicas; roscadas bridadas o entre bridas, en dimensiones entre ½" hasta 4". Estas pueden ser:

- *Válvulas de paso.
- *Válvulas de bola.
- *Válvulas check.
- *Válvulas de aire.

La válvula check en particular se utiliza para casos en que la conducción sufra sobrepresiones bruscas por inesperadas suspensiones por causas

naturales o del sistema.

Válvulas de control hidráulico: existen de PVC y metálicas, bridadas o roscadas desde un rango 2" y 12":

- Válvulas reductoras de presión.
- Válvulas de alivio rápido.

7.2.1. Válvulas de aire

Este tipo de válvula elimina en forma permanente el aire que se acumula en las partes altas de la red, esto es fundamental para establecer el correcto funcionamiento del resto de accesorios.

Para terrenos horizontales se debe de prever una mínima pendiente ya que un asentamiento en cualquier parte del desarrollo de la red hace que se puedan provocar puntos de acumulación de aire.

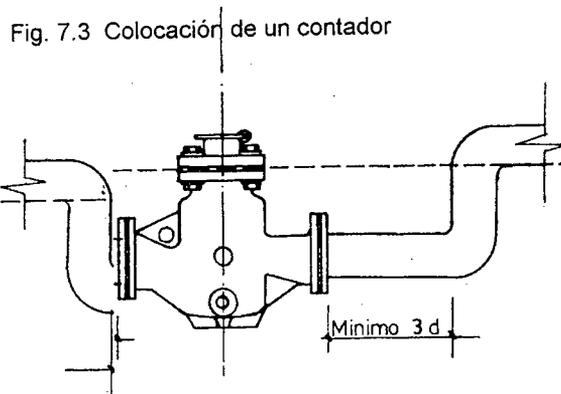
7.2.2. Otros accesorios en la red de riego

Entre los accesorios que se mencionaron en una instalación de riego, describimos algunos de sus elementos como son: contadores, limitadores de caudal, reguladores de presión y manómetros.

a. Contadores

Un contador debe ser escogido en función de la clase de agua que va a medir, como también de las horas de funcionamiento y del diámetro de la conducción en la que se instale.

Para riego por goteo, en que se emplean aguas limpias, puede usarse cualquier tipo de contador. Los más económicos a igualdad de capacidad son los proporcionales.



Fuente: GOMEZ POMPA Pedro, (1975), Riegos a presión, aspersión y goteo, Editorial AEDOS, 1ra Edición, España, pag. 213.

b. Limitadores de caudal

Generalmente se usan cuando hay una distribución de caudal o en el caso de una derivación.

Son muy usados los de diafragma blando, que obstruye parcialmente un conducto rígido. El funcionamiento correcto depende, como en el caso de los contadores, de que el agua llene todo el tubo en la sección situada aguas arriba del limitador.

c. Reguladores de Presión

Permite equilibrar las presiones en cada boquilla y en las tuberías. En los ramales principales se pueden emplear los reguladores existentes de diámetros nominales entre 50 y 150 mm.

En el riego por goteo se presentan posibilidades de uso debido a las

cargas reducidas que es necesario manejar en comparación con las pérdidas de energía que se producen en la red.

La mayoría de los reguladores actúan sólo cuando hay circulación de agua y se conocen como reguladores de presión dinámica.

d. Manómetros

Para medir presiones en los tubos de distribución de goteo se emplean en muchas ocasiones tubos piezométricos de plástico. Este sistema sólo es práctico cuando la altura piezométrica no supera 4 metros de columna de agua, por lo que nos es aconsejable para riego por aspersión.

Se emplean mucho los de tubo curvo cuando la presión a medir es de varias atmósferas.

7.3. Bombas usadas en sistemas de riego.

Una vez dimensionada la instalación, es preciso conocer la presión que se requiere para el perfecto funcionamiento del sistema, cumpliéndose que el gotero elegido funcione a la presión de trabajo calculada. Para ello hay que sumar todas las pérdidas que se producen, incluyendo la presión de trabajo del gotero, nivel dinámico del agua y el desnivel.

Principales pérdidas

- 1.- Tubería de distribución.
- 2.- Accesorios y válvulas de la distribución.
- 3.- Nivel dinámico del agua
- 4.- Desnivel geométrico
- 5.- Presión de trabajo del gotero
- 6.- Equipo de fertirrigación

CAPITULO VII

Para el quipo de fertirrigación, podemos estimar:

Hidrociclón.....	2-6 m
Filtro de arena.....	2-4 m
Filtro de malla o anillas.....	1-3 m
Inyector hidráulico.....	3-5 m
Inyector vénturi.....	5-20 m



Y se puede estimar la cantidad de 10 m como pérdidas de carga total en el cabezal de goteo.

7.3.1 Bombas de turbina con impulsor cerrado y eje horizontal*

Para riegos en pequeñas parcelas, estas bombas van dotadas de un solo rodete o impulsor que toma el agua axialmente y la expulsa por un lado; estas son las más económicas por ser las de constitución más simple.

Si el agua fuese turbia especialmente para el goteo, es aconsejable el empleo de impulsores abiertos, que son muy poco frecuentes.

7.3.2. Curvas de funcionamiento

Las curvas que se pueden facilitar para la elección de una bomba son:

- La curva (Q, H) que relaciona el caudal y la altura manométrica de elevación.
- Las curvas de rendimiento.
- Las curvas de potencia.

* GOMEZ POMPA Pedro, (1975), Riegos a presión, aspersión y goteo, Editorial AEDOS, 1ra edición, España, pag. 147.

7.3.3. Capacidad de elevación

La bomba debe proveer el caudal necesario para una altura manométrica calculada, que es el mismo que precisamos en el origen de la tubería principal.

La altura manométrica es la suma de todas las pérdidas de carga que va a sufrir la columna líquida, mas la diferencia geométrica y la presión que queremos conseguir en los emisores.

Las bombas se seleccionan en función de las curvas de funcionamiento *Caudal – Altura*, dadas por la casa fabricante del producto. Existen varias curvas correspondientes a bombas diferentes de donde se elige la más adecuada para el sistema. En las bombas debe aspirarse a rendimientos superiores al 70 %.

7.3.4. Potencia necesaria en el eje de la bomba

Este valor se puede determinar de la gráfica *Caudal - Altura* en la que cada curva esta calculada para determinado valor de la potencia que la bomba exige para el punto (Q, H) elegido. La potencia viene dada en HP.

7.3.5. Revoluciones de funcionamiento

No se debe sobrepasar el número de revoluciones marcado por la casa fabricante, ya que esto conduce a un deterioro rápido del eje de la bomba. Estas máquinas se construyen habitualmente para 1450 rpm. y 2900 rpm, o velocidades muy próximas que corresponden a las de los ejes de los motores eléctricos más corrientes.

Existen bombas preparadas para trabajar a velocidades diferentes.

7.3.6. Tamaño de los orificios y posiciones

El tamaño de los orificios de entrada y salida de la bomba nos señala un reducido campo de elección de las tuberías de aspiración e impulsión. Se podría dar como regla que el diámetro de estas tuberías debe ser del siguiente tamaño normalizado que se utilice.

La posición de los orificios, que a veces puede hacerse variar, sobre todo en la salida, nos marcará el número y forma de los codos a usar para la aspiración e impulsión.

7.3.7. Cálculo de una impulsión*

Una vez determinadas las pérdidas de carga, las que se dan en las boquillas, sumadas con las alturas geométricas y corregido el valor resultante con un coeficiente de seguridad, la potencia de la bomba se calcula mediante la fórmula:

$$W = \frac{Q * H}{75 * \eta} \quad (7.5)$$

Siendo:

- W = potencia, (w).
- Q = caudal en l/s.
- H = altura manométrica en m.c.a.
- η = rendimiento esperado en (%).

Obteniendo este valor, se seleccionan las curvas de las bombas y se determina el punto (Q, H) de funcionamiento y la potencia W necesaria en el eje de la bomba.

* GOMEZ POMPA Pedro, (1975), Riegos a presión, aspersión y goteo, Editorial AEDOS, 1ra Edición, España, pag. 151.

CAPITULO VIII

PROGRAMACIÓN

8.1. Análisis de opciones

Para el desarrollo del presente software se ha escogido un lenguaje de programación que sea versátil y que sea conocido universalmente como es Visual Basic, el cual presenta las siguientes ventajas sobre otros lenguajes de programación.

- Su lenguaje es de fácil aprendizaje y le permite al programador emplear una amplia gama de aplicaciones.
- Permite utilizar bases de datos mediante las cuales se puede almacenar todos los diseño realizados.
- Permite manipular otros tipos de programas como el caso de AutoCad con la finalidad de aprovechar su interfaz gráfica y las opciones de dibujo.
- Los Usuarios están familiarizados con este tipo de lenguaje al estar en contacto con programas como Microsoft Word, Excel, Power Point a diario y también la mayoría de software especializado en Hidráulica como EPANET, H Canales, Watercad, REDES etc., está diseñado en Visual Basic.

Para el diseño de redes de tuberías para sistemas de riego se utiliza el programa Autocad el cual permite al usuario un rápido trazado aprovechando las opciones de dibujo que presenta este programa.

8.2. Diseño e implementación del software

8.2.1. Características generales

El presente programa permite al usuario el cálculo y diseño hidráulico de obras de toma, obras especiales en conducciones y el trazado y diseño hidráulico de sistemas de riego a nivel de parcela de una manera rápida en base a los caudales de diseño que son obtenidos en función de

datos hidrológicos que deben ser ingresados en la parte de bases de diseño.

8.2.1.1. Requisitos de hardware y del software

Para ejecutar el programa Sysriego se tiene que tener un hardware con las siguientes características:

- Procesador Pentium III 300Mhz o superior.
- 256 MB de RAM o superior.
- Una unidad de CD-ROM
- Pantalla SVGA o de mayor resolución.
- 200 MB de espacio libre de Disco.
- Un mouse (ratón) u otro dispositivo de puntero.

El software necesario es el siguiente:

- Microsoft Windows 98 o superior.
- AUTOCAD 2000 o superior.
- Office 2000 o superior

8.3. Diseño de software

8.3.1. Objetivo: Calcular y diseñar las estructuras hidráulicas y redes de distribución para sistemas de riego según requerimientos de los cultivos.

8.3.2. Usuarios: Profesionales de la ingeniería civil.
Profesionales de la ingeniería agronómica (lo correspondiente a sistemas de riego).
Técnicos en hidráulica.

8.3.3. Características funcionales del sistema:

1. Calcular las bases de diseño para proyectos de riego.

- 1.1. Calcular el uso consuntivo
- 1.2. Calcular la precipitación efectiva
- 1.3. Calcular los requerimientos de riego
- 1.4. Calcular el caudal de diseño para el proyecto.

2. Calcular las obras de toma (captaciones)

- 2.1 Calcular la reja de entrada para obras de toma convencionales.
- 2.2 Calcular azud y compuerta de purga para obras convencionales.
- 2.3 Calcular desripiador, vertedero de paso, canal de desfogue, compuerta de lavado para obras de toma convencionales.
- 2.4. Calcular la transición recta y canal de entrada al desarenador para obras de toma convencionales.
- 2.5 Calcular desarenador, transiciones, cámara desarenadora, vertedero para obras de toma convencionales.
- 2.6 Calcular compuerta de lavado y canal de desfogue para el desarenador en obras de toma convencionales.
- 2.7 Calcular el control de crecientes para obras de toma convencionales.
- 2.8 Calcular la reja de entrada para obras de toma caucasicas (según Krochin).
- 2.9 Calcular el canal recolector y galería para obras de toma caucasicas (según Krochin)
- 2.10 Calcular azud y compuerta de purga para obras de toma convencionales.
- 2.11 Calcular desripiador, vertedero de paso, canal de desfogue, compuerta de lavado para obras de toma caucasicas.

CAPITULO VIII

*DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI*

- 2.12 Calcular la transición recta y canal de entrada al desarenador para obras de toma caucasianas.
- 2.13 Calcular desarenador, transiciones, cámara desarenadora, vertedero para obras de toma caucasianas.
- 2.14 Calcular compuerta de lavado y canal de desfogue para el desarenador en obras de toma caucasianas.
- 2.15 Calcular el control de crecientes para obras de toma caucasianas.
- 2.16 Calcular reja de entrada para obras de toma directa.
- 2.17 Calcular el desripiador, vertedero de paso, canal de desfogue, compuerta de lavado para obras de toma directas.
- 2.18 Calcular transición recta y canal de entrada al desarenador para obras de toma directa.
- 2.19 Calcular desarenador, transiciones, cámara desarenadora, vertedero para obras de toma directas.
- 2.20 Calcular la compuerta de lavado y canal de desfogue para el desarenador en obras de toma directas.
- 2.21 Calcular el control de crecientes para obras de toma directas.

3. Cálculo de obras especiales en conducciones

- 3.1 Calcular el canal principal.
- 3.2 Calcular las pérdidas en el sifón.
- 3.3 Calcular la transición de entrada y de salida para el sifón.
- 3.4 Calcular el desarenador para el sifón.
- 3.5 Calcular la compuerta de lavado y canal de desfogue para el desarenador en el sifón.
- 3.6 Calcular anclajes para el sifón.
- 3.7 Calcular acueductos
- 3.8 Calcular las rápidas y estructura de disipación de energía.
- 3.9 Calcular la estructura de caída vertical.
- 3.10 Calcular la estructura de repartición de caudales.

CAPITULO VIII

DIEGO FERNANDO OCHOA MUÑOZ
HOMERO LEONARDO TANDAZO YAGUACHI

3.11 Calcular alcantarillas.

4. Cálculo y diseño de sistemas de riego

- 4.1 Calcular las necesidades de riego para la parcela.
- 4.2 Trazado de riego para la parcela.
- 4.3 Diseño hidráulico de la red de riego.



Casos de uso

Casos de Uso

Grupo 2

Calcular las obras de toma (Captaciones)

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.1. Calcular la reja de entrada para obras de toma convencionales.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción diseño de la reja de entrada para obras de toma convencionales.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario Ingresa altura, altura de la reja, pérdidas, tamaño máximo de los sedimentos. 2. El usuario escoge el tipo de barra a usar en la reja (diámetros para barras circulares o dimensiones axb para sección rectangular). 3. El sistema calcula la longitud efectiva de la reja y número de barras también se calcula las cotas aguas arriba y aguas abajo de la reja y del umbral de la reja. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo del azud y compuerta de purga.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de la rejilla y las cotas .
Casos de Uso Referenciales	<ol style="list-style-type: none"> 2.2. Calcular azud y compuerta de purga para obras convencionales. 2.3 Calcular desrripiador, vertedero de paso, compuerta de purga y canal de desfogue. para obras de toma convencionales. 2.7. Calcular el control de crecientes para obras de toma convencionales.

Grupo	2. Calcular las obras de toma
Caso de Uso	2.2. Calcular azud y compuerta de purga para obras de toma convencionales.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción diseño del azud y compuerta de purga para obras de toma convencionales.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa la longitud útil del azud, escoger altura del paramento y la diferencia el punto de inflexión y el nivel del colchón disipador de energía, si elige "uso de compuerta de limpieza" se debe ingresar: abertura total de la compuerta, carga de agua frente a la compuerta, coeficiente en función de las alturas, pendiente, ancho y longitud del canal. 2. El sistema calcula la altura de carga de agua sobre el azud, velocidad de aprox del agua al llegar al azud, la ecuación de la curva y las coordenadas del perfil Creager coordenadas del punto de inflexión, radio de curvatura, coordenadas del centro de la curva, distancia entre el origen de coordenadas y el centro de la curva circular, calados de agua conjugados y contraídos, calado del río aguas abajo del discipador de energía, espesor del discipador de energía, profundidad de la socavación, longitud del enrocado, 3. El sistema calcula la estabilidad del azud: peso de la estructura, valor de la subpresión, fuerza de empuje del agua sobre la estructura, fuerza total resultante, relaciones de estabilidad y volcamiento de la estructura, posición de la fuerza resultante, excentricidad, esfuerzos de la estructura sobre el terreno. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo del desrripiador.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción ir al inicio. la opción cancelar. la opción imprimir pantalla. la opción para elegir si se desea diseñar usando una "compuerta de limpieza" del dique con lo que se debe ingresar datos de cálculo. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones del azud y de la compuerta de limpia

Sysriego
CAPITULO VIII

Casos de Uso Referenciales	2.1. Calcular reja de entrada para obras de toma convencionales.
	2.3. Calcular derrapiador, vertedero de paso, canal de desfogue, compuerta de lavado para obras de toma convencionales

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.3 Calcular desripiador, vertedero de paso, canal de desfogue, compuerta de lavado para obras de toma convencionales.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción cálculo del desripiador.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa el espesor del vertedero, la pendiente del canal, ancho del canal, longitud del canal, altura de paso del Agua por la compuerta, coeficiente de velocidad de la compuerta. 2. El sistema calcula el ancho del vertedero, carga de agua sobre la cresta, altura del vertedero sobre la cresta, el calado del canal, el área hidráulica, el perímetro hidráulico, el radio, hidráulico, espejo de agua, velocidad en el canal, altura efectiva en el canal, el calado contraído del agua, calado conjugado del agua, velocidad del agua en 1, velocidad del agua en 2, longitud del derrapiador, ancho del derrapiador, pendiente del derrapiador, cota de fondo del derrapiador y cota del agua en el derrapiador, el ancho de la compuerta, la altura de agua frente a la compuerta. 3. El sistema guarda los datos 4. El sistema presenta los resultados. 5. El usuario activa la opción de cálculo de la transición Recta o transición Curva.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones del derrapiador, vertedero de paso, compuerta de lavado y canal de desfogue.
Casos de Uso Referenciales	2.1. Calcular reja de entrada para obras de toma convencionales.
	2.2. Calcular azud y compuerta de purga para obras de toma convencionales.
	2.4. Calcular la transición y canal de entrada al desarenador para obras de toma convencionales.

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.4. Calcular la transición y canal de entrada al desarenador para obras de toma convencionales.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción diseño de transición recta
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuraio ingresa pendiente, ancho y Longitud del canal 2. El sistema calcula el calado en el canal, Area hidráulica, perímetro hidráulico, radio hidráulico, espejo de agua, altura del canal, longitud de la transición recta, altura vertedero aguas arriba, altura vertedero aguas abajo. 3. El sistema calcula la nueva cota del derrapiador, cota de fondo de la transición al inicio del canal, cota del agua al inicio del canal, cota al inicio de la transición del desarenador, cota del agua al inicio de la transición del desarenador. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo del desarenador.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de la transición y del canal de entrada al desrenador.

Sysriego
CAPITULO VIII

Casos de Uso Referenciales	2.3. Calcular desripiador, vertedero de paso, canal de desfogue, compuerta de lavado para obras de toma convencionales.
	2.5. Calcular desarenador: transiciones, cámara desarenadora, vertedero para obras de toma convencionales.

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.5. Calcular desarenador: transiciones, cámara desarenadora, vertedero para obras de a convencionales.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar ubicado en la pantalla de diseño del desarenador.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa el coeficiente experimental para riego, diámetro de las partículas, talud de las paredes del desarenador, coeficiente de acuerdo a la importancia de la obra, coeficiente de gasto para el vertedero, altura de carga de agua sobre la cresta del vertedero, pendiente de la transición de entrada, pendiente de la transición de salida. 2. El sistema calcula el ancho de fondo del desarenador, el ancho superior del desarenador el área del desarenador, la Longitud de la transición de entrada, la longitud de la transición de salida, longitud de la cámara desarenadora, altura del agua a la entrada del desarenador, ancho del vertedero del desarenador, velocidad de paso por el vertedero, ángulo de inclinación para dioseño del vertedero, radio de curvatura del vertedero, proyección longitudinal del vertedero, longitud total del desarenador, altura del agua al pie de la compuerta, altura del vertedero del desarenador, cota de fondo al inicio de la cámara del desarenador, cota del nivel de agua al inicio de la cámara desarenadora cota de fondo al pie del vertedero del desarenador, cota del nivel de agua al pie del vertedero del desarenador, cota de fondo al final del desarenador, cota del nivel de agua al final del desarenador. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo de compuerta de lavado y canal de desfogue.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de las transiciones, cámara, vertedero, compuerta y canal de desfogue.
Casos de Uso Referenciales	2.4. Calcular la transición y canal de entrada al desarenador para obras de toma convencionales.
	2.6. Calcular compuerta de lavado y canal de desfogue para el desarenador en obras de toma convencionales.

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.6. Calcular compuerta de lavado y canal de desfogue para el desarenador en obras de toma convencionales.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar ubicado en la pantalla de diseño de compuerta de lavado y canal de desfogue.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa ancho del canal, pendiente del canal y longitud del canal. coeficiente de velocidad para compuerta, altura de paso del agua por la compuerta, tiempo de lavado del desarenador. 2. El sistema calcula el calado del canal y demás parámetros hidráulicos, el caudal de lavado, el ancho de la compuerta. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo de control de crecientes.
Flujo Alternativo	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos.

Sysriego
CAPITULO VIII

de Eventos	<p>la opción de regresar a la pantalla de inicio.</p> <p>la opción de cancelar.</p> <p>la opción de imprimir pantalla.</p> <p>la opción de ayuda al usuario</p>
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de la compuerta de lavado y canal de desfogue.
Casos de Uso Referenciales	2.5. Calcular desarenador: transiciones, cámara desarenadora, vertedero para obras de toma convencionales.

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.7. Calcular el control de crecientes para obras de toma convencionales.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar ubicado en la pantalla de control de crecientes.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario Ingresa la cota de máxima crecida aguas arriba de la rejilla, 2. El usuario selecciona el tipo de control (1 o 2 vertederos) 3. El usuario ingresa la altura del vertedero de excesos en el derripiador, la pendiente, el ancho y longitud del canales de desfogue. 4. El sistema calcula el caudal de exceso y la altura máxima del agua, los anchos de los vertederos, el calado y demás parámetros hidráulicas de los canales de desfogue.. 5. El sistema guarda los datos 6. El sistema presenta los resultados. 7. El usuario activa la opción de cálculo de conducciones y obras especiales.
Flujo Alternativo de Eventos	<p>1. Se contempla: la validación de los datos.</p> <p>la opción de regresar a la pantalla de inicio.</p> <p>la opción de cancelar.</p> <p>la opción de imprimir pantalla.</p> <p>la opción de ayuda al usuario</p>
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de los vertederos, transición y canales.
Casos de Uso Referenciales	2.1. Calcular reja de entrada para obras de toma convencionales.

