

Krochin
Sviatoslav



628.1
K931d
Ej. 7
2010

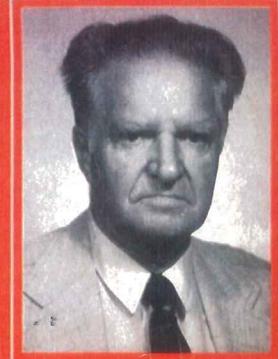
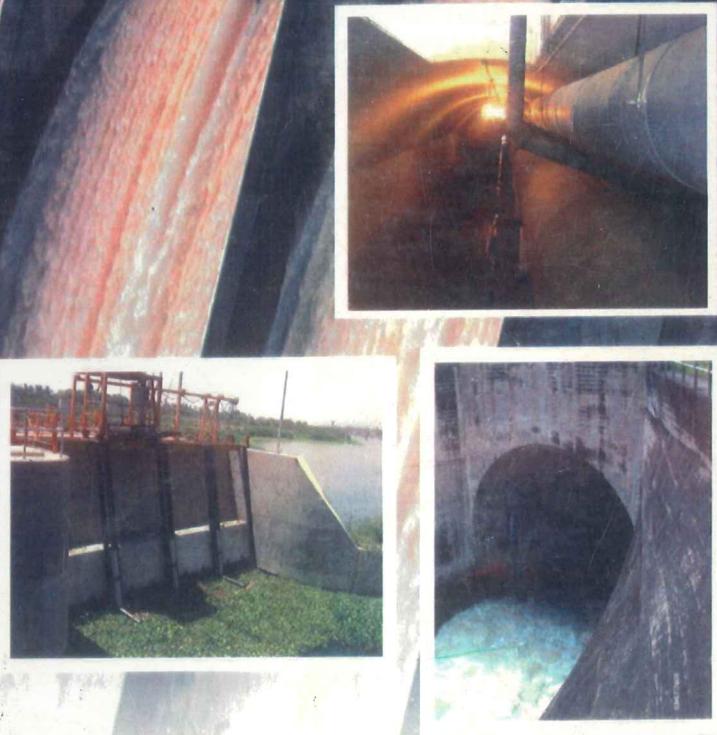
HIDRÁULICO Sviatoslav Krochin



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA
La Universidad Católica de Loja

Diseño HIDRÁULICO

Sviatoslav Krochin



SVIATOSLAV KROCHIN nació en FINLANDIA en 1927 y adoptó la nacionalidad Ecuatoriana en 1951.

Se graduó Ingeniero Civil en la Universidad Central en 1953 y recibió el Premio al mejor egresado de los seis años. Master of Science en Ingeniería Hidráulica y Mecánica de Suelos en la Universidad de Minnesota en 1955.

Diploma en Ingeniería Hidráulica en Delft, Holanda en 1958.

Seminario sobre pequeñas centrales hidroeléctricas en Roma, Italia en 1984 y 1986

Experiencia profesional.

1953-1965 trabajó en la Caja Nacional de Riego (después INERHI)
1965-1972 en la firma consultora

INCONEC

1972-1976, Director Técnico del proyecto Pita Tambo en la Empresa de Agua Potable de Quito.

1976-1979 Jefe del proyecto Puyango Tumbes para la Subcomisión Ecuatoriana

PREDESUR

1979-1993 Jefe de Proyectos y Superintendente en INECEL (Instituto Ecuatoriano de Electrificación).



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA
La Universidad Católica de Loja

Diseño

Sviatoslav Krochin

DISEÑO HIDRÁULICO

© Sviatoslav Krochin

UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA

Diseño portada e impresión:

Editorial de la Universidad Técnica Particular de Loja

Call Center: 593 7 / 2588730, Fax: 593 7 / 2573158

C.P.: 11-01-608

www.utpl.edu.ec

San Cayetano Alto s/n

Loja · Ecuador

ISBN-978-9942-00-705-6

Reservados todos los derechos conforme a la ley. No está permitida la reproducción total o parcial de este libro, ni su tratamiento informático, ni la transmisión de ninguna forma o por cualquier medio, ya sea electrónico, mecánico, por fotocopia, por registro u otros métodos, sin el permiso previo y por escrito de los titulares del Copyright.