Calculo de Obras de Toma (Caucasianas)

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.8. Calcular la reja de entrada para obras de toma caucasianas.(Según Materón)
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción diseño de la reja de entrada para obras de toma caucasianas.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa el calado del agua adoptado a la entrada de la rejilla, y la separación entre varillas. 2. El usuario escoge el tipo de rejilla, la inclinación, el tipo de barra a usar en la reja (diámetros para barras circulares o dimensiones axb para sección rectangular). 3. El sistema calcula los caudales, alturas, velocidades a la entrada de la rejilla, la longitud efectiva de la reja, número de barras, las cotas aguas arriba y aguas abajo de la reja y del umbral de la reja. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo del azud y compuerta de purga.
Flujo Alternativo de Eventos	<p>1. Se contempla: la validación de los datos.</p> <p>la opción de regresar a la pantalla de inicio.</p> <p>la opción de cancelar.</p> <p>la opción de imprimir pantalla.</p> <p>la opción de ayuda al usuario</p>
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de la rejilla y las cotas .
Casos de Uso	2.11 o 2.12. Calcular canal recolector para obras de toma caucasianas.

Sysriego
CAPITULO VIII

Referenciales	2.13. Calcular azud y compuerta de purga para obras caucasianas.
	2.18. Calcular control de crecientes para obras de toma caucasianas.

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.9. Calcular reja de entrada para obras de toma caucasianas. (Según Krochin)
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción diseño de la reja de entrada para obras de toma caucasianas.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa el caudal de diseño a captar, la longitud útil de la cresta del azud, el ancho de la abertura de la galería, separación entre barras, coeficiente de obstrucción f. 2. El usuario escoge la inclinación, el tipo de barra a usar en la reja: platinas o circulares 3. El usuario escoge la sección de la barra a usar en la reja (diámetros para barras circulares o dimensiones axb para sección rectangular). 4. El sistema calcula la longitud de la rejilla, el número de barras a usar en ella y la longitud efectiva de la reja, las cotas aguas arriba y aguas abajo 5. El sistema guarda los datos 6. El sistema presenta los resultados, apoyándose de un esquema. 7. El usuario activa la opción de cálculo de la galería según Krochin
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de la rejilla y las cotas .
Casos de Uso Referenciales	2.11. o 2.12. Calcular canal recolector para obras de toma caucasianas. 2.13. Calcular azud y compuerta de purga para obras caucasianas. 2.18. Calcular control de crecientes para obras de toma caucasianas.

Grupo	2. Calcular las obras de toma
Caso de Uso	2.10. Calcular el canal recolector para obras de toma caucasianas. (Según Materón).
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción diseño del canal recolector para obras de toma caucasianas.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa el ancho del canal recolector y la pendiente de este. 3. El sistema calcula las alturas de entrada y salida del agua en el canal, las velocidades de entrada y de salida en el canal recolector, la altura total del canal y las cotas de la solera del canal y del nivel de agua en este. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo del azud y compuerta de purga.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de la rejilla y las cotas .
Casos de Uso Referenciales	2.12. Calcular azud y compuerta de purga para obras toma caucasianas. 2.13. Calcular desrripiador, vertedero de paso, compuerta de purga y canal de desfogue. para obras de toma caucasianas. 2.17. Calcular control de crecientes para obras de toma caucasianas.

Grupo	2. Calcular obras de toma
--------------	----------------------------------

Sysriego
CAPITULO VIII

Caso de Uso	2.11. Calcular galería para obras de toma caucasicasias.(Según Krochin).
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción diseño del canal recolector para obras de toma caucasicasias.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ejecuta el programa 2. El sistema calcula la carga de agua a la entrada de la rejilla, así como los calados, velocidades, área mojada, perímetro mojado, pérdidas, pendientes, suma de alturas totales en cada uno de los tramos a lo largo de la galería 3. El sistema presenta los resultados. 4. El sistema guarda los datos. 5. El usuario activa la opción de cálculo del azud y compuerta de purga.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de abertura de la galería y las cotas .
Casos de Uso Referenciales	<p>2.12. Calcular azud y compuerta de purga para obras toma caucasicasias.</p> <p>2.13 Calcular desrripiador, vertedero de paso, compuerta de purga y canal de desfogue. para obras de toma convencionales.</p> <p>2.17. Calcular control de crecientes para obras de toma caucasicasias.</p>

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.12..Calcular azud y compuerta de purga para obras de toma caucasicasias
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción diseño del azud y compuerta de purga para obras de toma convencionales.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El Usuario Ingresa la longitud útil del azud, escoger altura del paramento y la diferencia el punto de inflexión y el nivel del colchón disipador de energía, si elige "uso de compuerta de limpieza" se debe ingresar: abertura total de la compuerta, carga de agua frente a la compuerta, coeficiente K (de 0,95 a 0,97), pendiente, ancho y longitud del canal. 2. El sistema calcula la altura de carga de agua sobre el azud, velocidad de aprox del agua al llegar al azud, la ecuación de la curva y las coordenadas del perfil Creager coordenadas del punto de inflexión, radio de curvatura, coordenadas del centro de la curva, distancia entre el origen de coordenadas y el centro de la curva circular, calados de agua conjugados y contraidos, calado del río aguas abajo del discipador de energía, espesor del discipador de energía, profundidad de la socavación, longitud del enrocado, 3. El sistema calcula la estabilidad del azud: peso de la estructura, valor de la subpresión, fuerza de empuje del agua sobre la estructura, fuerza total resultante, relaciones de estabilidad y volcamiento de la estructura, posición de la fuerza resultante, excentricidad, esfuerzos de la estructura sobre el terreno. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo del desrripiador.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción ir al inicio. la opción cancelar. la opción imprimir pantalla. la opción para elegir si se desea diseñar usando una "compuerta de limpieza" del dique con lo que se debe ingresar datos de cálculo. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones del azud y de la compuerta de limpia
Casos de Uso Referenciales	<p>2.8. Calcular reja de entrada para obras de toma convencionales.</p> <p>2.9. Calcular reja de entrada para obras de toma caucasicasias.(Según Krochin)</p> <p>2.13. Calcular derrripiador, vertedero de paso, canal de desfogue, compuerta de lavado para obras de toma convencionales</p>

Sysriego
CAPITULO VIII

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.13. Calcular desripiador, vertedero de paso, canal de desfogue, compuerta de lavado para obras de toma caucasiana.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción cálculo del desripiador. 1. El usuario ingresa el coeficiente de manning, la altura del paramento aguas arriba,
Flujo Básico de Eventos	el espesor del vertedero, la pendiente del canal, ancho del canal, longitud del canal, altura de paso del agua por la compuerta, coeficiente de velocidad de la compuerta. 2. El sistema calcula el ancho del vertedero, carga de agua sobre la cresta, altura del vertedero sobre la cresta, el calado del canal, el área hidráulica, el perímetro hidráulico, el radio, hidráulico, espejo de agua, velocidad en el canal, altura efectiva en el canal, el calado contraído del agua, calado conjugado del agua, velocidad del agua en 1, velocidad del agua en 2, longitud del derripiador, ancho del derripiador, pendiente del derripiador, cota de fondo del derripiador y cota del agua en el derripiador, el ancho de la compuerta, la altura de agua frente a la compuerta. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo de la transición recta o transición curva.
Flujo Alternativo de Eventos	1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones del derripiador, vertedero de paso, compuerta de lavado y canal de desfogue.
Casos de Uso Referenciales	2.10. Calcular Canal recolector para obras de toma caucasianas. 2.11 Calcular galería para obras de toma caucasianas. (Según Krochin). 2.14. Calcular transición y canal de entrada al desarenador para obras de toma caucasianas.

Grupo	2. Calcular las obras de toma
Caso de Uso	2.14 Calcular transición y canal de entrada al desarenador para obras de toma convencionales.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción diseño de transición recta
Flujo Básico de Eventos	1. El usuario ingresa pendiente, ancho y Longitud del canal 2. El sistema calcula el calado en el canal, area hidráulica, perímetro hidráulico, radio hidráulico, espejo de agua, altura del canal, longitud de la transición recta, altura vertedero aguas arriba, altura vertedero aguas abajo. 3. El sistema calcula la nueva cota del desripiador, cota de fondo de la transición al inicio del canal, cota del agua al inicio del canal, cota al inicio de la transición del desarenador, cota del agua al inicio de la transición del desarenador. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo del desarenador.
Flujo Alternativo de Eventos	1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de la transición y del canal de entrada al desarenador.
Casos de Uso Referenciales	2.13. Calcular desripiador, vertedero de paso, canal de desfogue, compuerta de lavado para obras de toma caucasianas.

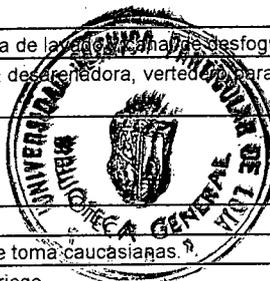
Sysriego
CAPITULO VIII

	2.15. Calcular desarenador: transiciones, cámara desarenadora, vertedero para obras de toma caucasianas.
Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.15. Calcular desarenador: transiciones, cámara desarenadora, vertedero para obras de toma caucasianas.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar ubicado en la pantalla de diseño del desarenador.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa el coeficiente experimental para riego, diámetro de las partículas, talud de las paredes del desarenador, coeficiente de acuerdo a la importancia de la obra, coeficiente de gasto para el vertedero, altura de carga de agua sobre la cresta del vertedero, pendiente de la transición de entrada, pendiente de la transición de salida. 2. El sistema calcula el ancho de fondo del desarenador, el ancho superior del desarenador, el área del desarenador, la longitud de la transición de entrada, la longitud de la transición de salida, longitud de la cámara desarenadora, altura del agua a la entrada del desarenador, ancho del vertedero del desarenador, velocidad de paso por el vertedero, ángulo de inclinación para diseño del vertedero, radio de curvatura del vertedero, proyección longitudinal del vertedero, longitud total del desarenador, altura del agua al pie de la compuerta, altura del vertedero del desarenador, cota de fondo al inicio de la cámara del desarenador, cota del nivel de agua al inicio de la cámara desarenadora cota de fondo al pie del vertedero del desarenador, cota del nivel de agua al pie del vertedero del desarenador, cota de fondo al final del desarenador, cota del nivel de agua al final del desarenador.
	<ol style="list-style-type: none"> 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo de la compuerta de lavado y canal de desfogue.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de las transiciones, cámara, vertedero, compuerta y canal de desfogue.
Casos de Uso Referenciales	<ol style="list-style-type: none"> 2.14. Calcular transición y canal de entrada al desarenador para obras de toma caucasianas. 2.16. Calcular compuerta de lavado y canal de desfogue para el desarenador en obras de toma caucasianas.

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.16. Calcular compuerta de lavado y canal de desfogue para el desarenador en obras de toma caucasianas.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar ubicado en la pantalla de diseño de compuerta de lavado y canal de desfogue.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa ancho del canal, pendiente del canal y longitud del canal. coeficiente de velocidad para compuerta, altura de paso del agua por la compuerta, tiempo de lavado del desarenador. 2. El sistema calcula el calado del canal y demás parámetros hidráulicos, el caudal de lavado, el ancho de la compuerta.
	<ol style="list-style-type: none"> 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de control de crecientes
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla.

Sysriego
CAPITULO VIII

	la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de la compuerta de la rejilla de desfogue.
Casos de Uso Referenciales	2.15. Calcular desarenador: transiciones, cámara desarenadora, vertedero para obras de toma caucasiaanas.



Grupo	2. Calcular Obras de Toma
Caso de Uso	2.17. Calcular control de crecientes para obras de toma caucasiaanas.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar ubicado en la pantalla de control de crecientes.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario selecciona el tipo de control (1 o 2 vertederos) 2. El usuario ingresa la altura del vertedero de excesos en el derripador, la pendiente, ancho y longitud del canales de desfogue, 3. El sistema calcula el caudal de exceso, la altura máxima del agua, los anchos de los vertederos, el calado y demás parámetros hidráulicas de los canales de desfogue. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo del azud y compuerta de purga.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de los vertederos, transición y canales.
Casos de Uso Referenciales	2.8. Calcular reja de entrada para obras de toma caucasiaanas. 2.9. Calcular reja de entrada para obras de toma caucasiaanas. (Según Krochin) 2.12. Calcular azud y compuerta de purga para obras de toma caucasiaanas.

Calculo de Obras de Toma (Captaciones)

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.18. Calcular reja de entrada para obras de toma directas.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción diseño de la reja de entrada para obras de toma directas.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa altura de la reja, pérdidas, tamaño máximo de los sedimentos. 2. El usuario escoge el tipo de barra a usar en la reja (diámetros para barras circulares o dimensiones axb para sección rectangular). 3. El sistema calcula la longitud efectiva de la reja y número de barras también se calcula las cotas aguas arriba y aguas abajo de la reja y del umbral de la reja. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo del azud y compuerta de purga.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de la rejilla y las cotas.
Casos de Uso Referenciales	2.19. Calcular desripiador, vertedero de paso, canal de desfogue, compuerta de lavado para obras de toma directas. 2.23. Calcular control de crecientes para obras de toma directas.

Grupo	2. Calcular obras de toma
--------------	----------------------------------

Sysriego
CAPITULO VIII

Caso de Uso	2.19. Calcular el desripiador, vertedero de paso, canal de desfogue, compuerta de lavado para obras de toma directas.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción cálculo del desripiador.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa el espesor del vertedero, la pendiente del canal, ancho del canal, longitud del canal, altura de paso del agua por la compuerta, coeficiente de velocidad de la compuerta. 2. El sistema calcula el ancho del vertedero, carga de agua sobre la cresta, altura del vertedero sobre la cresta, el calado del canal, el área hidráulica, el perímetro hidráulico, el radio, hidráulico, espejo de agua, velocidad en el canal, altura efectiva en el canal, el calado contraído del agua, calado conjugado del agua, velocidad del agua en 1, velocidad del agua en 2, longitud del derripiador, ancho del derripiador, pendiente del derripiador, cota de fondo del derripiador y cota del agua en el derripiador, el ancho de la compuerta, la altura de agua frente a la compuerta. 3. El sistema guarda los datos 4. El sistema presenta los resultados. 5. El usuario activa la opción de cálculo de la transición recta o transición curva.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones del derripiador, vertedero de paso, compuerta de lavado y canal de desfogue.
Casos de Uso Referenciales	2.18. Calcular reja de entrada para obras de toma directas. 2.20. Calcular transición y canal de entrada al desarenador para obras de tomas directas

Grupo	2. Calcular las obras de toma
Caso de Uso	2.20. Calcular transición y canal de entrada al desarenador para obras de toma directas.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar en la opción diseño de transición recta
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuraio ingresa pendiente, ancho y longitud del canal 2. El sistema calcula el calado en el canal, area hidráulica, perímetro hidráulico, radio hidráulico, espejo de agua, altura del canal, longitud de la transición recta, altura vertedero aguas arriba, altura vertedero aguas abajo. 3. El sistema calcula la nueva cota del desripiador, cota de fondo de la transición al inicio del canal, cota del agua al inicio del canal, cota al inicio de la transición del desarenador, cota del agua al inicio de la transición del desarenador. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo del desarenador.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de la transición y del canal de entrada al desrenador.
Casos de Uso Referenciales	2.19. Calcular desripiador, vertedero de paso, canal de desfogue, compuerta de lavado para obras de toma directas. 2.21. Calcular desarenador: transiciones, cámara desarenadora, vertedero para obras de toma directas.

Sysriego
CAPITULO VIII

Grupo	2. Calcular las obras de toma
Caso de Uso	2.21. Calcular desarenador: transiciones, cámara desarenadora, vertedero para obras de toma directas.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar ubicado en la pantalla de diseño del desarenador.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa el coeficiente experimental para riego, diámetro de las partículas, talud de las paredes del desarenador, coeficiente de acuerdo a la importancia de la obra, coeficiente de gasto para el vertedero, altura de carga de agua sobre la cresta del vertedero, pendiente de la transición de entrada, pendiente de la transición de salida. 2. El sistema calcula el ancho de fondo del desarenador, el ancho superior del desarenador el área del desarenador, la longitud de la transición de entrada, la longitud de la transición de salida, longitud de la cámara desarenadora, altura del agua a la entrada del desarenador, ancho del vertedero del desarenador, velocidad de paso por el vertedero, ángulo de inclinación para diseño del vertedero, radio de curvatura del vertedero, proyección longitudinal del vertedero, longitud total del desarenador, altura del agua al pie de la compuerta, altura del vertedero del desarenador, cota de fondo al inicio de la cámara del desarenador, cota del nivel de agua al inicio de la cámara desarenadora cota de fondo al pie del vertedero del desarenador, cota del nivel de agua al pie del vertedero del desarenador, cota de fondo al final del desarenador, cota del nivel de agua al final del desarenador. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo de compuerta de lavado y canal de desfogue.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de las transiciones, cámara, vertedero, compuerta y canal de desfogue.
Casos de Uso Referenciales	<ol style="list-style-type: none"> 2.20. Calcular transición y canal de entrada al desarenador para obras de toma directas. 2.25. Calcular de la compuerta de lavado y canal de desfogue para el desarenador en obras de toma directas.

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.22. Calcular la compuerta de lavado y canal de desfogue para el desarenador en obras de toma directas.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar ubicado en la pantalla de diseño de compuerta de lavado y canal de desfogue.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa ancho del canal, pendiente del canal y longitud del canal. coeficiente de velocidad para compuerta, altura de paso del agua por la compuerta, tiempo de lavado del desarenador. 2. El sistema calcula el calado del canal y demás parámetros hidráulicos, el caudal de lavado, el ancho de la compuerta. 4. El sistema guarda los datos 5. El sistema presenta los resultados. 6. El usuario activa la opción de cálculo de control de crecientes.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de la compuerta de lavado y canal de desfogue.

Sysriego
CAPITULO VIII

Casos de Uso Referenciales	2.21. Calcular desarenador: transiciones, cámara desarenadora, vertedero para obras de toma directas.
----------------------------	---

Grupo	2. Calcular obras de toma
Caso de Uso	2.23. Calcular el control de crecientes para obras de toma directas.
Usuario	Profesionales con conocimientos en hidráulica y riego
Precondiciones	El usuario debe estar ubicado en la pantalla de control de crecientes.
Flujo Básico de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. El usuario ingresa la cota de máxima crecida aguas arriba de la rejilla, 2. El usuario selecciona el tipo de control (1 o 2 vertederos) 3. El usuario ingresa la altura del vertedero de excesos en el derripiador, la pendiente, el ancho y longitud del canales de desfogue. 4. El sistema calcula el Caudal de exceso y la altura máxima del agua, los anchos de los vertederos, el calado y demás parámetros hidráulicas de los canales de desfogue.. 5. El sistema guarda los datos 6. El sistema presenta los resultados. 7. El usuario activa la opción de cálculo de conducciones y obras especiales.
Flujo Alternativo de Eventos	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se contempla: la validación de los datos. la opción de regresar a la pantalla de inicio. la opción de cancelar. la opción de imprimir pantalla. la opción de ayuda al usuario
Resultado	Se ha calculado las dimensiones de los vertederos, transición y canales.
Casos de Uso Referenciales	2.18. Calcular de la reja de entrada para obras de toma directa.

Algoritmo de datos

Sysriego
CAPITULO VIII

ALGORITMO PARA EL CALCULO DE OBRAS DE TOMA

INGRESO DE DATOS GENERALES

INICIO

Ingresar caudal de diseño	Qd
Ingresar caudal de crecida	Qcr
Ingresar caudal de estiaje	Qe
Ingresar ancho medio del río	ar
Ingresar velocidad media del río	Vm
Ingresar gradiente media del río	J%
Ingresar cota del río en la captación	Cota río
Ingresar tamaño máximo de sedimentos	tm

Leer caudal de diseño
 Leer caudal de crecida
 Leer caudal de estiaje
 Leer ancho medio del río
 Leer velocidad media del río
 Leer gradiente media del río
 Leer cota del río en la captación
 Leer tamaño máximo de sedimentos

2.1. Calcular la reja de entrada para obras de toma convencionales.

INICIO

Ingresar altura del paramento 1	(p1)
Ingresar alto de la abertura de la reja	(Hr)
Ingresar pérdidas de carga estimadas	(z) => solo conv y directa
Ingresar espesor del muro (vertedero de la reja)	(ev)
Ingresar dimensiones de las barras	(axb)

Leer altura del paramento 1	(p1)
Leer alto de la abertura de la reja	(Hr)
Leer pérdidas de carga estimadas	(z)
Leer espesor del muro (vertedero de la reja)	(e)
Leer dimensiones de las barras	(axb)

Si $Hr/e < 1,5$
 Volver a ingresar valores de Hr o e
 Sino
 msg: "La rejilla es vertedero de cresta delgada"
 Continuar calculo.
 FIN SI

Calcular carga aguas abajo de la reja

$$hn = Hr - z$$

Calcular coeficiente de sumersión

$$S = 1.05 \left[1 + 0.20 \frac{hn}{p1} \right] \sqrt[3]{\frac{z}{Hr}}$$

Calcular coeficiente M

$$M = \left[1.794 + \frac{0.0133}{Hr} \right] * \left[1 + 0.555 \left(\frac{Hr}{Hr + p1} \right)^2 \right]$$

Calcular longitud de la rejilla Lr

Sysriego
CAPITULO VIII

Asumir valor de K = 0.85

$$Lr = \frac{Qd}{KSMHr^{3/2}}$$

Asumir separacion entre barras

$$s = tm$$

Calcular valor entero para el Nro. de espacios de separación en la reja:

$$Ne = \frac{Lr}{s}$$

Calcular # de barras

$$Nbarras = Ne - 1$$

Calcular longitud total de la reja

$$Ltr = (Lr + Nbarras * s)$$

Calcular velocidad de entrada a la reja

$$Ver = \frac{Q_D}{(Lr * Hr)}$$

Calcular ángulo de inclinación de la reja

$$air = \cos^{-1} * \frac{Vm}{Ver}$$

Calcular la cota en el umbral de la reja.

$$Cota 1 = Cotario + p1$$

Calcular cota del dintel de la reja

$$Cota 2 = Cota 1 + Hr$$

Asumir que p2 = p1 - 0,10

Si z/p2 > 0,70
continuar el cálculo

Sino
cambiar valor de p1 o z (IR INICIO)
FIN SI

Presentar resultados
Hrej, p1, hn, Ltr, Nbarras, s, t



Cuadro de coeficientes:	
Acel. de la gravedad (g)	9.8
Den. del hor. simple (Dhs)	2
Den. del hor. armado (Dha)	2.4
Coeficientes de descarga en vetederos (M) :	
Cresta ancha Ma	1.45
Cresta delgada Md	1.84
Pefil Creager Mz	2.2

FIN

2.2. Calcular azud y compuerta de purga para obras convencionales.

INICIO

Ingresar caudal de crecida	Qcr
Ingresar caudal de captación	Qd
Ingresar longitud de la cresta del azud	Laz
Ingresar altura del paramento del azud	P
Leer caudal de crecida	
Leer caudal de captación	
Leer longitud de la cresta del azud	
Leer altura del paramento del azud	

Calcular el caudal vertido Qv

Sysriego
CAPITULO VIII

$$Q_v = Q_{cr} - Q_d$$

Calcular carga de agua sobre el azud H

$$H = \left(\frac{Q_v}{2.2 * Laz} \right)^{2/3}$$

Calcular velocidad de aproximación Vaprox

$$V_{aprox} = \frac{Q_v}{H * Laz}$$

Calcular altura de aproximación haprox

$$h_{aprox} = \frac{(V_{aprox})^2}{2g}$$

Calcular Caudal unitario del vertedero

$$qu = \frac{Q_v}{Laz}$$

Calcular calado critico del rio hc

$$hc = \sqrt[3]{\frac{qu^2}{g}}$$

SI $P/H < 1,333$, entonces $H=H+h_{aprox}$
continuar cálculos

FIN SI

Calcular profundidad del zampeado Z
asumir $Z=0,0$

Hacer

$$Z=Z+0,05$$

Calcular diferencia de alturas T:

$$T = H + P + Z$$

Calcular calado contraido y1:

asumir $K=1$

asumir $A=1$

asumir $B=-T$

asumir $C=0$

$$\text{asumir } D = \frac{qu}{K^2 2g}$$

llamar funcion Eccubicas

funcion Eccubicas

hacer

$a=a+0,01$

$f=A*(a^3)+B*(a^2)+C*a+D$

hasta que: $f<0,001$

presentar a

asumir $y1=a$

Calcular calado conjugado y2:

$$y2 = \frac{y1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{8qu^2}{g * y1^3}} \right]$$

hasta que $hc + Z > y2$

Calcular número de Froude F

$$v1 = \frac{qu}{y1}$$

Sysriego
CAPITULO VIII

$$v1 = \frac{qu}{y1}$$

Calcular número de Froude F

$$F = \frac{v}{\sqrt{gy1}}$$

SI $F > 1$ entonces mostrar mensaje1 "flujo supercrítico"

Si no, mostrar mensaje1: "flujo subcrítico"

fin SI

Calcular diferencia de elevación aguas arriba y aguas abajo del dique Hn

$$Hn = H + P + Z - y2$$

Calcular espesor del zampeado

Calcular espesor del zampeado (tz)

$$tz = 0.20 * q^{0.5} * Hn^{0.25}$$

Calcular longitud del zampeado (Ld)

$$Ld = 2.5(1.9y2 - y1)$$

Calcular socavación al final del zampeado

$$Yo = k\sqrt{q\sqrt{Hn} - dc}$$

factor k

Presentar Z

Presentar y1

Presentar y2

Presentar v1

Presentar F

Presentar Hn

Presentar tz

Presentar Ld

Presentar Yo

'Calculo del vertedero de demacias (azud)

Seleccionar inclinación del paramento

Si es "vertical", entonces $k=2,000$ y $n=1,850$

Si es "3 a 1", entonces $k=1,936$ y $n=1,836$

Si es "3 a 2", entonces $k=1,939$ y $n=1,810$

Si es "3 a 3", entonces $k=1,871$ y $n=1,776$

fin si

Mostrar ecuación para el perfil Creager:

$$Y = -kH^{1-n} X^n$$

Calcular puntos en la cresta del vertedero: Xa, Xb, Ya, Yb

$$X_a = -0.147 * H$$

$$Y_a = -0.021 * H$$

$$X_b = -0.284 * H$$

$$Y_b = -0.127 * H$$

Calcular coordenadas del perfil Creager:

Sysriego
CAPITULO VIII

asumir X = 0
 asumir Y = 0

Hacer ...

X = X + 0,10
 Calcular ordenada Y:

$$Y = -kH^2 X$$

Mientras Y < P+Z

Mostrar tabla de coordenadas (X , Y), incluyendo Xa, Xb, Ya, Yb, Xo y Yo

'Calculo de radio tangente al azud y el zampeado

(determinar ln, y otros)

Calcular subpresión

Ingresar L1
 Ingresar D1
 ingresar e1
 Ingresar Ang1 (seleccionar de la lista)
 Ingresar D2
 Ingresar e2
 Ingresar Ang3 (seleccionar de la lista).
 Ingresar D3
 Ingresar e3

Leer (L1)
 Leer (D1)
 Leer (e1)
 Leer (Ang2)
 Leer (D2)
 Leer (e2)
 Leer (Ang3)
 Leer (D3)
 Leer (e3)

En caso de que Ang2 sen 45°, entoces SenA2 = 0,70710631 y TanA2 = 1
 En caso de que Ang2 se 60°, entoces SenA2 = 0,86602496 y TanA2 = 1,73204727
 En caso de que Ang2 se 75°, entoces SenA2 = 0,96592554 y TanA2 = 3,7320343
 En caso de que Ang2 se 80°, entoces SenA2 = 0,98480755 y TanA2 = 5,67124271
 En caso de que Ang2 se 90°, entoces SenA2 = 1

En caso de que Ang3 se 45°, entoces SenA3 = 0,70710631 y TanA3 = 1
 En caso de que Ang3 se 60°, entoces SenA3 = 0,86602496 y TanA3 = 1,73204727
 En caso de que Ang3 se 75°, entoces SenA3 = 0,96592554 y TanA3 = 3,7320343
 En caso de que Ang3 se 80°, entoces SenA3 = 0,98480755 y TanA3 = 5,67124271
 En caso de que Ang3 se 90°, entoces SenA3 = 1

Calcular recorridos horizontales Lh

$$Lh = L1 + Ln + Ld$$

Calcular recorridos verticales Lv

$$A1 = A2$$

$$Lv = D1 + (D1 - e1) + (Z + tz + D2 - e1) + D2 / \text{Sen}A1 + 3 * D3 / \text{Sen}A3 + tz$$

Calcular longitud total de los recorridos L

$$L = \frac{1}{3} Lh + Lv$$

Sysriego
CAPITULO VIII

3

Calcular supresión en A

Calcular longitud hasta el punto A (La)

Sen A2

$$La = D1 + e1 + (D1 - e1) + (L1 - e1) + (tz + Z) + D2 + e2 + D2 / \text{sen}A1$$

Calcular posición de A (Xa)

$$Xa = L - La$$

Calcular supresión en el punto A (Sa)

$$Sa = \frac{Hn * Xa}{L}$$

Calcular supresión en B

Calcular longitud hasta el punto B (Lb)

Si AngA2=90° y AngA3=90° entonces

$$Lb = La + (Ln - 0.284H - e3) + D3 / \text{sen}A3 + e3$$

Si No

$$Lb = La + (Ln - (0.284H + D1 / \text{Tan}A2) - (e3 + e3 / \text{Tan}A3)) + D3 / \text{Sen}A3 + e3$$

Calcular posición de B (Xb)

$$Xb = L - Lb$$

Calcular supresión en el punto B (Sb)

$$Sb = \frac{Hn * Xb}{L}$$

Calcular supresión en C

Calcular longitud hasta el punto C (Lc)

Si AngA3=90° entonces $Lc = Lb + (Ld - 2 * e3) + e3$

Si No $Lc = Lb + (Ld - 2 * (e3 + D3 / \text{tan} A3)) + e3 + D3 / \text{sen}A3$

Calcular posición de C (Xc)

$$Xc = L - Lc$$

Calcular supresión en el punto C (Sc)

$$Sc = \frac{Hn * Xc}{L}$$

Calcular la subpresión total bajo la estructura (S)

$$S = \frac{1}{2} Hn * L$$

Calcular posición de la fuerza de subpresión (Xs)

$$Xs = \frac{1}{3} L$$

Calcular peso total del azud

Leer P, Z, tz, D1, e1, ln, Xi, Yi, ang1, ang3, ge, Xh, Yh

$$\text{mat}(1,1) = Xi * Yi - k(H^{(1-n)}) * (Xi^{(n+1)}) / (n+1)$$

$$\text{mat}(1,2) = (n+1) * Xi / (n+2)$$

$$\text{mat}(1,3) = \text{mat}(1,1) * \text{mat}(1,2)$$

$$\text{mat}(2,1) = zh * Xi$$

$$\text{mat}(2,2) = Xi / 2$$

$$\text{mat}(2,3) = \text{mat}(2,1) * \text{mat}(2,2)$$

Sysriego
CAPITULO VIII

mat(3,1)= (Xh-Xi)*zh / 3
 mat(3,2)= Xi+(Xh-Xi)/3
 mat(3,3)= mat(3,1) * mat(3,2)
 mat(4,1)= Xh*tz
 mat(4,2)= Xh/2
 mat(4,3)= mat(4,1) * mat(4,2)
 mat(5,1)= 0,284H*(P+Z+tz-0,127H)
 mat(5,2)= -0,142H
 mat(5,3)= mat(5,1) * mat(5,2)
 mat(6,1)= e1*D1
 mat(6,2)= -(0,284H - e1/2)
 mat(6,3)= mat(6,1) * mat(6,2)
 mat(7,1)= (D1^2)/2tan(ang1)
 mat(7,2)= (e1 - 0,284H) + D1/(3Tan(ang1))
 mat(7,3)= mat(7,1) * mat(7,2)
 mat(8,1)= e3*D3
 mat(8,2)= Xh - (e3 / 3)
 mat(8,3)= mat(8,1) * mat(8,2)
 mat(9,1)= (D3^2)/2tan(ang3)
 mat(9,2)= Xh - (e3 + (D3 / 3 tan(ang3)))
 mat(9,3)= mat(9,1) * mat(9,2)
 mat(10,1)= 2*(0,284H*0,127H)/3
 mat(10,2)= 5*(0,284H)/8
 mat(10,3)= mat(10,1) * mat(10,2)

para i = 1 hasta 10

para j = 1 hasta 3

Si i = j entonces

sumaax = sumax + mat(i,j)

Si j=1 entonces

sumaa= sumaa + mat(i,j)

siguiente j

siguiente i

asumir At = sumaa

asumir AXt = sumaax

Calcular centro de gravedad Xcg

$$Xcg = \frac{AXt}{At}$$

Calcular peso total del azud (Gt)

$$Gt = At * \gamma_{HA}$$

Calcular fuerza de empuje del agua

Calcular area de presión del agua tras la cara del azud (Ae)

$$Ae = \frac{1}{2}P^2 + H * P$$

Calcular fuerza de empuje del agua (E)

$$E = Ae * \gamma_{agua}$$

Calcular posicion de la fuerza de empuje

$$Y_m = \frac{1}{3} \left(\frac{P^3 + 3HP^2}{P^2 + 2HP} \right)$$

Sysriego
CAPITULO VIII

Presentar S
Presentar Xs
Presentar Gt
Presentar Xcg
Presentar E
Presentar Ym

Calcular estabilidad del azud

Calcular peso del terreno (Tr)

$$Tr = \frac{\gamma_{sh} * hp}{2 * \tan \alpha}$$

FIN

2.3 Calcular desripiador, vertedero de paso, canal de desfogue, compuerta de lavado
INICIO

Calcular caudal unitario qu

$$q = \frac{Q_D}{Ltr}$$

Asumir: A=2g
B=(Hr+p1)*2g
C=0
D=(qu^2)

Calcular calado conjugado y1
Llamar: funcion Eccubicas

funcion Eccubicas
hacer
a=a+0,01
f=A*(a^3)+B*(a^2)+C*a+D
hasta que: f<0,001
presentar a

asumir y1=a

calcular calado contraido y2

$$y2 = \frac{y1}{2} * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8 * q^2}{g * y1^3}} \right)$$

calcular altura p2 :

$$p2 = p1 - z$$

calcular altura de agua en el desripiador h1

$$h1 = hn + p2$$

Si y2 < H1

modificar el valor de p1.
SINO continuar calculos
FIN SI

'Cálculo del ancho del vertedero bv

Calcular ancho del vertedero de paso bv

asumir Yv=hn
asumir P1=p1

Sysriego
CAPITULO VIII

Llamar: función Vertedero

funcion Vertedero ()

leer (P1)

leer(z)

leer (Yv)

asumir K=1

calcular altura de aguas abajo del vertedero Yn

$$Yn = Yv - z$$

Calcular coeficiente de Bazin

$$S = 1,05 * \left[1 + 0,2 * \frac{Yn}{P1} \right] * \left[\frac{Z}{Yv} \right]^{1/3}$$

Calcular coeficiente de Konovalov

$$Mo = \left[0,407 + 0,0045 * \left(\frac{Yv}{Yv + P1} \right) \right] * \left[1 + 0,285 * \left(\frac{Yv}{Yv + P1} \right)^2 \right] * \sqrt{2 * g}$$

Calcular ancho del vertedero bv

$$bv = \frac{Q_D}{K * S * Mo * Yv^{3/2}}$$

presentar bv

'Calculo del ancho util del desripiador ad

Calcular contracciones (ct)

$$ct = 0,50 * bv$$

SI ct < 0,10m , entonces ct = 0,10

continuar calculo

FIN SI

$$ad = bv + 2 * ct$$

SI Ltr < ad, entonces ad = Ltr + 0,30 * Ltr

SI NO continuar calculo

FIN SI

Calcular velocidad 1 en el desripiador Vd1

$$Vd1 = \frac{Qd}{y1 * ad}$$

Calcular velocidad 2 en el desripiador Vd2

$$Vd2 = \frac{Qd}{y2 * ad}$$

'Calcular longitud del desripiador

Calcular Longitud del desripiador Ldr

$$Ldr1 = 2.5 * (1.9 * y2 - y1)$$

$$Ldr2 = 4.5 * y2$$

$$Ldr3 = 5 * (y2 - y1)$$

$$Ldr = \frac{Ld1 + Ld2 + Ld3}{3}$$

Redondear (Ldr) a una cifra decimal

'Cotas desripiador

Sysriego
CAPITULO VIII



Calcular cota de fondo del desripiador cota dr
Cota dr = Cotario

Calcular cota de nivel del agua en el desripiador cot
Cota n = Cotadr + hn

Presentar y1, y2, hn, ad, Ldr (ubicar datos en esquema)
Cota dr , Cota n

' Compuerta de lavado del desripiador y canal de desfogue

Calcular compuerta de lavado del desripiador
Ingresar pendiente para el canal de desfogue (J%)
leer (j%)

asumir a=y2
asumir h=hn

llamar procedimiento: compuerta()

procedimiento compuerta ()

leer (a)
leer (h)

'calculo de compuerta

asumir K=0,95
calcular relación r:

$$r = a/h$$

llamar función Interpolar()

(Se debe crear la función interpoiar)

presentar x

asumir e = x
asumir b=0,20

Hacer....

$$b=b+0,05$$

Calcular Caudal de paso a traves de la compuerta Qpc

$$Q_{pc} = K * e * a * b * \sqrt{2g(h - e * a)}$$

Mientras (2*Qd) sea menor o igual Qpc

Asumir bc=b

'calculo del canal de desofgue

Asumir J = 0,000

lineaN: J=J+0,001

Hacer ...hasta que Qc sea mayor a Qd

$$dc=dc+0,001$$

Calcular area hidráulica en el canal:

$$Ac = bc * dc$$

Calcular radio hidráulico en el canal:

$$R = \left(\frac{bc * dc}{bc + 2 * dc} \right)^{2/3}$$

Calcular caudal canal Qc

$$Qc = \frac{1}{n} * Ac * R^{2/3} * J^{1/2}$$

Fin hacer

Sysriego
CAPITULO VIII

Calcular velocidad del agua en el canal V_c

$$V_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

SI $V_c < 2\text{m/seg}$, entonces ir a *linea N*
 SI NO continuar línea siguiente

FIN Procedimiento

Asumir: $d=dc$
 Asumir: $J\%c=J$
 Asumir: $A=A_c$
 Asumir $Rh=R$
 Asumir $V=V_c$

Presentar resultados de compuerta y canal de desfogue:
 $a, h, b, d, J\%, A, Rh, V$

(presentar en esquema de resultados)

Leer Ad
 Leer $J\%d$

FIN

2.4. Calcular la transición recta y canal de entrada al desarenador para obras de toma del tipo convencional

INICIO

'Canal de paso

Ingresar pendiente de solera del canal de paso $J\%cp$

Leer ($J\%$)

Asumir $J = J\%$

Asumir $bc=0,20$

línea N $bc=bc+0,05$

Hacer ...

$$dc=dc+0,01$$

Calcular area hidráulica en el canal:

$$A_c = bc * dc$$

Calcular radio hidráulico en el canal:

$$R = \left(\frac{bc * dc}{bc + 2 * dc} \right)^{2/3}$$

Calcular caudal canal Q_c

$$Q_c = \frac{1}{n} * A_c * R^{2/3} * J^{1/2}$$

Mientras Q_c sea menor o igual a Q_d

Asumir $Rh=R$

Calcular velocidad del agua en el canal V_c

$$V_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

SI $V_c > 3\text{m/seg}$, entonces ir a *linea N*

SI NO continuar en línea siguiente

Calcular altura efectiva del canal hc

$$hc = 1,3 * dc \quad '30\% \text{ del calado en el canal}$$

Sysriego
CAPITULO VIII

Presentar resultados de J%, bc, dc, Ac, Rh, Vc

(ubicar datos en esquema)

'Longitud de la transición:

Calcular longitud de la transición de paso Ltr

$$L_{tr} = \frac{b_v - b_c}{2 \tan 12.5^\circ}$$

Presentar Ltr

'Control de sumersión

Leer (z) 'ingresado en el punto 2.1.

Leer (p1) 'ingresado en el punto 2.1.

Leer (hn) 'calculado en el punto 2.1.

Leer (dc) 'calculado anteriormente

Leer (Cota dr) 'calculado en el punto 2.3.

asumir que: $p2 = p1 - z$

Calcular velocidad de paso del vertedero Vs

$$V_s = \frac{Qd}{b_v * h_n}$$

Calcular pérdida de carga entre desripiador y canal de paso (zn)

$$z_n = h_n - d_c$$

línea N: $z_n = z_n + 0,01$

$$z_o = z_n + \frac{V_s^2}{2g}$$

SI $dc < p2$ y $z_o / p2 > 0,70$ entonces ir a línea N

SI NO

Calcular desnivel entre desripiador y fondo de transición (dv)

$$d_v = h_n - (z_n + d_c)$$

Calcular cota de inicio en la transición (Cota itr)

$$Cota_{itr} = Cota_{dr} + d_v$$

Calcular desnivel a lo largo de la transición

Presentar : p1, p2, zn, dc, dv, Cota itr

2.5. Calcular desarenador: transiciones, cámara desarenadora, vertedero. para obras convencionales.

INICIO

Seleccionar del listado el diámetro de las partículas a sedimentar (di)

Seleccionar del listado la pendiente de las paredes de la cámara (m)

Ingrese valor de la relación b/d (entre 1,0 y 3,0) adoptado (r)

Ingresar coeficiente de importancia de la obra (entre 1 y 1,2) (Ki) *

Ingresar altura de carga de agua de paso sobre el vertedero (H) menor a 0,25m

Ingresar pendiente en la transición de entrada a la cámara (no mayor a 3%) J%tr

Ingresar pendiente en la cámara (entre 2% y 6%) J%d

Leer (di)

Sysriego
CAPITULO VIII

Leer (m)

Leer (r)

Leer (Ki)

Leer (H)

Leer (J%tr)

Leer (J%d)

Para el valor de (di) asumir o leer de la tabla valor de (w)

Calcular velocidad en la cámara según el diámetro de las partículas Vd

$$Vd = 44 * \sqrt{di}$$

' La velocidad debe estar entre 0,1 y 0,4 m/seg

Calcular área de la sección en la cámara desarenadora Ad

$$Ad = \frac{Qd}{Vd}$$

Calcular calado del agua a la entrada del desarenador (d)

$$d = \sqrt{\frac{Ad}{r + m}}$$

Calcular ancho del fondo de la cámara del desarenador (b)

$$b = r * d$$

Calcular altura de seguridad (s)

$$s = 0.3 * d$$

Calcular ancho de la superficie libre del agua en la cámara del desarenador (B)

$$B = b + 2md$$

Presentar : di, Vd, Ad, d, b, s, B

' Calculo de la longitud de la transición

Calcular longitud de la transición Ltr

$$Ltr = \frac{B - b}{2 \tan 12.5^\circ}$$

Calcular longitud activa del desarenador Ld

$$Ld = \frac{Ki * Vd * di}{w}$$

' Calculo de vertedero de salida del desripiador bv

Calcular vertedero de salida del desripiador bv

$$bv = \frac{Qd}{MH^{3/2}}$$

Calcular velocidad de paso por el vertedero

$$V = MH^{1/2}$$

SI velocidad V mayor a 1,0 m/seg , entonces
 presentar mensaje: "variar altura de carga H"

SI NO continuar calculos

' Cálculo de la longitud de la proyección del vertedero

Asumir R = B

Linea N:

Calcular angulo central de la curva circular α

$$\alpha = \frac{180 * bv}{\pi * R}$$

$\alpha < 90^\circ$

Sysriego
CAPITULO VIII

SI $\alpha < 90^\circ$ entonces asumir $R = R + 0,01$ e ir a *Línea N*
SI NO continuar

Calcular longitud de la proyección del vertedero L_p
 $L_p = R \text{ Sen } \alpha$

Calcular longitud total del desarenador L_{td}
 $L_{td} = 2 * L_{tr} + L_d + L_p$

Presentar $L_{tr}, L_d, L_p, L_{td}, b_v, V, B, R, \alpha$
(Presentar resultados en esquemas)

'Calculo de cotas de la cámara

Calcular desnivel total al pie del vertedero Δv
 $\Delta v = J \% d * (L_d + L_p)$