Tercera edición

Julio, 2011

300 ejemplares

PRÓLOGO A LA PRIMERA EDICIÓN

En el presente trabajo se ha querido compilar sistemática y ordenadamente los criterios y principios en los que se basa el diseño de obras hidráulicas comunes en el país.

Se ha tratado de presentar los métodos de diseño en la forma más sencilla, evitando los casos poco usuales. Algunos de estos métodos son aproximados y se recalca por lo tanto el hecho que este texto es básicamente de orientación y es responsabilidad del proyectista ampliar o refinar los cálculos siempre que las condiciones de una determinada obra así lo exijan.

En un trabajo de esta naturaleza, el autor ha utilizado numerosas fuentes de información y se cita la bibliografía respectiva aunque es posible que inadvertidamente se haya omitido alguna referencia.

Algunas partes del trabajo son ligeras modificaciones de artículos publicados por el autor en distintas revistas, entre ellas principalmente la revista Riego del Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos y de los copiados de un curso de diseño hidráulico para post-graduados dictado por el mismo en la Universidad Central del Ecuador.

Es la esperanza del autor que la compilación y unificación del material sean suficientemente claras y que este libro sea de alguna utilidad para los ingenieros que realizan este tipo de trabajo.

PRÓLOGO A LA SEGUNDA EDICIÓN

Se han corregido los errores detectados y se ha tratado de hacer más claro el texto suprimiendo información irrelevante y aclarando y ampliando puntos obscuros.

El autor agradece a todas las personas que con su crítica constructiva o en otra forma lo han ayudado y expresa la esperanza de haber conseguido algunas mejoras en esta edición, haciendo la obra más útil.

PRÓLOGO A LA REIMPRESIÓN CORREGIDA DE LA TERCERA EDICIÓN.

El presente libro, que consiste en una reimpresión corregida de su tercera edición, nace con el propósito de refrescar aquellos contenidos teórico – prácticos que su autor, el Ing. Sviatoslav Krochin, desde 1968 – año de su primera edición – tiene la generosidad de brindarnos en el tema del diseño de obras hidráulicas.

En el mismo, se agrupan estratégicamente, los temas que con la suficiente profundidad científica, perfeccionada narrativa de su estado del arte y acertada orientación práctica, mediante doce capítulos, para orientar el quehacer de los profesionales involucrados en la Ingeniería Hidráulica, así como también servir de guía práctica en los instantes de cálculo y diseño que profesional alguno desee incurrir.

Entre los primeros cuatro capítulos, el autor efectúa un conciso ‘paratexto’ relacionado con los recursos hidráticos, sus fuentes y las obras hidráulicas en general.

En los capítulos cinco y seis, se muestra adecuadamente los temas concernientes a un nudo de control e inyección, me refiero a obras de captación y desarenadores. En los capítulos siete y ocho, se describen las obras hidráulicas que permiten el trasiego de agua, como canales abiertos, túneles, acueductos, alcantarillas, sifones, aliviaderos y rápidas, principalmente.

Los proyectos de aprovechamientos hidráulico se exponen en los capítulos nueve y diez, en estos se desarrollan los temas de obras hidráulicas para riego e hidroeléctricos, respectivamente.

La revisión al aspecto hidrológico necesario para el dimensionado de obras hidráulicas se expone en el capítulo once; y, en el capítulo doce, varias nociones de hidráulica, entre ellas compuertas, vertederos, tipos de flujo, perfiles hidrodinámicos y salto hidráulico, entre otros de semejante

Es preciso testimoniar a nombre de muchos colegas profesionales, y en el mío propio, el sentimiento de gratitud al autor, por permitirnos contar con esta obra técnica, que se la puede considerar entre los textos mejor aprovechados de nuestro país y de la región.