Leer calado de agua la cámara del desarenador d *'calculado al inicio*

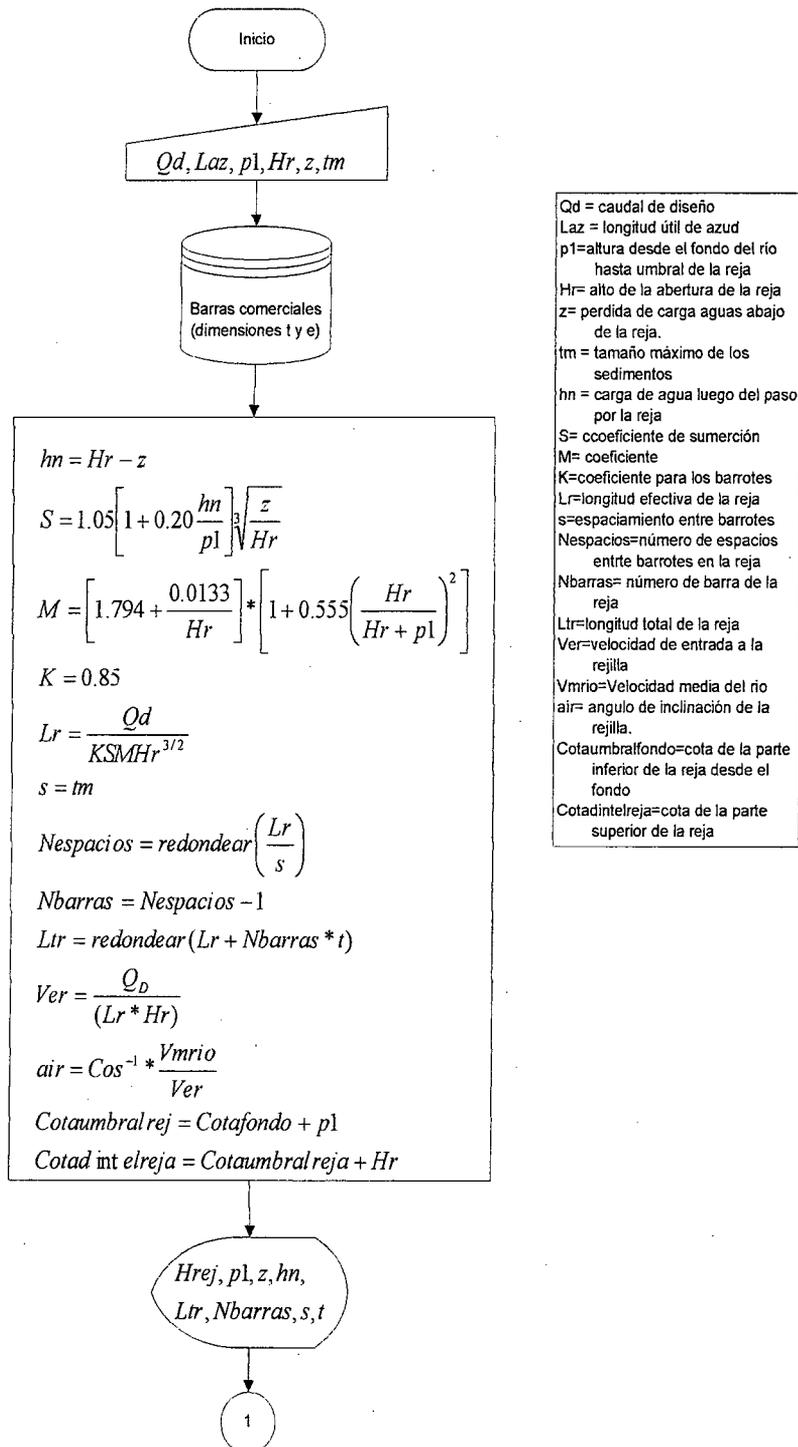
Calcular altura total del vertedero h_v
 $h_v = d + \Delta v$

FIN

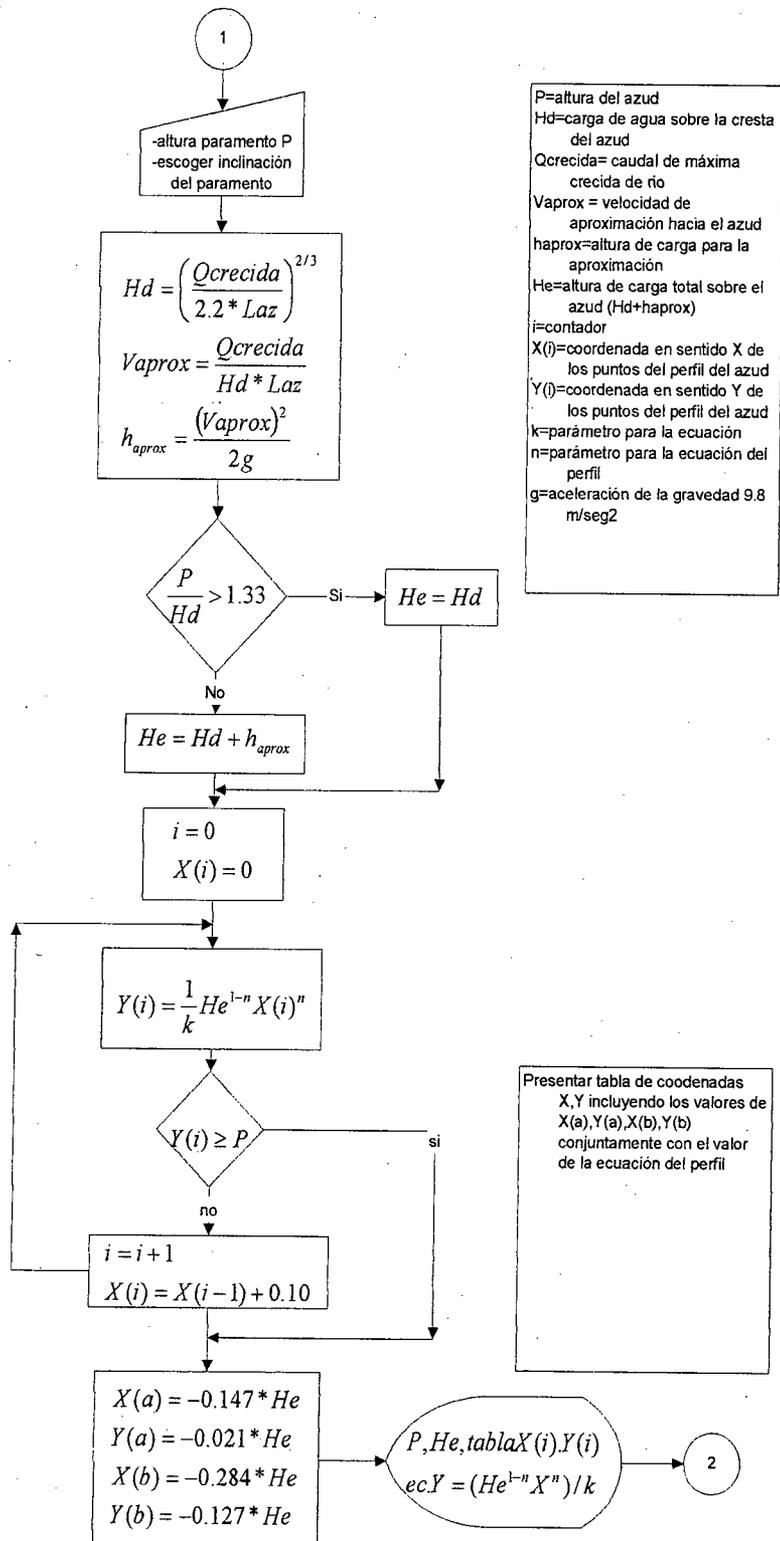
FIN

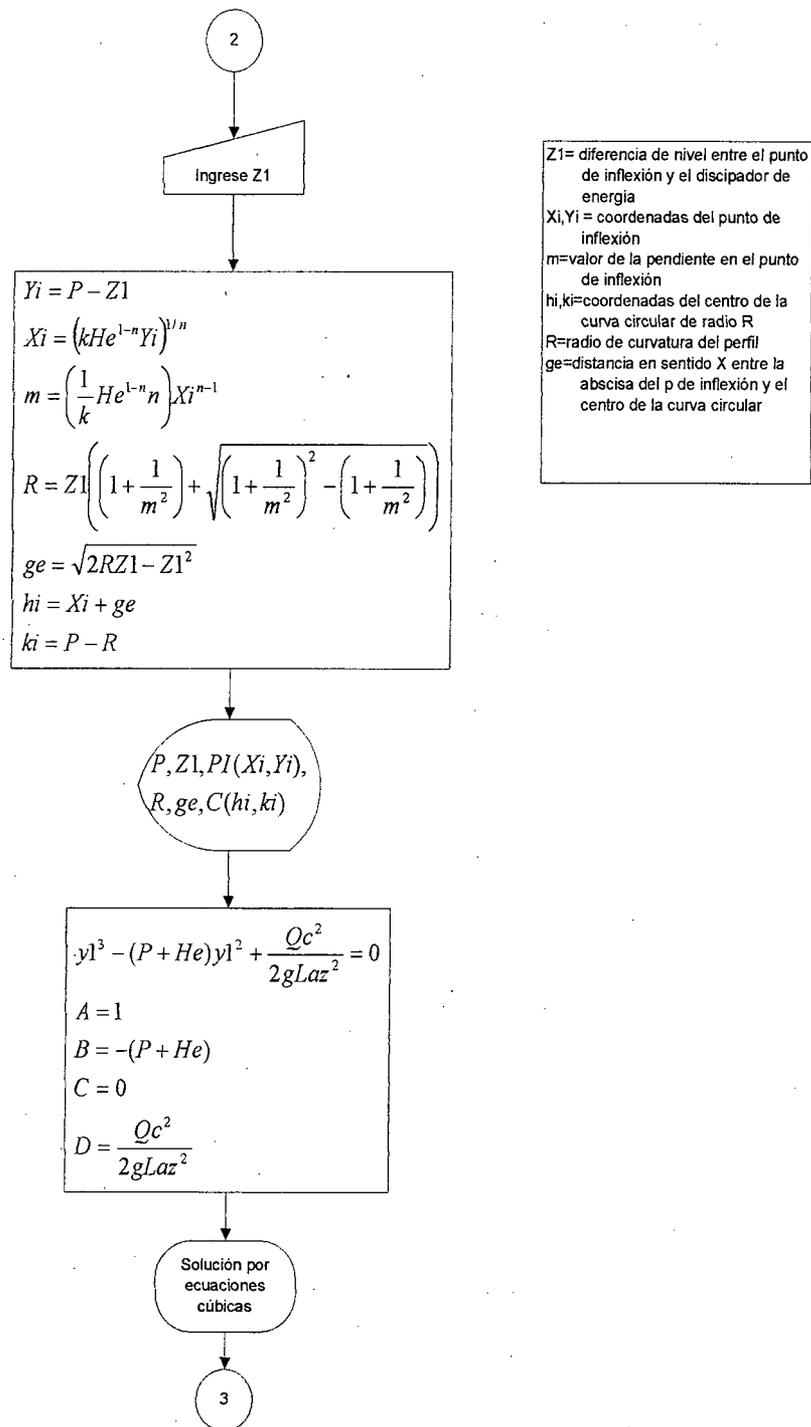
Diagramas de flujo

Captaciones Laterales

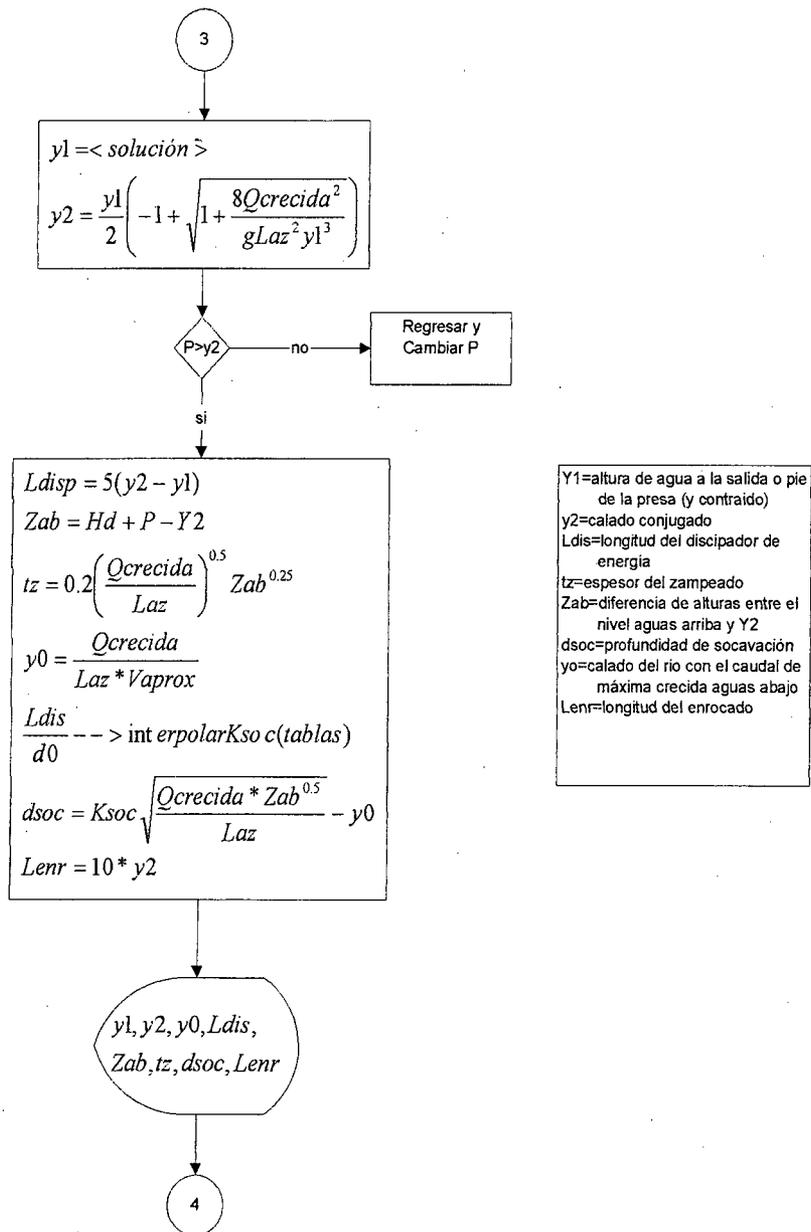


Q_d = caudal de diseño
 L_{az} = longitud útil de azud
 p_1 = altura desde el fondo del río hasta umbral de la reja
 H_r = alto de la abertura de la reja
 z = pérdida de carga aguas abajo de la reja.
 t_m = tamaño máximo de los sedimentos
 h_n = carga de agua luego del paso por la reja
 S = coeficiente de sumersión
 M = coeficiente
 K = coeficiente para los barrotes
 L_r = longitud efectiva de la reja
 s = espaciamiento entre barrotes
 $N_{espacios}$ = número de espacios entre barrotes en la reja
 N_{barras} = número de barra de la reja
 L_{tr} = longitud total de la reja
 Ver = velocidad de entrada a la rejilla
 V_{mrio} = Velocidad media del río
 air = ángulo de inclinación de la rejilla.
 $Cota_{umbbralrej}$ = cota de la parte inferior de la reja desde el fondo
 $Cota_{dintelreja}$ = cota de la parte superior de la reja

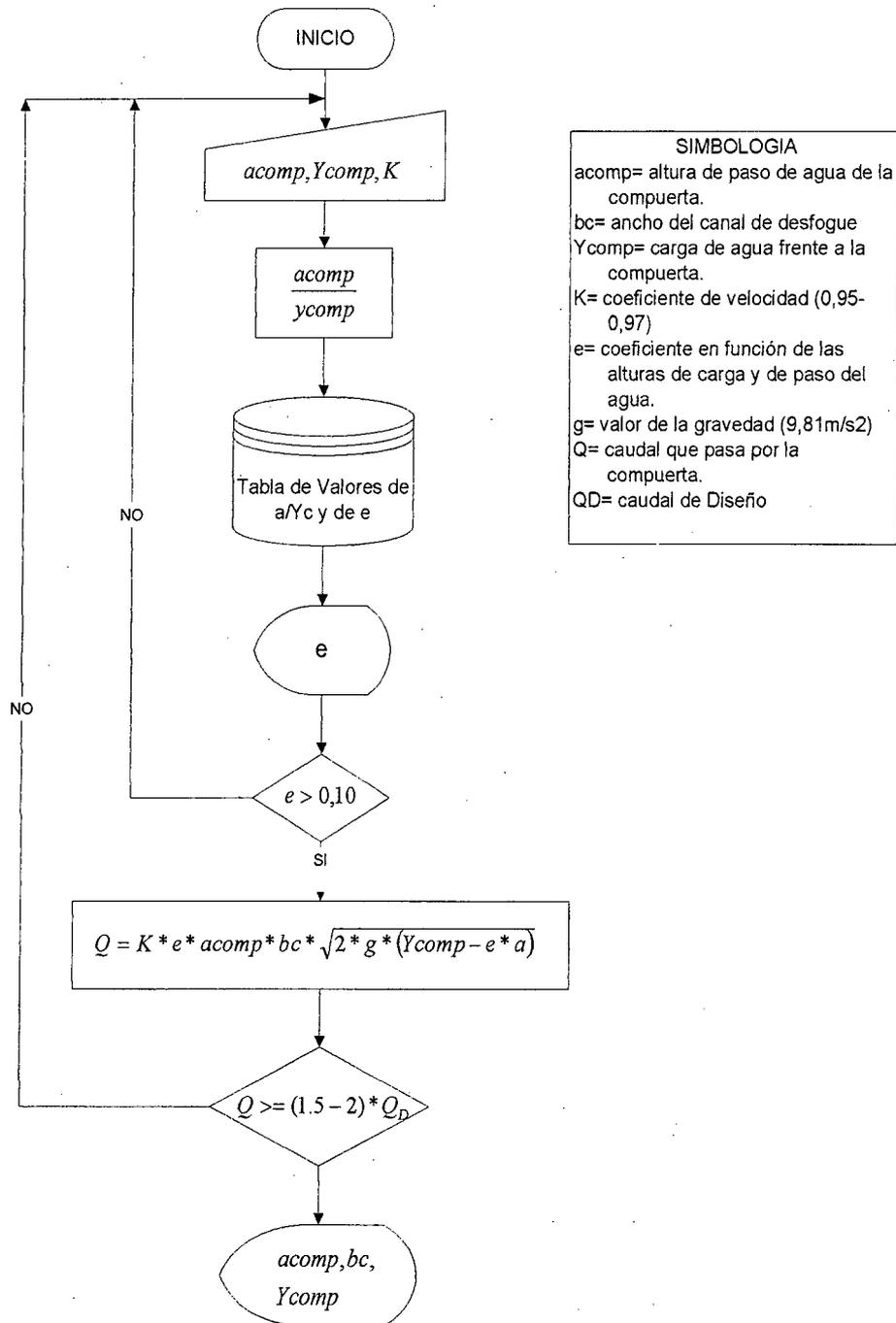




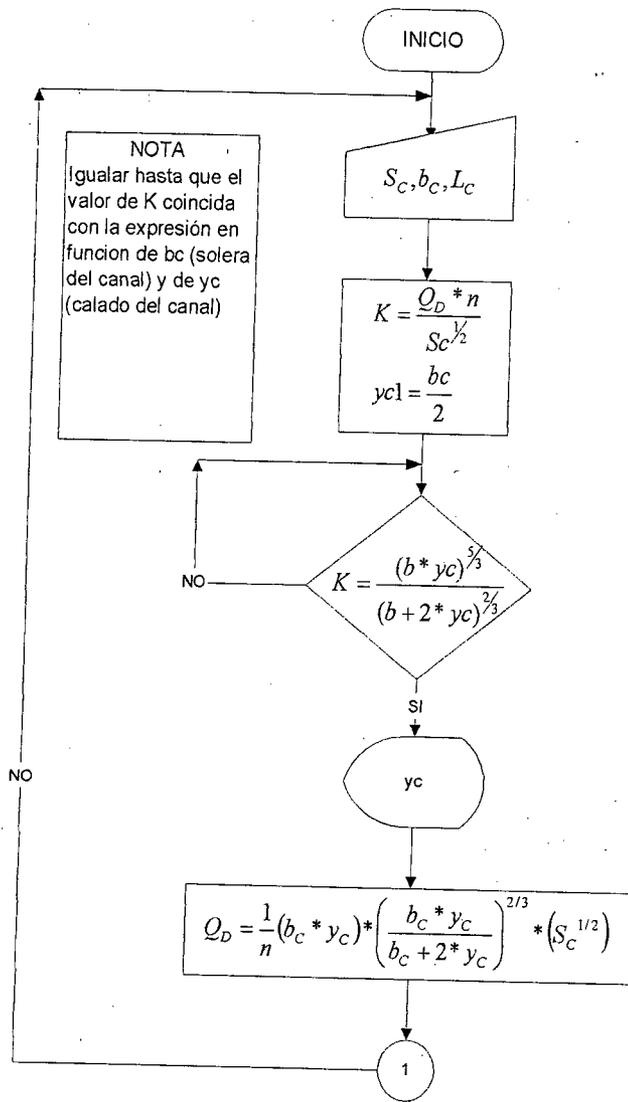
Z1= diferencia de nivel entre el punto de inflexión y el discipador de energía
 Xi, Yi = coordenadas del punto de inflexión
 m=valor de la pendiente en el punto de inflexión
 hi, ki=coordenadas del centro de la curva circular de radio R
 R=radio de curvatura del perfil
 ge=distancia en sentido X entre la abscisa del p de inflexión y el centro de la curva circular