Holger Benavides Muñoz

CONTENIDO

1. Introducción.....	1
2. Principios de la utilización de recursos hidráulicos.....	6
3. Generalidades sobre ríos.....	13
4. Clasificación de obras hidráulicas.....	21
5. Obras de captación.....	22
5.1 Obras de toma de ríos de montaña.....	25
5.1.1. Tomas convencionales.....	25
5.1.1.1. Ubicación y forma de construcción de la toma.....	27
5.1.1.2. Reja de entrada.....	29
5.1.1.3. Desripiador.....	32
5.1.1.4. Transición.....	35
5.1.1.5. Regulación de la creciente.....	40
5.1.1.6. Cálculo del azud.....	45
Forma del vertedero.....	45
a) Estabilidad del azud.....	51
b) Disipación de energía.....	54
c) Protección de las orillas.....	60
5.1.1.7. Movimiento del agua bajo las presas.....	60
Método de Bligh.....	61
Método de Lane.....	63
Método hidrodinámico.....	66

Método gráfico.....	72
Comparación de métodos.....	75
5.1.1.8. Cálculo del dentellón.....	88
5.2 Toma de rejilla de fondo.....	90
5.3 Cálculo de la rejilla.....	94
5.3.1. Cálculo de la galería.....	103
5.4 Tomas en ríos de llanuras.....	112
5.4.1. Cálculo del remanso producido.....	113
6. Desarenadores.....	120
6.1 Generalidades.....	120
6.2 Desarenador de lavado intermitente.....	121
6.2.1. Descripción.....	121
6.2.2. Diseño.....	126
6.3 Desarenador de cámara doble.....	129
6.4 Desarenador de lavado continuo.....	130
7. Obras de conducción.....	136
7.1 Definición.....	136
7.2 Criterios para el trazado.....	136
7.3 Canales abiertos.....	138
7.3.1. Sección transversal.....	138
7.3.2. Altura de seguridad.....	150
7.3.3. Filtración de canales.....	151

7.3.3.1. Exposición del problema.....	151
7.3.3.2. Factores que afectan la filtración.....	151
7.3.3.3. Fórmulas utilizadas para canales no revestidos.....	154
7.3.3.4. Pérdidas en canales revestidos.....	157
7.3.3.5. Pérdidas totales.....	157
7.3.3.6. Medición en el terreno.....	161
7.3.4. Velocidades admisibles.....	162
7.3.5. Revestimiento en canales.....	165
7.3.5.1. Finalidad y justificación.....	165
7.3.5.2. Diferencias entre tipos de revestimientos.....	166
7.4 Túneles.....	177
7.4.1. Generalidades.....	177
7.4.2. Diseño de la sección.....	179
7.4.3. Revestimiento de túneles.....	190
7.4.3.1. Consideraciones sobre el terreno.....	190
7.4.3.2. Cálculo del revestimiento.....	193
7.4.4. Construcción de túneles.....	200
7.4.4.1. Métodos utilizados.....	200
7.4.4.2. Túnel piloto.....	202
7.4.4.3. Entibaciones.....	205
7.4.4.4. Fases de la construcción.....	206
7.4.4.5. Velocidades de construcción.....	215

7.4.4.6. Medidas de seguridad.....	216
8. Obras especiales en canales.....	220
8.1 Cruces de quebradas y depresiones.....	220
8.1.1. Acueductos.....	220
8.1.2. Rellenos.....	221
8.1.3. Sifones.....	224
8.2 Pasos de aguas lluvias.....	226
8.3 Aliviaderos.....	226
8.3.1. Criterios de diseño.....	226
8.3.2. Aliviaderos en forma de vertedero.....	228
8.3.3. Aliviaderos en forma de sifón.....	236
8.3.4. Ondas de traslación.....	242
8.4 Rápidas.....	247
8.4.1. Canales de gran pendiente.....	248
8.4.1.1. Normas de diseño.....	248
8.4.1.2. Curvas verticales de enlace.....	251
8.4.1.3. Curvas horizontales.....	253
8.4.1.4. Aireación.....	254
8.4.1.5. Formación de ondas.....	256
8.4.1.6. Deflectores.....	258
8.4.2. Rápidas en forma de escalera.....	261
8.4.2.1. Descripción general.....	261

8.4.2.2. Diseño hidráulico.....	262
8.4.2.3. Diseño estructural.....	265
8.4.3. Rugosidad artificial.....	269
9. Obras para riego.....	277
9.1 Principios generales.....	277
9.2 Uso consuntivo.....	277
9.3 Lluvia probable.....	278
9.4 Lluvia efectiva.....	279
9.5 Eficiencia.....	279
9.6 Requerimiento de riego.....	281
9.7 Conducción del agua.....	281
9.8 Distribución del agua.....	282
9.9 Partidores y medidores.....	283
10. Obras para aprovechamientos eléctricos.....	293
10.1 Tanque de presión.....	296
10.1.1. Generalidades.....	296
10.1.2. Entrada de aire.....	297
10.1.3. Volumen del tanque de presión.....	299
10.1.4. Rejillas.....	307
10.2 Tubería de presión.....	309
10.2.1. Cálculo del diámetro.....	309
10.2.2. Número de tuberías.....	311

10.2.3. Variación del diámetro.....	311
10.2.4. Trazado y colocación de la tubería.....	319
10.3 Apoyos y anclajes.....	321
10.3.1. Cálculo de fuerzas.....	321
10.3.2. Apoyos intermedios.....	325
10.3.3. Diseño de anclaje.....	325
10.4 Golpe de ariete.....	330
10.5 Chimenea de equilibrio.....	339

APÉNDICES

11. Datos hidrológicos.....	345
11.1 Caudal de diseño.....	345
11.2 Curva de distribución de frecuencias.....	346
11.3 Curva de duración.....	349
11.4 Cálculos de creciente.....	353
11.4.1. Determinación de crecientes con fórmulas empíricas....	357
11.4.2. Determinación en función de las características del río...	363
11.4.3. Métodos estadísticos.....	373
11.4.4. Hidrograma unitario.....	377
12. Nociones básicas de hidráulica.....	383
12.1 Cálculo de compuertas.....	383
12.2 Cálculo de vertedero.....	386
12.3 Flujo en cauces abiertos.....	389

12.3.1. Flujo uniforme.....	389
12.3.2. Flujo no uniforme.....	404
12.3.3. Ecuación general del movimiento no uniforme.....	409
12.3.4. Curvas de remanso.....	410
12.3.5. Integración de la ecuación de movimiento no uniforme..	412
12.3.6. Cambios de gradiente.....	415
12.3.7. Resalto hidráulico.....	415
12.3.8. Pérdidas de energía en el resalto.....	417
12.3.9. Longitud de resalto.....	420

ÍNDICE DE CUADROS, TABLAS, FIGURAS Y GRÁFICOS

Cuadro	Pág.
1 – 1 Datos de algunos ríos.....	3
3 – 1 Cantidad de sedimentos en cuencas.....	18
5 – 1 Coeficiente para transición.....	36
5 – 2 Condiciones a la salida de transición.....	38
5 – 3 Valores de corrección perfil Creager.....	48
5 – 4 Cooordenadas perfil Creager.....	48
5 – 5 Coeficiente de sumersión para vertedero hidrodinámico.....	49
5 – 6 Relación entre ancho y carga del azud.....	51
5 – 7 Coeficiente de fricción del hormigón.....	52
5 – 8 Coeficiente C de acuerdo al tipo de terreno.....	62

5 – 9 Coeficientes de permeabilidad.....	74
5 – 10 Coeficiente en función de la longitud de zampeado.....	89
5 – 11 Espaciamiento entre barrotes.....	100
5 – 12 Selección del número de barrotes.....	101
5 – 13 Ancho de rejilla.....	101
5 – 14 Espesor de barrotes.....	103
5 – 15 Perfil de fondo.....	106
7 – 1 Pendientes en taludes de canales.....	142
7 – 2 Coeficientes K para diferentes valores de m.....	145
7 – 3 Valores de f de acuerdo a la pendiente y talud de corte.....	148
7 – 4 Pérdidas de caudal en canales.....	153
7 – 5 Coeficiente de permeabilidad del suelo según Etcheverry.....	154
7 – 6 Coeficiente de permeabilidad del suelo según Davis & Wilson.....	155
7 – 7 Coeficiente de permeabilidad del suelo según Punjab.....	155
7 – 8 Coeficiente de permeabilidad del suelo según Moritz.....	156
7 – 9 Velocidades máximas no erosivas.....	164
7 – 10 Relación entre resistencia y profundidad de canales.....	164
7 – 11 Características hidráulicas de túneles.....	182
7 – 12 Secciones circulares parcialmente llenas.....	183
7 – 13 Coeficiente de corrección f para diferentes materiales.....	194
7 – 14 Relación entre presión horizontal y presión vertical.....	195
7 – 15 Tiempo de desgaste en la perforación.....	208