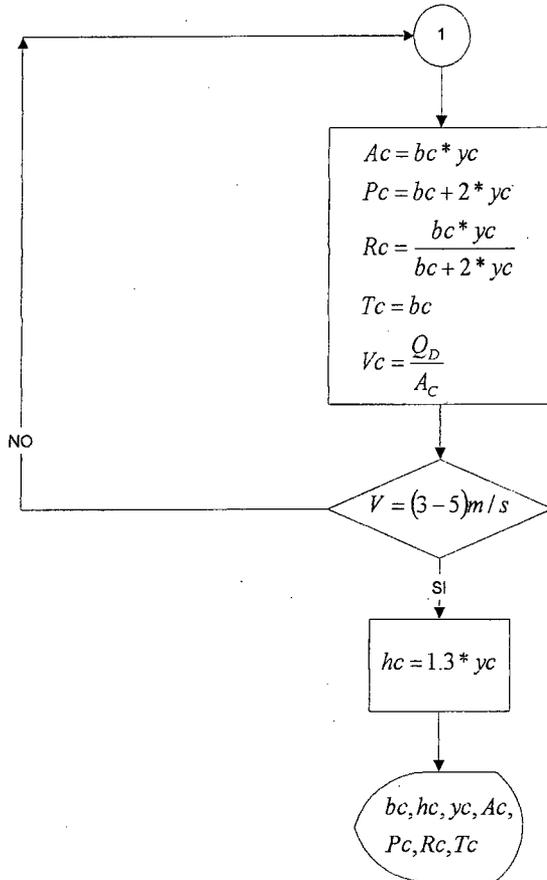


Diseño de la Compuerta de lavado del Dique



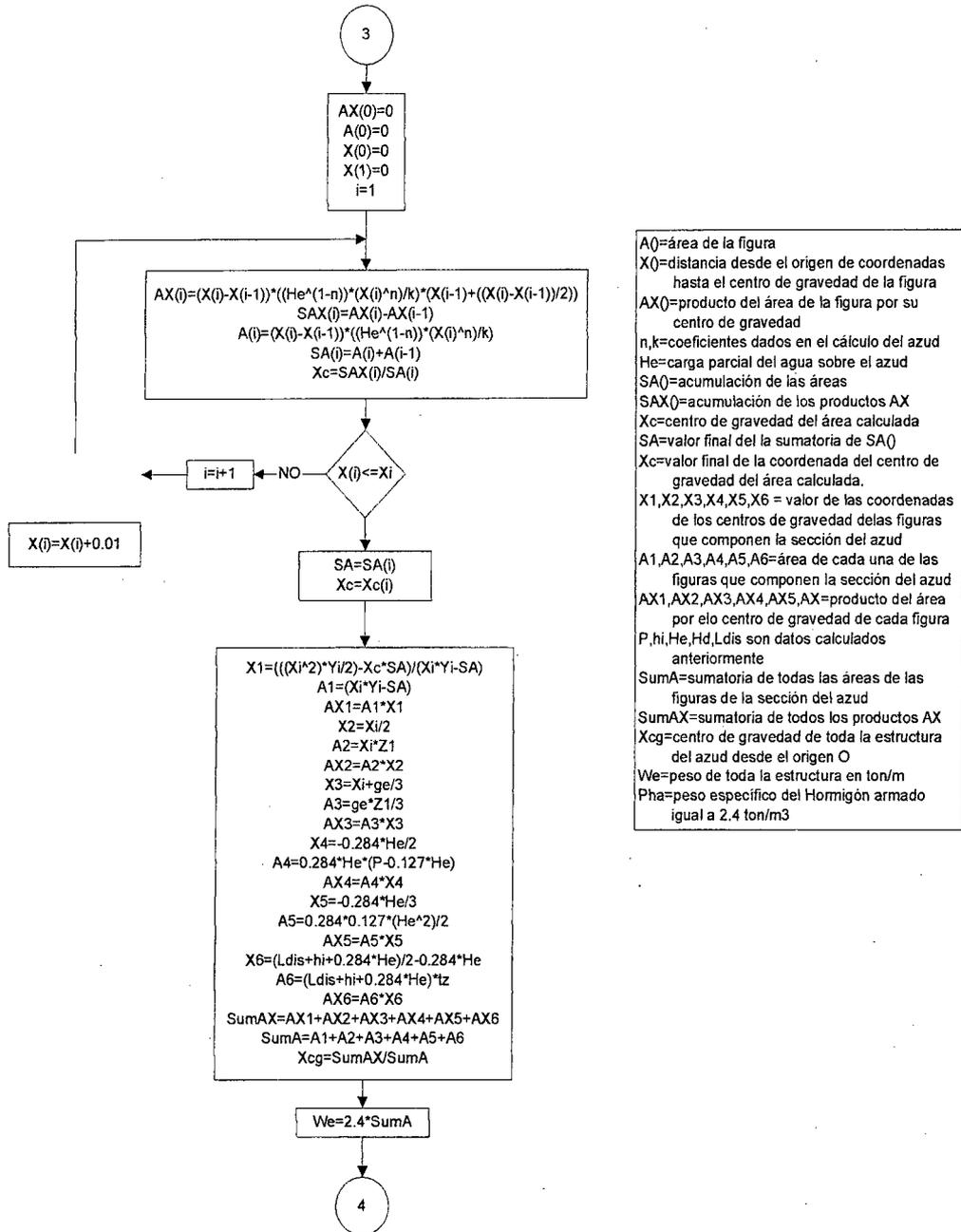
Diseño del canal de desfogue de la compuerta de lavado del dique



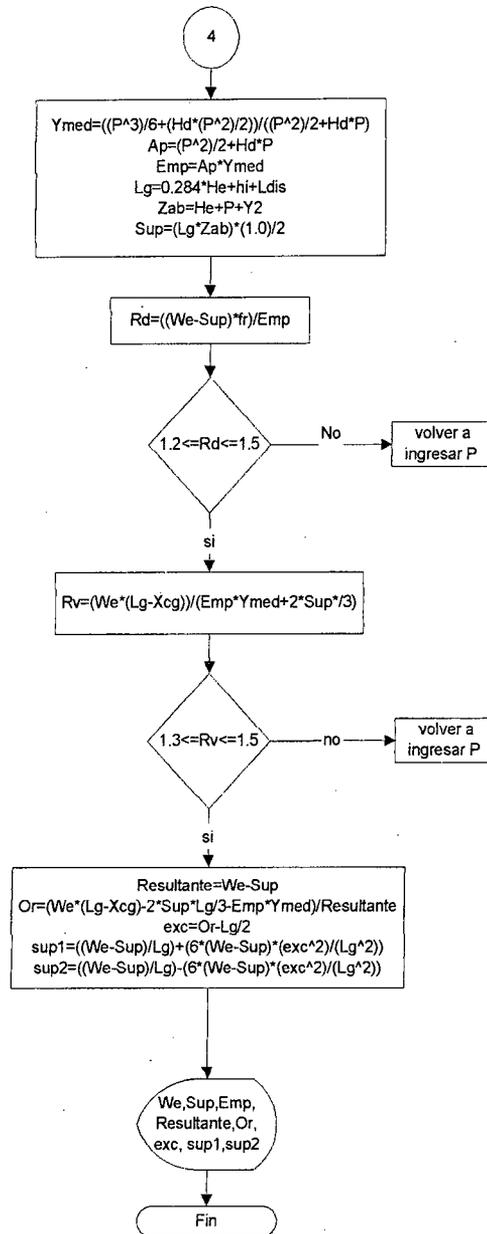


SIMBOLOGIA	
QD	= Caudal de Diseño
Sc	= Pendiente del Canal
bc	= Ancho de Solera del canal
n	= Coeficiente de Manning
K	= Coeficiente numérico
yc	= calado del canal
Lc	= longitud del canal
Ac	= Area mojada del canal
Pc	= Perímetro mojado del canal
Rc	= Radio hidráulico del canal
Tc	= Espejo de agua del canal
Vc	= Velocidad del agua en el canal
hc	= Altura efectiva del canal

Estabilidad del Azud

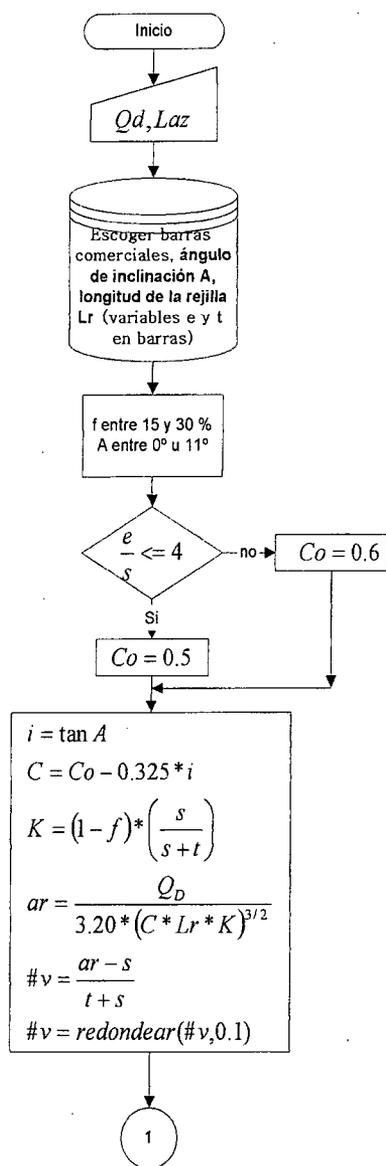


A0=área de la figura
 X0=distancia desde el origen de coordenadas hasta el centro de gravedad de la figura
 AX0=producto del área de la figura por su centro de gravedad
 n,k=coeficientes dados en el cálculo del azud
 He=carga parcial del agua sobre el azud
 SA0=acumulación de las áreas
 SAX0=acumulación de los productos AX
 Xc=centro de gravedad del área calculada
 SA=valor final de la sumatoria de SA0
 Xc=valor final de la coordenada del centro de gravedad del área calculada.
 X1,X2,X3,X4,X5,X6 = valor de las coordenadas de los centros de gravedad de las figuras que componen la sección del azud
 A1,A2,A3,A4,A5,A6=área de cada una de las figuras que componen la sección del azud
 AX1,AX2,AX3,AX4,AX5,AX6=producto del área por el centro de gravedad de cada figura
 P,hi,He,Hd,Ldis son datos calculados anteriormente
 SumA=sumatoria de todas las áreas de las figuras de la sección del azud
 SumAX=sumatoria de todos los productos AX
 Xcg=centro de gravedad de toda la estructura del azud desde el origen O
 We=peso de toda la estructura en ton/m
 Pha=peso específico del Hormigón armado igual a 2.4 ton/m3



Ymed=altura donde actúa el empuje del agua a partir del fondo de río
 P,hi,He,Hd,Ldis son datos calculados anteriormente
 Emp=fuerza de empuje del agua
 Ap=área total de la figura que forma el diagrama de presiones del agua
 Lg=longitud total de la estructura azud
 Zab=diferencia de cotas entre aguas arriba y aguas abajo de la estructura
 Sup=subpresión en la estructura
 Rd=relación para comprobar el deslizamiento de la estructura
 fr=factor de fricción entre el hormigón y el suelo húmedo (ver tablas según la constitución del terreno de cimentación)
 Rv=relación para comprobar el volcamiento de la estructura
 Resultante= fuerza resultante entre las cargas actuantes en la estructura
 Or=ubicación de la fuerza resultante a partir del punto O de referencia
 exc=excentricidad de la fuerza resultante
 sup1=subpresión en el punto1 de la estructura, en el diagrama de presiones del suelo
 sup2=subpresión en el punto2 de la estructura, en el diagrama de presiones del suelo

Diseño de la Rejilla para Captaciones Caucasianas



El presente diseño esta realizado
 Qd=caudal de diseño
 Lr=logitud de la rejilla
 f=porcentaje de superficie que queda obstruida por arenas y gravas está entre 15 y 30 %
 s= espaciamiento entre barrotes
 t=espesor de barrotes
 e=alto de sección de barrote
 A=ángulo de inclinación de rejilla
 ar=ancho de la rejilla
 #v=número de barrotes para la rej
 C=coeficiente
 Co=coeficiente
 K=coeficiente

*Se escogerá el factor f y el ángulo A
 *Se escogerá las barras comerciales para el cálculo y al final se elegirá la más conveniente. Las barras escogidas incluyen los valores de e, s y t

$$i = \tan A$$

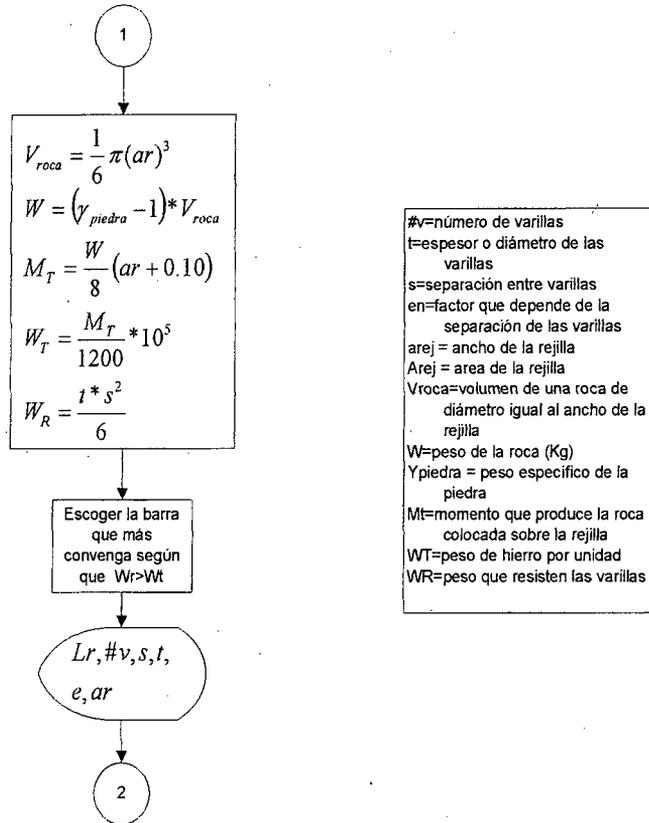
$$C = Co - 0.325 * i$$

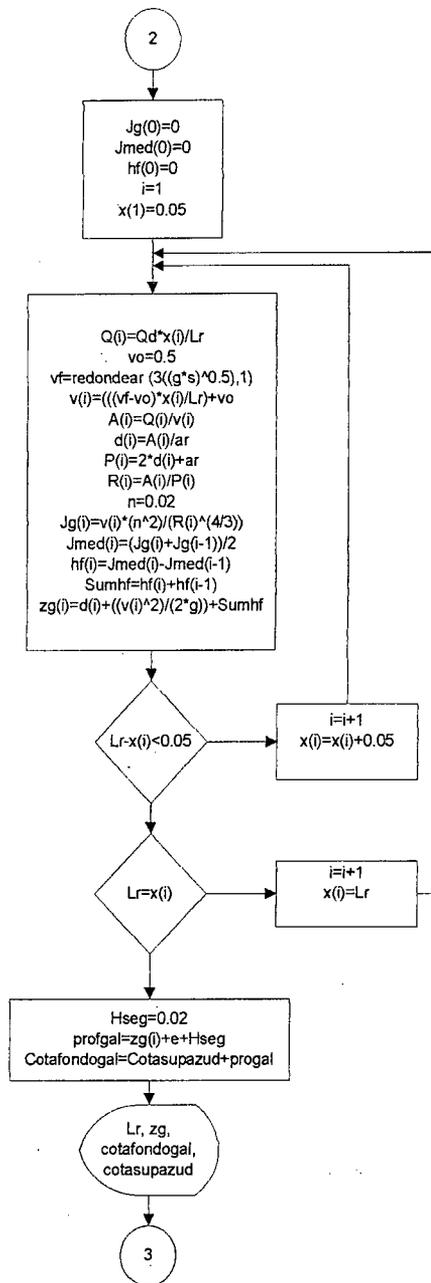
$$K = (1 - f) * \left(\frac{s}{s + t} \right)$$

$$ar = \frac{Q_d}{3.20 * (C * L_r * K)^{3/2}}$$

$$\#v = \frac{ar - s}{t + s}$$

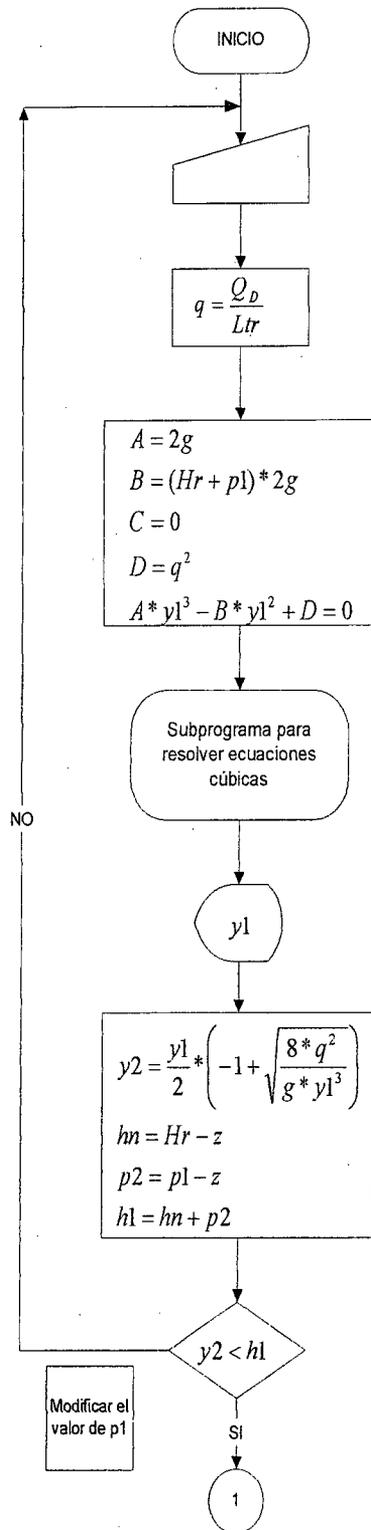
$$\#v = \text{redondear}(\#v, 0.1)$$

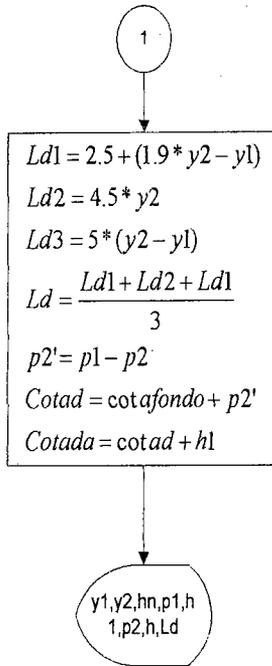




Lr=longitud de la rejilla
 Qd=caudal de diseño
 ar=ancho de la rejilla de entrada
 vo=velocidad inicial a la entrada de la rejilla
 vf=velocidad final a la salida de la rejilla
 X(i)=longitud de tramo en la rejilla
 Q(i)=caudal en la sección considerada x(i)
 v(i)=velocidad de flujo en la sección considerada i
 A(i)=area de la sección en referencia
 d(i)=calado del agua en la sección i
 P(i)=perímetro mojado en la sección
 R(i)=radio hidráulico en la sección
 n=coeficiente de maning
 Jg(i)=pendiente de fondo en la sección
 Jmed(i)=pendiente media de entre dos puntos considerados
 hf(i)=pérdidas entre las pendientes
 sumhf=sumatoria de las pérdida hf
 zg(i)=suma total de las pérdidas (prof. parcial de la galería)
 hseg=altura de seguridad
 e=espesor de los barrotes de la rejilla
 profgal=profundidad total de la galería
 cotafondogal=cota de fondo de la galería
 cotasupazud=cota de la cresta del azud

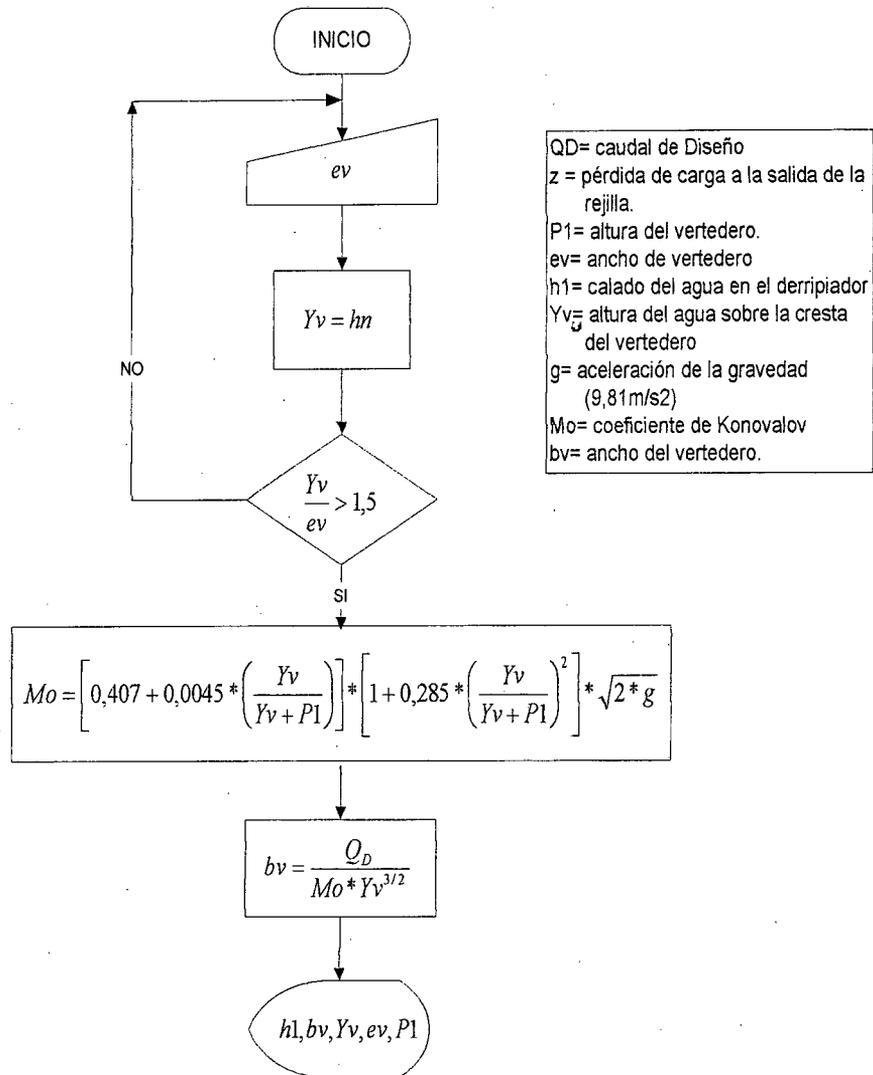
Diseño del Desripiador para Captaciones Convencionales