7 – 16 Máxima carga recomendada de una rueda.....	212
7 – 17 Dimensiones recomendadas de durmientes de madera.....	212
7 – 18 Avance por frente de trabajo.....	216
8 – 1 Relación aire agua.....	271
10 – 1 Relación entre número de tuberías y costo.....	311
10 – 2 Relación entre carga estática, longitud y diámetro.....	314
10 – 3 Coeficiente de rozamiento f de diferentes materiales.....	322
11 – 1 Valores de T según Ribkin.....	354
11 – 2 Coeficiente de escorrentía K	359
11 – 3 Valores de E	375
12 – 1 Valores de e de compuerta.....	386
12 – 2 Rugosidad de las paredes del cauce.....	393
12 – 3 Coeficiente n según material del cauce.....	393
12 – 4 Coeficiente K de Bazin.....	394
12 – 5 Relación d/b (K).....	398
12 – 6 Relación d/b (K').....	401
Tabla	Pág.
5 – 1 Cálculo de la primera transición.....	37
5 – 2 Cálculo de la segunda transición.....	39
5 – 3 Cálculo definitivo de transición.....	40
5 – 4 Cálculo de la galería.....	106
5 – 5 Comprobación del cálculo de la galería.....	111

6 – 1 Velocidades de sedimentación.....	127
7 – 1 Cálculo de diferentes tipos de sección.....	143
7 – 2 Diseño de un canal revestido.....	149
7 – 3 Cálculo de la sección interna del túnel.....	190
7 – 4 Cálculo de la sección sobre arranque del túnel.....	190
8 – 1 Diseño de rápidas.....	250
8 – 2 Rediseño de rápidas.....	250
8 – 3 Relación entre base y ancho de rápidas.....	274
8 – 4 Resumen de cálculo de la rápida.....	275
10 – 1 Cálculo del diámetro de la tubería.....	317
11 – 1 Datos de precipitaciones máximas diarias.....	360
11 – 2 Periodos de retorno.....	361
11 – 3 Cálculo de la variación de caudal entre calados.....	372
11 – 4 Re cálculo de la variación de caudal con división de sección.....	372
Figura	Pág.
5 – 1 Esquema toma convencional.....	25
5 – 2 Transición.....	36
5 – 3 Esquema de entrada a la captación.....	43
5 – 4 Estabilidad del azud.....	50
5 – 5 Diagramas de flujo.....	68
5 – 6 Diagramas de flujo.....	69
5 – 7 Diagrama de subpresiones según Bligh Lane.....	76

5 – 8 Diagrama de subpresión en el zampeado.....	76
5 – 9 Diagrama de subpresión en el zampeado.....	77
5 – 10 Diagrama de subpresión en el zampeado.....	77
5 – 11 Tres casos de subpresión.....	78
5 – 12 Diagrama de flujo.....	85
5 – 13 Esquema dentellón.....	86
5 – 14 Sección longitudinal del azud.....	91
5 – 15 Sección longitudinal del azud y galería.....	92
5 – 16 Coordenadas de borde superior de la rejilla.....	94
5 – 17 Esquema del remanso producido.....	114
5 – 18 Remanso.....	116
6 – 1 Esquema de desarenador.....	122
6 – 2 Ubicación del vertedero.....	133
7 – 1 Valores de inclinación del talud.....	139
7 – 2 Cálculo de canales de mínimo perímetro.....	180
8 – 1 Esquema de aliviadero.....	228
8 – 2 Esquema de sifón.....	237
8 – 3 Ondas de traslación.....	242
8 – 4 Curvas verticales de enlace.....	251
8 – 5 Formación de ondas.....	258
8 – 6 Deflectores.....	259
8 – 7 Esquema de escalera típica.....	262