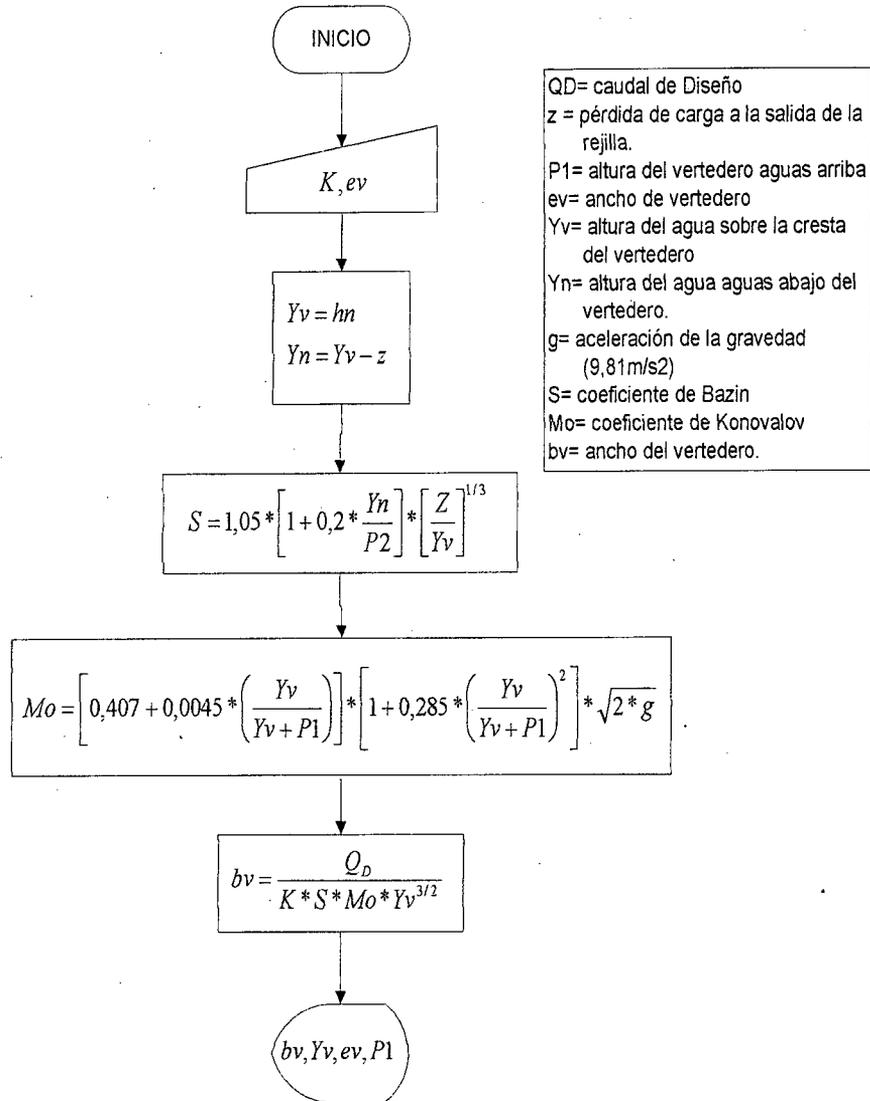


SIMBOLOGIA	
QD=	caudal de diseño
Ltr=	longitud total de la rejilla
Hr=	altura de la rejilla
p1=	altura de la rejilla con respecto al fondo.
q=	caudal unitario que pasa por la rejilla
y1=	calado
y2=	calado contraído
hn=	carga de agua sobre el vertedero de paso del derripador.
p2=	altura del derripador
p2'=	altura de elevación del derripador
h1=	altura del agua en el derripador.
Ld=	longitud del derripador
Cotad=	Cota del derripador
Cotada=	Cota del nivel de agua en el derripador

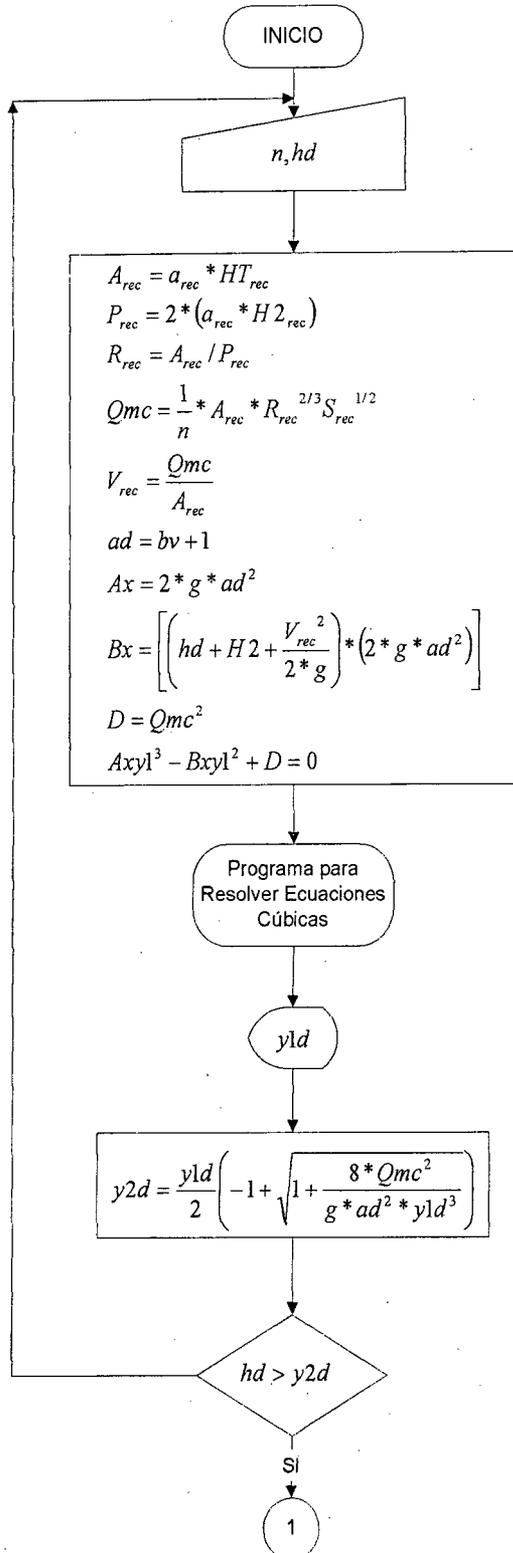
d) Diseño del Vertedero de pared delgada con descarga libre a la Salida del Desripiador



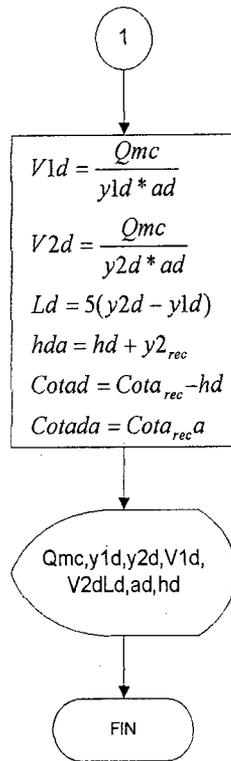
d) Diseño del Vertedero de pared delgada con descarga sumergida a la Salida del Desripiador



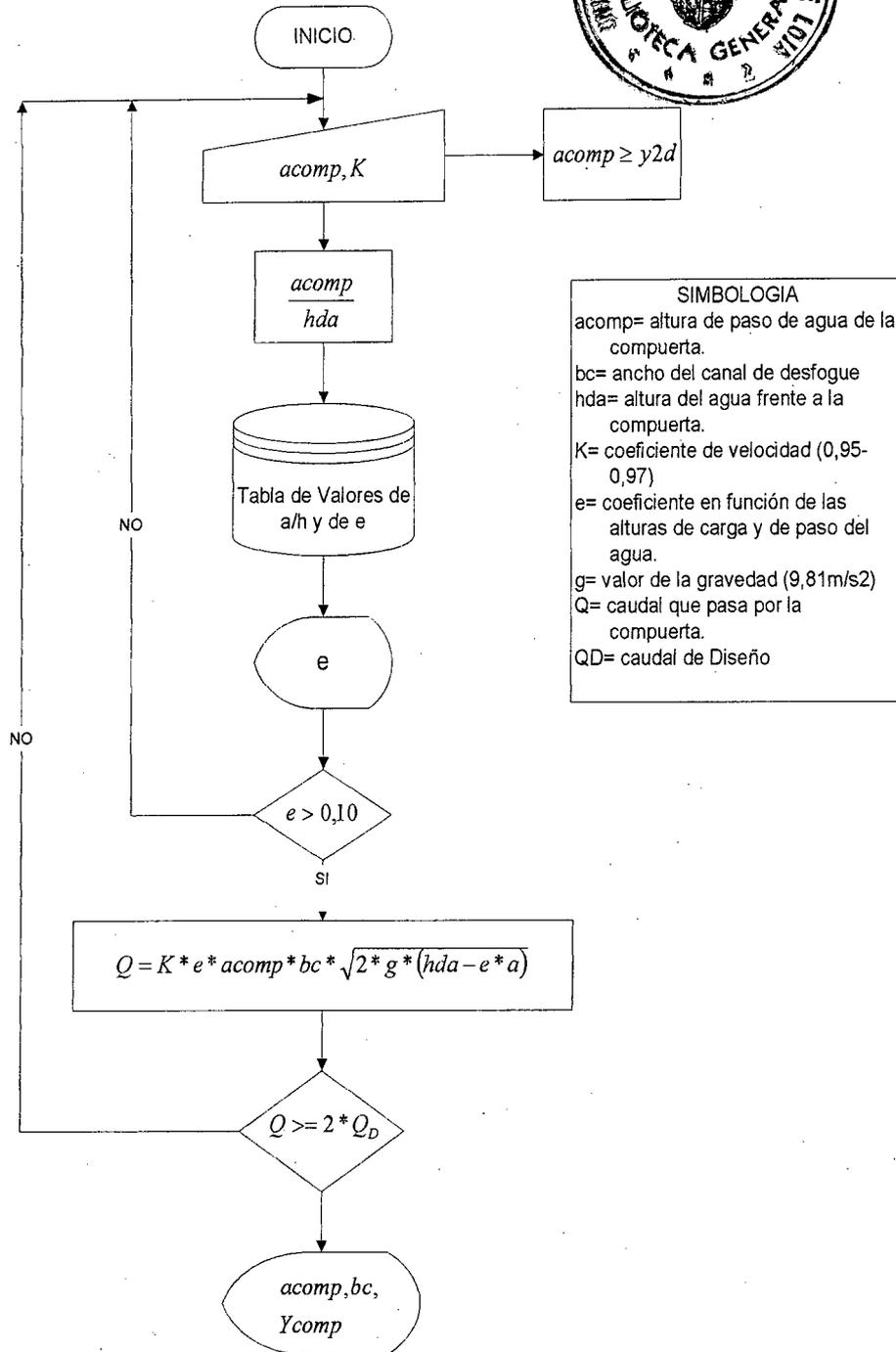
c) Diseño del Desripiador para Captaciones Laterales



Simbología	
HTrec	=Altura total de la galería
arec	=Ancho del Canal recolector.
n	=Coeficiente de Manning
Srec	=Pendiente del canal recolector
hd	=Altura del derripiador.
hda	=Altura del agua en el derripiador
ad	=Ancho del derripiador.
Arec	=Area del canal de la galería
Prec	=Perímetro del canal de la galería.
Rrec	=Radio Hidráulico del canal de la galería.
Qmc	=Caudal máximo a la salida de la galería.
Vrec	=Velocidad a la salida del canal de la galería.
Ax	=Primer término de la Ecuación Cúbica.
g	=9.81m/s ²
Bx	=Segundo término de la Ecuación Cúbica.
D	=Término independiente de la Ecuación Cúbica.
y1d	=Calado contraído del agua.
y2d	=Calado conjugado del agua.
V1d	=Velocidad del agua en el punto 1.
V2d	=Velocidad del agua en el punto 2.
Ld	=Longitud del derripiador.

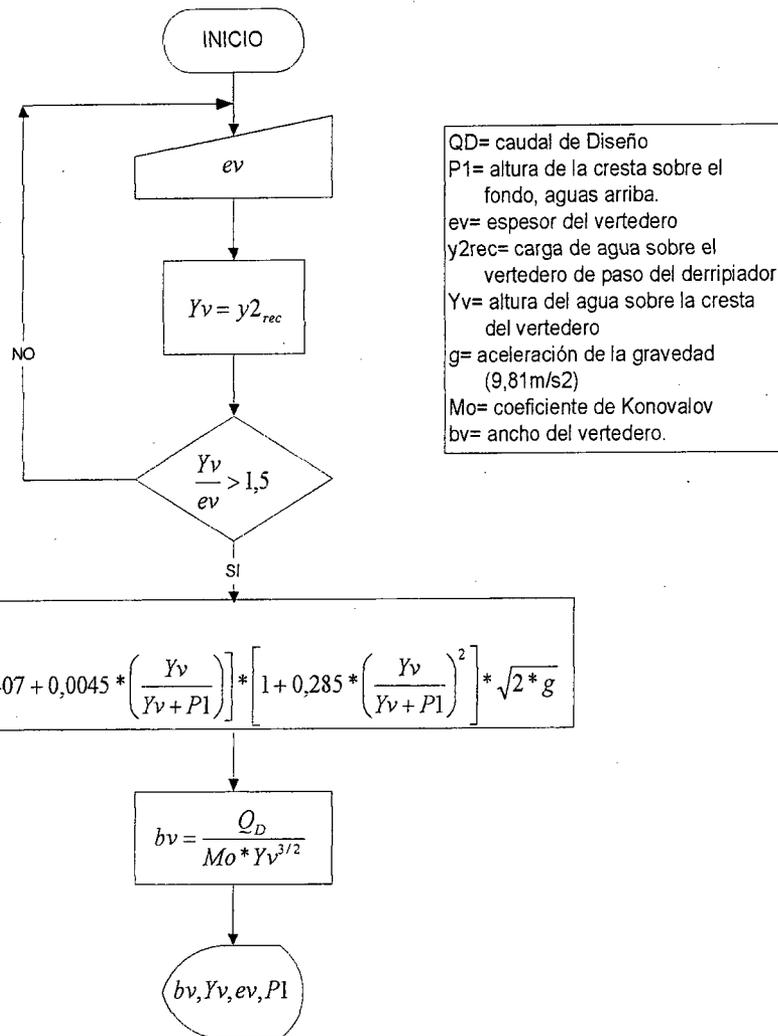


d) Diseño de la Compuerta de Lavado del Desripiador

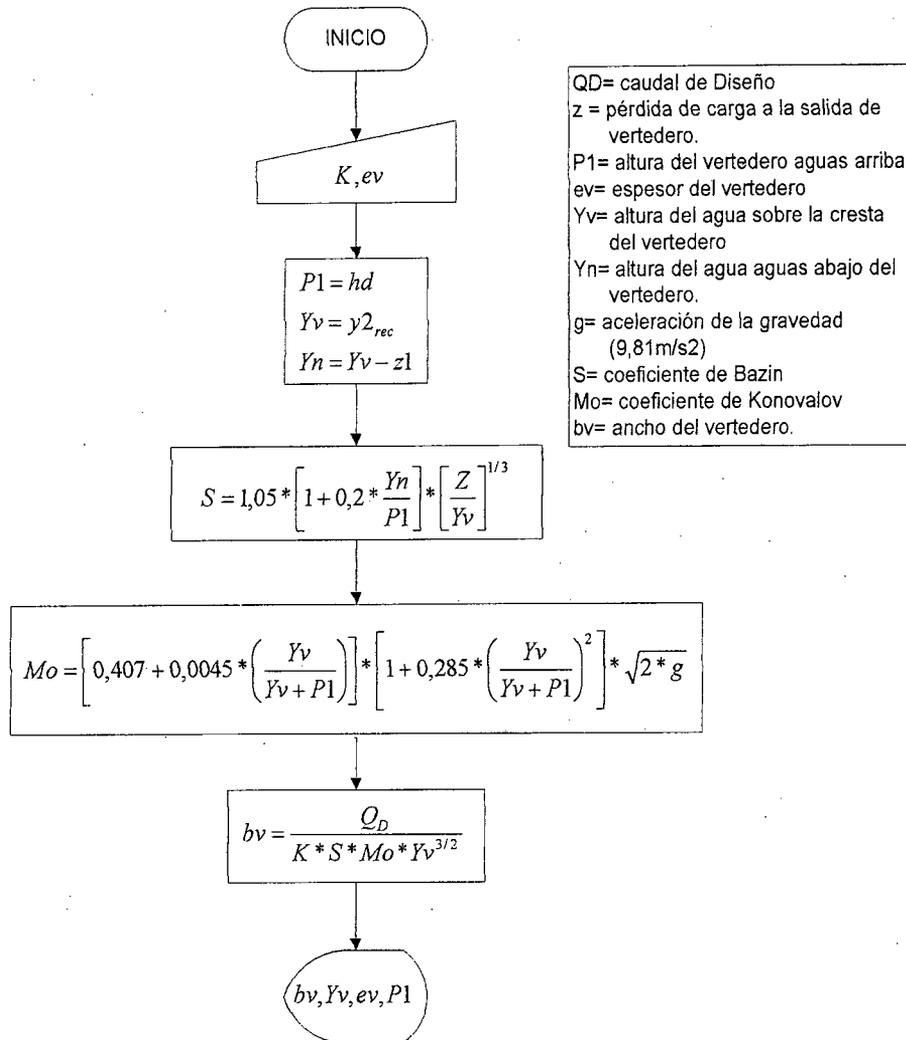


SIMBOLOGIA
 acomp= altura de paso de agua de la compuerta.
 bc= ancho del canal de desfogue
 hda= altura del agua frente a la compuerta.
 K= coeficiente de velocidad (0,95-0,97)
 e= coeficiente en función de las alturas de carga y de paso del agua.
 g= valor de la gravedad (9,81m/s²)
 Q= caudal que pasa por la compuerta.
 QD= caudal de Diseño

d) Diseño del Vertedero de pared delgada con descarga libre a la Salida del Desripiador

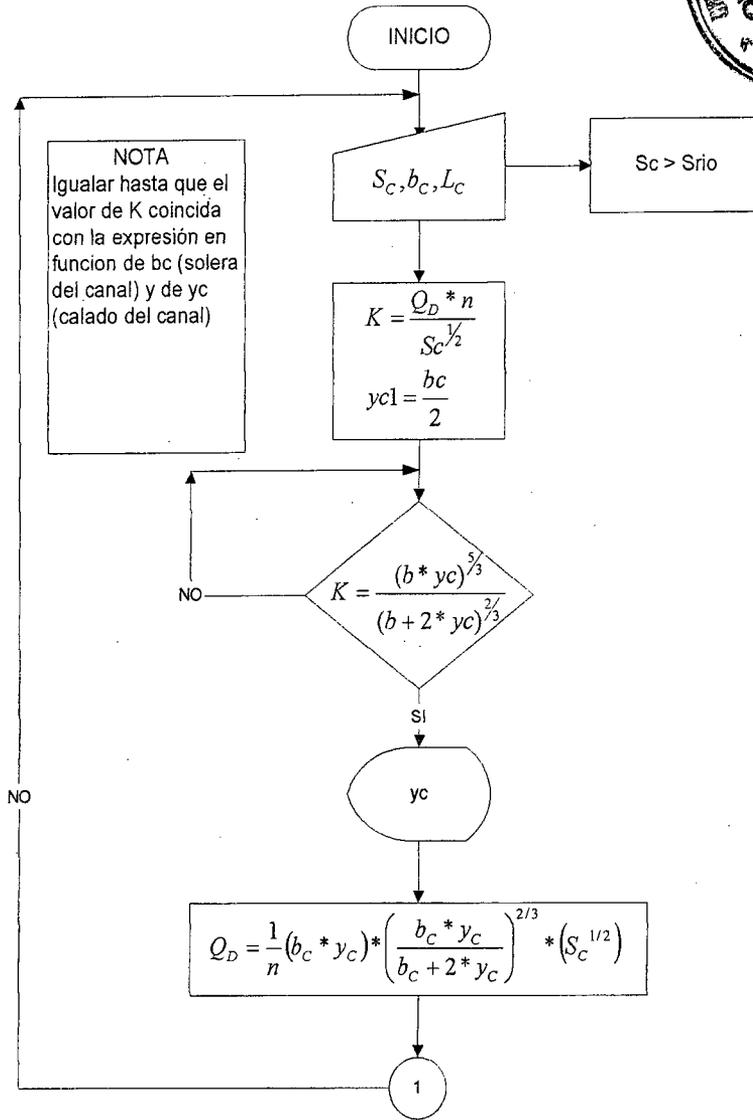


d) Diseño del Vertedero de pared delgada con descarga sumergida a la Salida del Desripiador

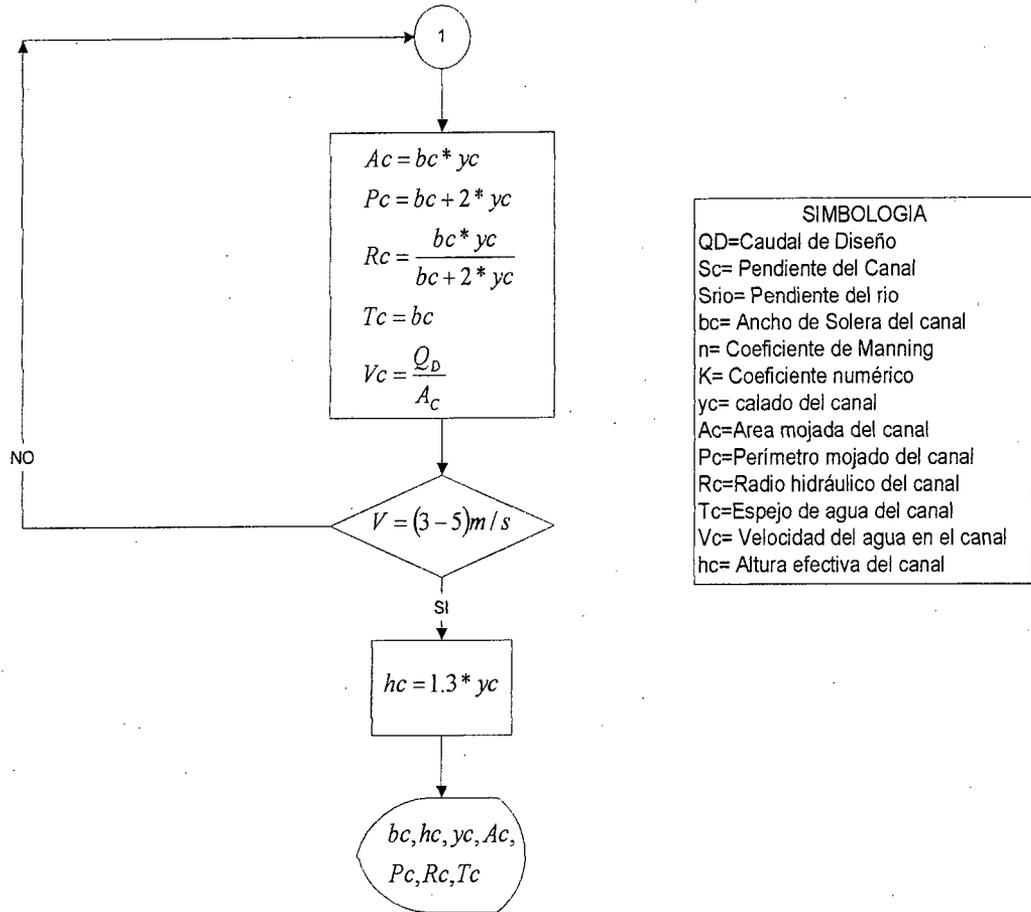




e) Diseño del canal rectangular de desfogue de la compuerta de lavado del casapiado

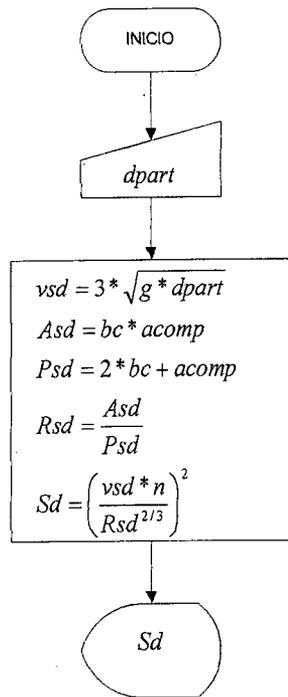


Sysriego
CAPITULO VIII



SIMBOLOGIA	
QD	= Caudal de Diseño
Sc	= Pendiente del Canal
Srio	= Pendiente del rio
bc	= Ancho de Solera del canal
n	= Coeficiente de Manning
K	= Coeficiente numérico
yc	= calado del canal
Ac	= Area mojada del canal
Pc	= Perimetro mojado del canal
Rc	= Radio hidráulico del canal
Tc	= Espejo de agua del canal
Vc	= Velocidad del agua en el canal
hc	= Altura efectiva del canal

Cálculo de la pendiente del desripiador

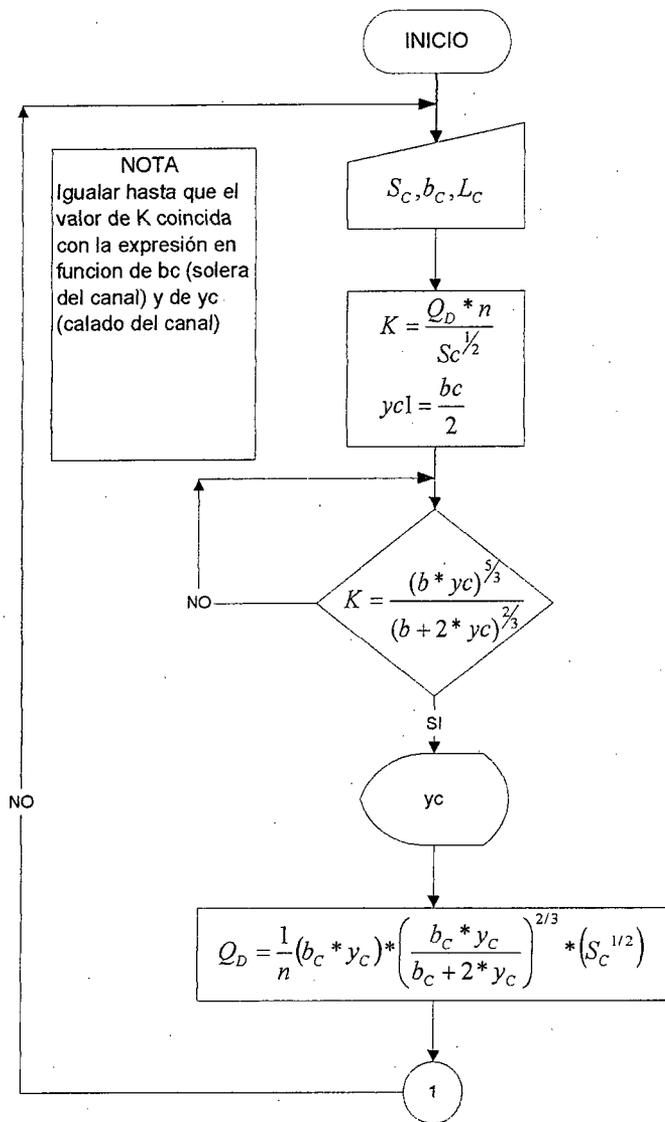


Simbología
vsd=velocidad de salida del derripador.
Asd=area de paso de agua del agua a la salida del derripador.
g=aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)
dpart=diametro de las particulas que entran al derripador.
bc=ancho en el canal de desfogue.
acom= altura de agua de la compuerta.
Psd=perimetro de paso del agua a la salida del derripador.
Rsd= radio hidráulico a la salida del derripador.
n=coeficiente de Manning.
Sd=Pendiente del derripador.

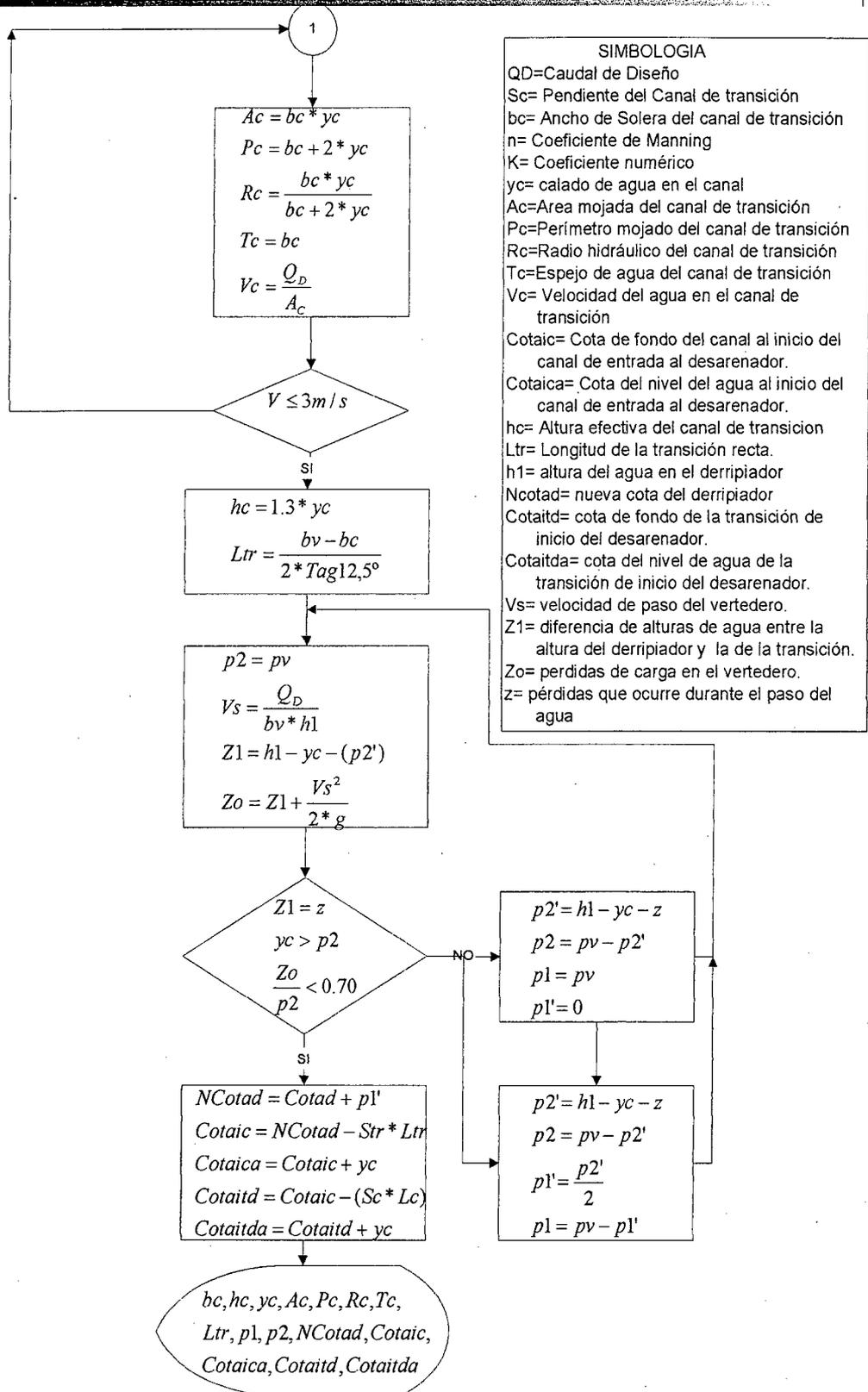
Sysriego
CAPITULO VIII

Diseño de la transición que une el Derripador con el Canal de entrada al desarenador
 Mediante transición Recta

a) Diseño del Canal de Entrada al desarenador y Longitud de la Transición Recta

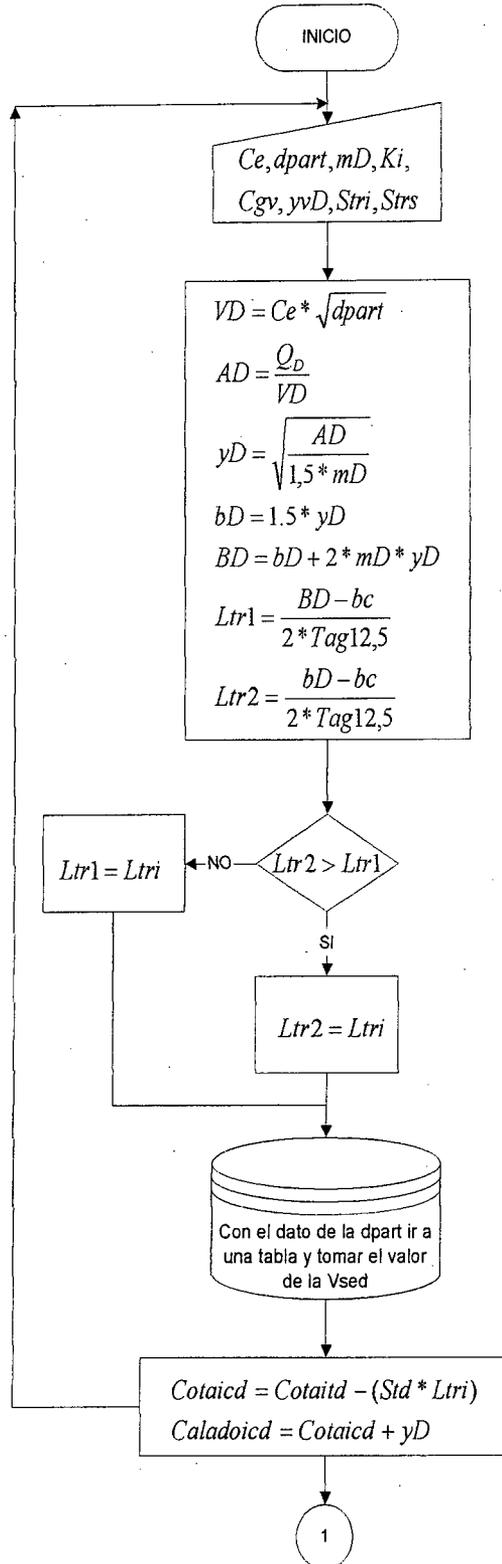


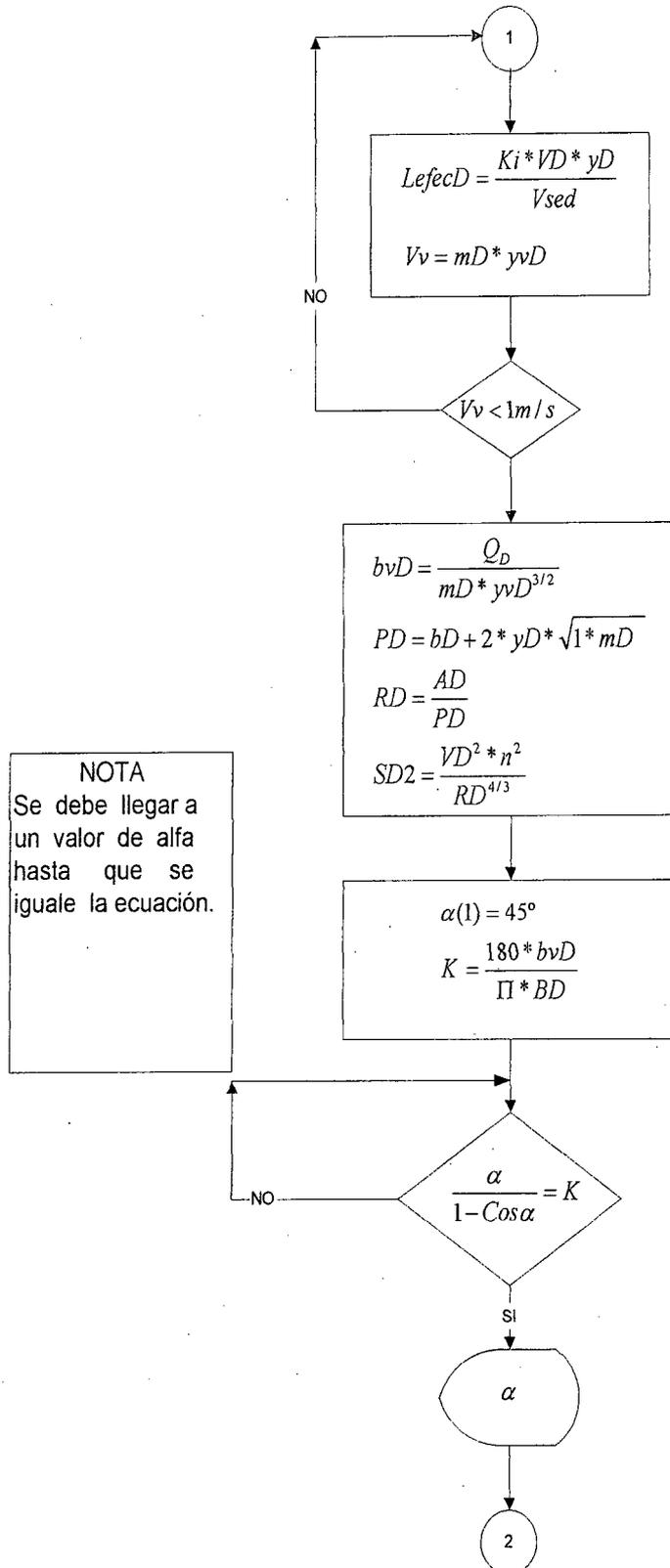
Sysriego
CAPITULO VIII



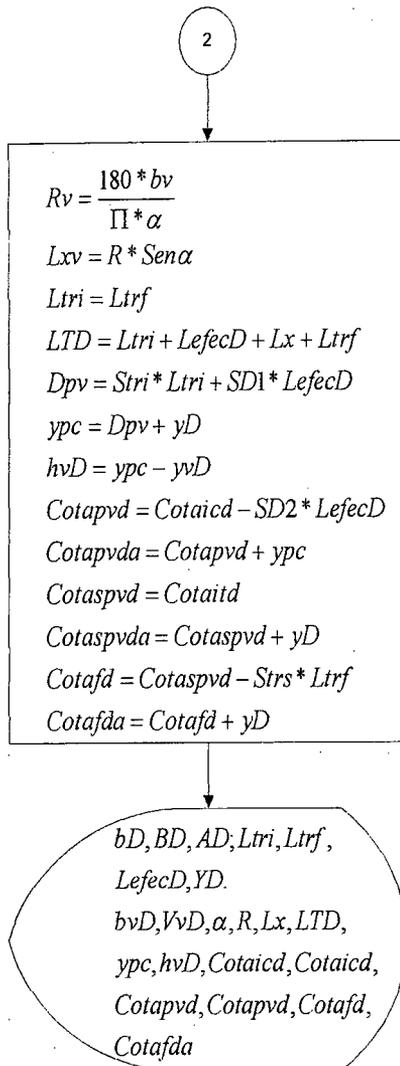
Sysriego
CAPITULO VIII

Diseño de transiciones de entrada, salida, vertedero y del Desarenador.



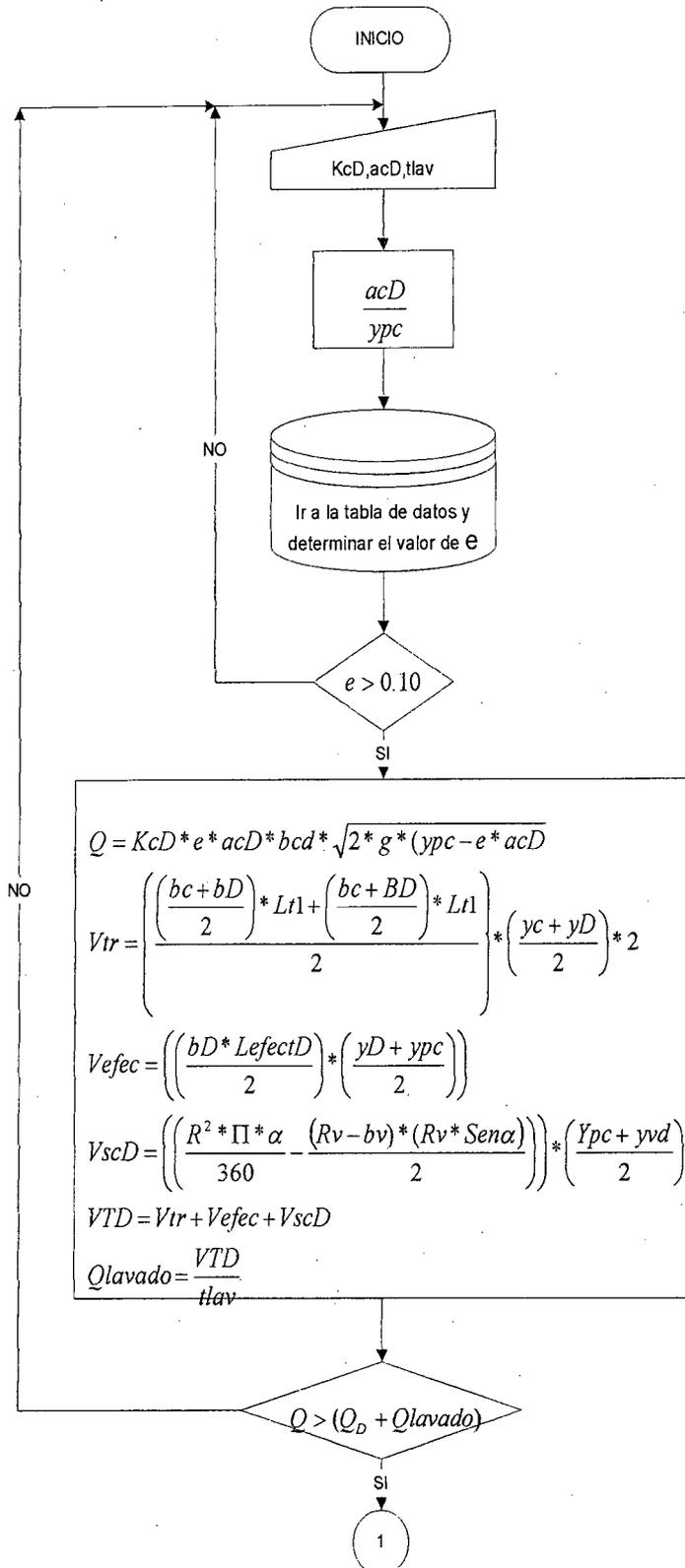


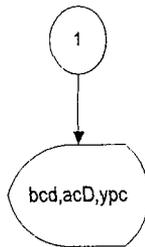
NOTA
Se debe llegar a un valor de alfa hasta que se iguale la ecuación.



Significado	
Ce=	Coefficiente experimental = 44 para valores de partículas entre (0,10 y 1 mm)
dpart=	diametro de las partículas
QD=	caudal de diseño
mD=	talud del las paredes del desarenador(0.5 y 1)
Ki=	coeficiente de acuerdo a la importancia de la obra (1.2 y 2)
Cgd=	coeficiente de gasto para vertedero (1.8 - 2)
aiv=	ángulo de inclinación para diseño del vertedero.
VD=	velocidad de diseño del desarenador.
AD=	area del desarenador
yD=	altura del agua a la entrada del desarenador.
bD=	ancho de fondo del desarenador.
BD=	ancho de la superior del desarenador.
Ltri=	longitud de la transición al inicio del desarenador.
Ltrf=	longitud de la transición al final del desarenador.
LefecD=	longitud de la cámara desarenadora.
Vv=	velocidad del agua al pasar por el vertedero.
bvD=	ancho del vertedero del desarenador.
PD=	perímetro hidráulico del desarenador.
RD=	radio hidráulico del desarenador.
SD2=	pendiente de la cámara desarenadora.
Stri=	pendiente de la transición de entrada del desarenador.
Strs=	pendiente de la transición de salida del desarenador.
Rv=	Radio de Curvatura del vertedero.
Lxv=	Proyección longitudinal del vertedero.
LTD=	longitud total del desarenador.
Dpv=	desnivel al pie del vertedero.
ypc=	altura de agua al pie de la compuerta.
hvD=	altura del vertero del desranedor.
Cotaicd=	cota de fondo al inicio de la cámara del desarenador.
Cotaitd=	cota al inicio de la transición en el desarenador.
Cotalcda=	cota del nivel de agua al inicio de la cámara desarenadora
Cotapvd=	cota de fondo al pie del vertedero del desarenador
Cotapvda=	cota del nivel de agua al pie del vertedero del desarenador
Cotafd=	cota de fondo del final del desarenador
Cotafda=	cota del nivel de agua al final del desarenador.

b) Diseño de la compuerta de lavado del desarenador.





SIGNIFICADO

KcD= coeficiente de velocidad (0.95 a 0.97)

acD= altura de paso de agua de la compuerta.

tlav= tiempo de lavado del desarenador.

ypc= carga de agua al pie de la compuerta.

e= coeficiente en función de las alturas de paso del agua y de carga

Vtr= volumen de las transiciones de entrada y de salida.

Vefec= volumen de la cámara desarenadora.

VscD= volumen de la sección en la que esta el vertedero.

VTD= volumen total del desarenador

Qlavado= Caudal de lavado del desarenador.

Q=Caudal de paso por la compuerta

Validación de resultados

Sysriego
CAPITULO VIII

DISEÑO HIDRÁULICO COMPUTARIZADO DE PROYECTOS DE RIEGO CONDUCCIÓN DE AGUA A PRESIÓN

MÓDULO 2 Obras de toma

PROYECTO: RIEGO ZAPOTILLO

INGRESOS GENERALES

Pendiente media del río	0.01	%
Longitud util de la cresta del azud	100	m
Ancho medio del río	50	m
Caudal medio anual del río	34.6	m ³ /s
Creciente máxima del río	1320	m ³ /s
Caudal de diseño	10	m ³ /s
Velocidad media del río	0.64	m/s
Cota del río en el sitio de implantación	253.5	m.s.n.m.