8 – 8 Esquema de relación entre altura de caída y longitud.....	266
8 – 9 Esquema de relación entre altura de caída y longitud.....	266
9 – 1 Relleno de canales.....	282
9 – 2 Ubicación orificio respecto al vertedero.....	289
9 – 3 Esquema vertical de diferente altura.....	290
9 – 4 Esquema de cajón de diferente altura.....	291
10 – 1 Aprovechamiento hidroeléctrico por derivación directa.....	295
10 – 2 Esquema de tanque de presión.....	297
10 – 3 Esquema de volumen de presión.....	300
10 – 4 Variación de caudales.....	304
10 – 5 Curva de masas.....	305
10 – 6 Esquema de alineación de tubería de presión.....	315
10 – 7 Dirección y sentido de fuerzas.....	324
10 – 8 Colocación de tuberías en anclajes.....	329
10 – 9 Esquema de golpe de ariete.....	333
10 – 10 Gradiente hidráulico.....	334
11 – 1 Curva de distribución de frecuencias.....	348
11 – 2 Curva de duración.....	349
11 – 3 Corte transversal del río.....	371
11 – 4 Variación de caudales.....	373
12 – 1 Esquema de una compuerta.....	383
12 – 2 Esquema de compuerta sumergida.....	384

12 – 3 Esquema de vertedero.....	388
12 – 4 Flujo no uniforme.....	405
12 – 5 Curvas de remanso.....	411
12 – 6 Curvas de remanso.....	412
Gráfico	Pág.
Gráf. 1 Pérdidas en tuberías.....	117
Gráf. 2 Cálculo de túneles.....	184
Gráf. 3 Cálculo de túneles.....	185
Gráf. 4 Espesor de revestimiento en túneles.....	196
Gráf. 5 Caudal en vertederos laterales.....	231
Gráf. 6 Diagrama de Moody.....	391
Gráf. 7 Pérdida en el resalto.....	419

NOTACIÓN

a -	ángulo, coeficiente	A -	área
B y b -	ancho normal al flujo	C -	coeficiente
c -	celeridad de la onda	D -	diámetro
d -	profundidad de agua	E -	Energía, Empuje o Módulo de elasticidad
e -	eficiencia	F -	Fuerza
f -	coeficiente de fricción, coeficiente	G -	peso
g -	9.8 m/s ²	H -	carga total
h -	pérdida de carga pendiente geométrica	J -	pendiente hidráulica
K y k -	coeficientes	M -	coeficiente de vertedero, momento
L y l -	Longitud paralela al flujo	N -	fuerza normal, potencia
m -	masa, talud	P -	perímetro mojado
n -	coeficiente de Manning	Q -	caudal
p -	presión	R -	radio hidráulico
q -	caudal por unidad de ancho	S -	sub presión
r -	radio	T -	peso de tierra, carga total
s -	coeficiente sumersión, esfuerzo, separación	U -	uso consumtivo
t -	grueso, tiempo	V -	fuerza vertical
u -	componente de turbu- lencia	W -	momento resistente, veloci- dad de sedimentación
v -	velocidad	X -	abscisa
w -	peso específico	Y -	ordenada
x -	signo de producto		
y -	ordenada o altura		
Z y z -	desnivel		

1. INTRODUCCIÓN

Después del aire que respiramos, el agua es el elemento más esencial para el hombre. Sin el agua la vida animal o vegetal es imposible. También es el medio más eficiente para la transferencia de calor, de energía y el solvente más universal que se conoce. Encauzada en canales nos provee del medio más económico para el transporte pesado y sirve también como un vehículo cómodo para la eliminación de toda clase de desechos. Por esto el aprovechamiento de los recursos hidráulicos es uno de los aspectos más importantes en el desarrollo de la humanidad.

El agua desempeña siempre un papel primordial en la vida del hombre y con el crecimiento cultural de la humanidad su utilización se hace cada vez mayor. Para el hombre primitivo el agua era solamente parte de su alimentación, después aprendió a utilizarla para la navegación, muchos miles de años mas tarde para riego y sólo recientemente como fuente de energía motriz.