DISEÑO DE LA TOMA TIPO CONVENCIONAL

A.- Rejilla Desripiador_ Vertedero de paso

-Datos de ingreso:

Parámetro	Valor	
Altura del umbral de la rejilla (P1)	3.2	m
Alto de la rejilla (Hr)	1.3	m
Pérdidas estimadas z	0.1	m
Desnivel en A (vr)	1.9	m
Desnivel en B (vs)	0.6	m
Separación entre barras (s)	0.1	m
Sección de las barras de la rejilla (axb)	20 x 50	mm

Resultados:

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego	
Longitud total de la rejilla (Ltr)	9.44	9.39	m
Número de barras (Nb):	78	78	
Velocidad de entrada (Ven):	0.98	0.98	m/s
Tirante contraído (Y1):	0.189	0.16	m
Tirante conjugado (Y2):	1.227	1.36	m
Longitud del desripiador (Ldr)	5.95	6.06	m
Altura de la rejilla (P2)	1.3	1.3	m
Cota de la rejilla:	256.7	256.7	m.s.n.m.
Cota de fondo del desripiador	255.4	255.4	m.s.n.m.
Cota del vertedero:	256.7	256.7	m.s.n.m.
Cota de agua a la entrada	258	258	m.s.n.m.
Cota de agua en el desripiador	257.9	257.9	m.s.n.m.
Altura del vertedero de paso (P3)	1.3	1.3	m
Carga sobre el vertedero (Hvr):	1.2	1.2	m

Sysriego

CAPITULO VIII

B.- Transición_Canal de paso

-Datos de ingreso:

Parámetro	Valor
Ancho inicial de la transición (b1):	7 m
Ancho final de la transición (b1):	4 m
Rugosidad de las paredes (n):	0.015
Pendiente del canal de aducción (%):	0.1 %

-Resultados:

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego
Longitud de la transición (Ltr):	6.85	6.71 m
Calado en el canal de aducción (dc):	1.36	1.36 m
Franco del canal (fc):	0.44	0.41 m
Altura total del canal (hc):	1.8	1.77 m

DISEÑO DE COMPUERTAS

A.- Compuerta

-Datos de ingreso:

Parámetro	Valor
Altura del agua tras la compuerta	2.81 m
Ancho de la compuerta	2 m
Paso de agua bajo la compuerta	2 m
Coef experimental para compuertas	0.97 m

-Resultados:

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego
Caudal de paso	13.62	13.44 m ³ /s
Calado del agua a la salida	0.72	0.68 m ³ /s
Velocidad de salida	4.68	4.66 m/s

B.- Canal de desfogue

-Datos de ingreso:

Parámetro	Valor
Ancho del canal	2 m
Pendiente solera %	2.5 %
Rugosidad paredes	0.015

-Resultados:

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego
Calado en el canal	0.85	0.82 m
Caudal del canal	13.62	13.44 m ³ /s
Area hidráulica	1.7	1.64 m ²
Velocidad en el canal	0.9	0.872 m/s

Sysriego
CAPITULO VIII

D.- Desarenador

-Datos de ingreso:

Parámetro	Valor	
Diámetro de partículas a sedimentar (p):	0.5	mm
Velocidad de flujo desarenador (Vds):	0.3	m/s
Relación ancho/alto (b/d):	2	
Talud paredes del desarenador (z):	2	
Pendiente del desarenador (Jds), %:	2	%
Carga sobre el vertedero (Hds):	0.25	m
Cota al inicio de la transición:	255.88	m.s.n.m.



-Resultados:

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego	
Velocidad de sedimentación (w):	5.4	5.4	cm/s
Area hidráulica del desarenador (Ads):	3.33	33.33	m ²
Calado de agua en el desarenador:	3.65	3.65	m
Ancho en el fondo de la cámara (b1):	7.3	7.3	m
Ancho del espejo de agua (b2):	11.15	10.95	m
Altura de la sección (hds):		6.93	m
Longitud de la transición (Ltr):	16.15	17.33	m
Longitud activa de la cámara (Lcm):	26.38	27.39	m
Longitud de proyección (Lpr) :	37.85	37.92	m
Longitud total de la cámara (Lt):	81.57	82.63	m
Altura del vertedero desde el fondo (hv)	2.74	2.76	m
Ancho del vertedero (Bv):	40	40	m
Velocidad de paso por el vertedero (Vvp):	1	1	m/s
Angulo central vertedero circular (ang):	32.83	32.23	°
Radio de la curva del vertedero (Rv):	69.81	71.09	m
Cota cresta del vertedero desarenador:	256.99	256.99	m.s.n.m.
Cota fondo del vertedero desarenador:	254.25	254.23	m.s.n.m.

Sysriego
CAPITULO VIII

DISEÑO DE LA TOMA TIPO CAUCASIANA

Pendiente media del río	0.1497	%
Longitud util de la cresta del azud	8	m
Ancho medio del río	8	m
Caudal medio anual del río	0.1	m ³ /s
Creciente máxima del río	7	m ³ /s
Caudal de diseño	0.025	m ³ /s
Velocidad media del río	0.75	m/s
Cota del río en el sitio de implantación	1744.1	m.s.n.m.

A.- Rejilla de Fondo_Canal recolector

-Datos de ingreso:

Parámetro	Valor	
Longitud de la rejilla (Lr):	0.2	m
Separación entre barras (s):	0.02	m
Coefficiente de obstrucción	20	
Ancho dique (Laz):	8	m
Altura del azud (P)	0.9	m
Dimensión de los barrotes (axb):	12.5 x 38.1	mm
Cota a la entrada de la rejilla:	1744.1	m.s.n.m.

-Resultados de diseño:

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego	
Ancho de la rejilla (ar):	0.865	0.88	m
Número de barras (Nb):	26	27	
Inclinación de la rejilla (i):	11.3	11.31	°
Carga de agua en creciente (Hr):	0.55	0.54	m
Abertura de la galería (hg):	0.24	0.21	m
Ancho del canal recolector (bg):	0.2	0.2	m
Altura de seguridad de entrada (ss):	0.07	0.07	m
Cota de agua en creciente:	1744.65	1744.64	m.s.n.m.
Cota en el fondo de la galería:	1743.79	1743.79	m.s.n.m.
Cota en la cresta del dique:	1744.03	1744.03	m.s.n.m.

B.- Desripiador_Orificio de paso

-Datos de ingreso:

Parámetro	Valor	
Ancho del orificio (bo):	0.3	m
Alto de orificio (ho):	0.15	m
Alto de caída en salida de galería (hp):	0.3	m
Desnivel transición (vr):	0.25	m

Sysriego

CAPITULO VIII

-Resultados de diseño:

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego	
Tirante contraído (Y1):	0.026	0.024	m
Tirante conjugado (Y2):	0.3	0.274	m
Longitud del desripiador (Ldr):	1.36	1.24	m
Cota en el fondo del desripiador:	1743.09	1743.09	m.s.n.m.
Carga orificio_vertedero de paso (hvr):	0.12	0.12	m
Caudal producido por creciente (Qm):	0.076	0.075	m ³ /s
Caudal de excesos a desalojar (Qex):	0.026	0.03	m ³ /s
Carga sobre vertedero de excesos (Hvr):	0.09	0.08	m
Ancho del vertedero de excesos (Ave)	0.5	0.48	m

C.- Canal de paso

-Datos de ingreso:

Parámetro	Valor	
Ancho inicial de la transición (b1):	1.2	m
Ancho final de la transición (b2):	0.3	m
Rugosidad del canal	0.015	
Pendiente del canal de aducción (Jc):	0.2	%
Velocidad de circulación en canal (Vc):	0.8	m/s

-Resultados de diseño:

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego	
Calado de agua en el canal (dc):	0.1	0.11	m
Caudal máximo que circula x canal (Qc):	0.24	0.25	m ³ /s
Area hidráulica (Ah):	0.031	0.033	m ²
Perímetro hidráulico (Ph):	0.5	0.52	m
Radio hidráulico (Rh):	0.062	0.063	m
Tirante crítico (Ycr):	0.2	0.19	m
Velocidad crítica (vcr):	1.33	1.35	m/s

D.- Desarenador

-Datos de ingreso:

Parámetro	Valor	
Diámetro partículas a sedimentar (dp):	0.2	mm
Velocidad máxima de circulación (Vds):	0.2	m/s
Pendiente de fondo desarenador (Jds):	3	%
Relación alto/ancho (b/d):	2	
Cota al inicio de la transición:	1743.44	m.s.n.m.

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego	
Velocidad de sedimentación (Vsd):	0.0216	0.02	m/s
Sección transversal de la cámara (Ads):	0.125	0.12	m ²
Calado de agua a la entrada (ds):	0.1	0.11	m
Ancho de fondo de la cámara (Af):	0.5	0.5	m
Ancho de superficie de la cámara (Al):	0.5	0.5	m
Altura total de la cámara (Atc):	0.4	0.42	m
Longitud activa de la cámara (Lds):	2.8	2.87	m
Longitud de la transición (Ltr):	0.45	0.45	m
Longitud total de la cámara: (Ltt):	3.25	3.22	m

Sysriego

CAPITULO VIII

Diseño del Azud

A.- Cálculo Hidráulico:

-Datos de ingreso:

Parámetro	Valor
Escoger tipo de suelo:	Grava
Ancho del azud (Laz):	100 m
Altura del dique (P1):	4.5 m
Altura a de PI (a):	0.8 m

-Resultados de diseño:

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego
Diferencia de alturas (Hn):	5.43	5.18 m
Caudal unitario (qu):	13.2	13.2 m ³ /s/m
Altura de carga en crecida (Hcr):	3.35	3.29 m
Altura velocidad de aproximación (Ho):	0.14	0.16 m
Altura de carga total (H):	3.21	3.09 m
Altura de los muros (Atm):	7.69	8.95 m
Profundidad del zampeado (Z):	3.35	3.25 m
Tirante contraído (Y1):	0.93	1.08 m
Tirante conjugado (Y2):	5.7	5.81 m
Velocidad del pie del azud (V1):	13.21	14.21 m/s
Número de froude (F1):	4.52	4.85
Espesor del zampeado (tz):	1.15	1.1 m
Longitud del zampeado (Lz):	25.5	25.32 m
Diferencia del alturas (Tz):	11.2	11.04 m
Altura normal del río Yn o Yc:	2.42	2.61 m

B.- Cálculo Geométrico:

-Datos de ingreso:

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego
Coordenada PI (Xi):	2.18	2.09 m
Coordenada PI (Yi):	0.8	0.85 m
Coordenada Centro (Xh):	4.32	4.25 m
Coordenada Centro (Yk):	2.6	2.73 m
Pendiente en el PI (m):	2.12	2.04
Radio de curvatura R.	5.54	5.16 m
Distancia Xe:	2.14	2.16 m
Longitud Ln:	12.4	12.28 m
0.282 H:	0.561	0.522 m
0.127 H:	0.232	0.198 m

Sysriego

CAPITULO VIII

C.- Cimentación

-Datos de ingreso:

Parámetro	Valor	
Profundidad (D1):	2.95	m
Ancho (e1):	1.5	
Angulo (ang1):	45	
Longitud L2	20	
Profundidad (D2):	3	
Ancho (e2):	0.8	m
Profundidad (D3):	2.5	m
Ancho (e3):	1	m
Angulo (ang3):	45	m



-Resultados de diseño:

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego	
Recorrido total del flujo (Lcr):	68.52	70.12	m
Desnivel (Hn):	5.46	5.36	m
Longitud de recorrido A:	42.65	37.9	m
Longitud de recorrido B:	31.05	29.58	m
Longitud de recorrido C:	10.23	13.17	m
Subpresión en A:	5.41	2.27	tn/m
Subpresión en B:	4.41	2.07	tn/m
Subpresión en C:	1.1	1.87	tn/m

D.- Sistema de fuerzas:

-Resultados de diseño:

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego	
Distancia Ym	1.5	1.5	m
Fuerza de empuje (Em):	10.13	9.56	tn/m
Peso de la estructura (W):	169.94	165.23	tn/m
Posición Xw del peso:	3.5	3.21	m
(cuadro de areas)			

D.- Sistema de fuerzas:

-Resultados de diseño:

Parámetro	Valor Proyecto	Valor Sysriego	
Subpresión (Sp):	44.63	44.42	tn/m
Distancia de posición (Xwo):	4.34	4.61	m
Distancia de posición (Xso):	5.78	5.44	m
Distancia de posición (Ye):	6	5.85	m
Factor de fricción f de terreno:	4	4	
Profundidad del dentellón (Pd):	5.95	5.71	m
Longitud total de la estructura:	57.9	55.65	m
Factor de deslizamiento Kd:	4.95	4.66	
Factor de volcamiento Kv:	3.7	3.2	
Fuerza Resultante (FR):	125.77	122.13	tn/m
Brazo de momento total:	13.01	12.88	m
Excentricidad (ex):	1.78	1.69	m
Esfuerzo sobre el suelo q1:	18.8	17.76	tn/m ²
Esfuerzo sobre el suelo q2:	1.42	2.01	tn/m ²

CAPITULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

1. Se ha desarrollado el software "Sysriego" para el cálculo de cuatro funciones específicas que son: requerimiento hídrico en proyectos de riego, cálculo hidráulico de obras de toma, obras especiales, y sistemas de riego para parcelas menores a cuatro hectáreas.
2. Los principales modelos matemáticos que considera Sysriego para el cálculo del requerimiento hídrico para los cultivos están en función de fenómenos meteorológicos como son la temperatura, precipitaciones atmosféricas, humedad entre otros.
3. Los parámetros que se han considerado para llegar a la determinación de un correcto requerimiento hídrico son los siguientes: patrón de cultivos, evapotranspiración, coeficiente de desarrollo de cultivo, uso consuntivo, lluvia al 80% probable y precipitación efectiva.
4. De los distintos métodos de cálculo para el presente software, se han seleccionado modelos matemáticos que mejor se adaptan a las condiciones topográficas y climatológicas en nuestro medio para el diseño de obras de toma y especiales.
5. Se determinó que los factores necesarios a considerar en el modelo matemático para el diseño agronómico en sistemas de riego son los siguientes: tipo de cultivo, características del suelo, de sistema de riego a aplicar y las precipitaciones dadas en la zona, que conjuntamente con los factores topográficos e hidráulicos de la red nos permiten realizar el diseño de la red.

6. Se ha elaborado un submódulo de diseño para el trazado de la red apoyado en el programa AutoCad, el que nos permite dibujar el sistema de tuberías sobre la topografía en un área de terreno dada.
7. Para el presente software el manual del usuario, ha sido redactado con la finalidad de agilizar el aprendizaje mediante instrucciones que paso a paso indican de una manera sencilla el funcionamiento de software.

RECOMENDACIONES

1. Que el presente software siga evolucionando y perfeccionando en base a nuevas investigaciones y trabajos tanto en el campo de la informática como en el del diseño hidráulico.
2. Realizar un minucioso escogitamiento de aquellos métodos de cálculo que correspondan a los diseños hidráulicos más comunes realizados en proyectos reales de riego para su posterior programación.
3. Procurar que el entorno del software sea amigable para el usuario y interactivo con este, mediante la simplificación de los ingresos, la presentación mensajes de ayudas y asistencias, la graficación de elementos a diseñar etc.
4. Es conveniente que para futuros proyectos de desarrollo de software referente a cualquier rama de la ingeniería civil, de debe hacer énfasis a un sólo tema en concreto, ya que esto permitiría obtener a corto plazo un software mayor calidad.

5. Para la elección del lenguaje de programación se deben considerar aspectos tales como el aprendizaje del lenguaje, la entrada y salida de datos, el interfaz gráfico para la presentación de resultados, la familiaridad que tenga el usuario con el manejo de programas en este lenguaje, el tiempo necesario para el funcionamiento o corrida del programa.
6. Pensamos que se debe agregar al pènsum de estudios de la Escuela la materia de Riegos y drenajes para que le permita al estudiante tener un conocimiento más amplio y real sobre la problemática del riego en la provincia.
7. Recomendamos el uso del presente programa como complemento académico en las clases de Diseño hidráulico, y más materias a fines con Sysriego en otras carreras.

BIBLIOGRAFIA

www.elriego.com

www.oas.org.com

www.UNESCO.org.uy

www.editorial.cda.ulpgc.es

www.fluidos.eia.edu.com

ARMIJOS Mariana (1993), Diseño, Instalación y Evaluación técnica del Sistema de Riego por aspersion para una finca tipo en la Hoya de Loja, Tesis previa a la Obtención del título de Ingeniero Agrónomo U.N.L. Loja – Ecuador.

ARROBO Marco (1996), Estudio de Prefactibilidad para el Proyecto de Riego Sumaypamba, Tesis previa a la Obtención del Título de Ingeniero Civil, U.T.P.L. Loja – Ecuador.

AZEVEDO Netto (1976), Manual de Hidráulica, Editorial Harla, Sexta Edición, México DF.

BUREAU OF RECLAMATION (1972), Diseño de Presas Pequeñas, Compañía Editorial Continental, Mexico.

BUSTAMANTE Juan Carlos, (2001), Alternativas de diseño para la captación del proyecto de riego Zapotillo, Tesis previa a la obtención del título de Ingeniero Civil, UTPL, Loja-Ecuador.

CASTRO Hernán (2001), Diseño Hidráulico y Dibujo Computarizado de Proyectos de Agua Potable, Tesis previa a la Obtención del Título de Ingeniero Civil, U.T.P.L. Loja – Ecuador.

COLECCIÓN DE REVISTAS "FAO", (1997), Revista # 33.

CUEVA MORENO Pío, (2002), Topografía Aplicada a la Construcción de Obras Civiles, segunda edición, Loja - Ecuador.

CURSO TALLER "Principios del Diseño de Sistemas de Riego" (1996), Memoria Técnica, Facultad de Ingeniería Civil

CHRISTIANSEN J.E., Irrigation by Sprinkling. Boletin # 70, Universidad de California

ESPINOSA Enrique , (1976), Los Distritos de Riego, Compañía Editorial Continental, Cuarta Impresión, México

FAJARDO Z. José (1996), Planificación de cultivos y diseño del sistema de riego por microaspersión y goteo en la Finca "Las Palmas", Buenavista. Tesis previa a la Obtención del título de Ingeniero Agrónomo U.N.L. Loja – Ecuador.

GOMEZ POMPA Pedro, Riegos a presión, aspersión y goteo, (1975), Editorial AEDOS, 1ra Edición, España.

INPROCONSULT (1998), Estudio de Factibilidad y Diseño Definitivo del Proyecto de Riego Zapotillo, Anexo 6: "Diseño Hidráulico Estructural y Memoria de Calculo Conducción de Trasvase".

INPROCONSULT (1998), Estudio de Factibilidad y Diseño Definitivo del Proyecto de Riego Zapotillo, Anexo 8 "Memoria de Cálculo Conducciones Principales – Red de Riego, Red de Drenaje y Vial".

KROCHIN Sviatoslav (1976), Diseño Hidráulico, Editorial Universitaria, Segunda Edición, Quito – Ecuador.

MALDONADO Numa, (1980) Folleto de Riegos y Drenajes, U.N.L. Loja – Ecuador.

MATERON Muñoz Hernán, (1991), Obras Hidráulicas Rurales, Cuarta Edición.

MICROSOFT Visual Basic 6.0.(1998) , Manual del Programador, Editorial McGraw - Hill España.

OCHOA Jorge, (2003), Obras Complementarias en la Conducción 1 – C del Proyecto de Riego Zapotillo , Tesis previa a la obtención del Título de Ingeniero Civil U.T.P.L. Loja – Ecuador.

OCHOA Hector, (2001), Rediseño y control de construcción de Obras del sistema de drenaje superficial en el Proyecto de Riego Zapotillo comprendido entre abscisas 5+232 a la 15+147, tesis previa a la obtención del título de Ingeniero Civil U.T.P.L. Loja – Ecuador.

PREDESUR (2003), Plan de Desarrollo Regional del Sur, Diagnostico Regional y Sectorial. 1998 – 2003.

- PREDESUR. (1991), Proyecto de Riego Zapotillo TOMO I; Estudio Ecoclimatológico, Balance Hídrico, Requerimiento de y Síntesis Hidrológica.
- PREDESUR (1989), Proyecto de Miniriego Tabloncillo; Diseño de captación y conducción, Loja-Ecuador.
- PROYECTO "Bosque Seco", (1998) Informe "Diagnóstico Socio – Ambiental e Institucional" .
- SALDARRIAGA Juan G. (2000) , Hidráulica de Tuberías, Editorial Mc Graw Hill, Vigésimo tercera Reimpresión, Colombia.
- SEMPÉRTEGUI RIOFRÍO Fabián, (1996), Estudio de Alternativas y Métodos de Riego y Drenaje para diversos tipos de Suelos, Tesis previa a la Obtención del Título de Ingeniero Civil, U.T.P.L. Loja – Ecuador.
- SIMON Andrew L. (1986), Hidráulica Práctica, Editorial Limusa, Primera Edición, México.
- SOTELO Gilberto. (2000), Hidráulica General, Editorial Limusa, México.
- THORNE D. W. Y PETERSON H.B. (1990), Técnica del Riego, Editorial Continental décima impresión, México DF.
- TORRES Francisco (1994), Diseño, Selección e Instalación de un Sistema de Riego a presión en Yamburara, Tesis previa a la Obtención del título de Ingeniero Agrónomo U.N.L. Loja - Ecuador
- TRUEBA Samuel, (1975), Hidráulica, Editorial Continental, S.A., Décimo tercera Edición, México DF.
- VALDEZ César Enrique, (1994), Abastecimiento de Agua Potable, UNAM, cuarta edición, México DF.
- VEN TE CHOW, Hidráulica de los Canales Abiertos , Editorial Diana, sexta Edición.
- VILLON Máximo Hidráulica de Canales, (1995) Editorial Tecnológica, Primera Edición, Costa Rica.
- ZIMMERMAN Josef D.(1981), El Riego, Editorial Compañía Continental S.A. México.
- LEVI Yoshy (2000), Memoria Técnica Sistemas de riego a presión, UTPL

Loja, Ecuador.

DEPARTAMENTO DE AGRICULTURA DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA (1975), Colección Ingeniería de Suelos, Riego por Aspersión, Editorial DIANA, Primera edición, México D.F.