En todas estas formas de utilización el problema principal ha sido la escasez de agua.

Esto a simple vista es difícil de creer pues alrededor de las tres cuartas partes de la superficie están cubiertas por mares y desde el espacio la tierra se vería como un planeta acuoso.

El hecho es que mucha gente olvida que el agua de los mares es salada, o sea inapta para el consumo de seres vivos y se encuentra por debajo de cualquier terreno, no pudiendo por lo tanto, ser utilizada por gravedad. Por este motivo no se aprovecha el agua de los océanos salvo para navegación, pesca y otros objetivos ajenos a este curso.

Se calcula que la cantidad de agua libre existente es de alrededor de $1.35 \times 10^9 \text{ km}^3$, pero de esta el 97.3% está en forma de océanos y mares o sea que es inapta para ser bebida. Del resto que es dulce (0.7%) más de las tres cuartas partes está en forma de hielo y nieve en las regiones polares y en los glaciares de las altas montañas.

Bajo la influencia del calor solar se evaporan cantidades enormes de agua, que se condensan en la atmósfera y caen nuevamente en forma de lluvia.

La cantidad total de agua evaporada en un año es de 510 000 km³ de los cuales la mayor parte cae sobre el océano y solamente una quinta parte cae sobre los continentes. Aquí una parte escurre superficialmente hacia los ríos y lagos, otra se infiltra y otra se evapora nuevamente.

Es interesante anotar que observaciones realizadas durante muchos años demuestran que no hubo ninguna variación substancial, ni en el nivel de los mares, ni en el caudal de los ríos o sea que el volumen total de agua es constante y existe equilibrio entre el vapor que pierden los océanos y el agua que regresa de los continentes.

Sin embargo este panorama cambió debido al efecto invernadero, con el calentamiento del planeta el hielo de Antártida, del Ártico y de las montañas se está fundiendo y el nivel del mar está subiendo.

El volumen de agua dulce existente dentro de los ríos y lagos es de aproximadamente un millón de kilómetros cúbicos o sea no llega ni a un milésimo del total. De este volumen, el realmente aprovechable es el de los ríos cuyo caudal sumado da un promedio de 37 000 km³/año (Bibl. 1-3).

En el cuadro adjunto se presentan los caudales medios de los ríos más largos del mundo, cerca o en la desembocadura.

A pesar de que la cantidad de agua aprovechable es tan pequeña, comparada con la total, tiene una importancia enorme en la vida del hombre.

La utilización del agua por el hombre se dificulta por la discrepancia entre la demanda y la existencia de este elemento.

El agua está distribuida en forma muy desigual sobre el planeta. Hay zonas pantanosas sujetas a permanentes inundaciones donde la vida es precaria y hay desiertos donde por falta de agua, la vida es imposible.

Por ejemplo, en los Estados Unidos, los 17 Estados occidentales constituyen alrededor del 60% del área del país pero reciben solamente el 25% de la cantidad total de agua disponible.

Además, el régimen de los ríos es variable con el tiempo. En ciertas épocas del año, el caudal del río puede ser muy pequeño o inclusive llegar a anularse. En otras, grandes masas de agua fluyen hacia el mar sin ser

aprovechadas, y, en ocasiones, causan inundaciones destrucción de orillas y puentes y otros daños.

**CUADRO N.- 1 -1
DATOS DE ALGUNOS RÍOS (BIBL. 1-1)**

Ríos		Longitud en km.	Cuenca en miles de km²	Caudal medio en miles m³/s	Rendimiento de la cuenca L/s-Km²
1.	Amazonas - Ucayali	6 580	7 050	200.0 ⁽¹⁾	28.40
2.	Nilo	6 450	2 870	3.4	1.18
3.	Misouri - Misisipi	6 380	3 300	18.0	5.45
4.	Yangtse	5 590	1 940	36.0	18.56
5.	Congo	4 700	3 750	50.0	18.75
6.	Mackensie	4 600	1 700	14.0	8.23
7.	Lena	4 500	2 420	15.7	6.50
8.	Yenisey	4 500	2 700	20.0	6.50
9.	Amur	4 450	2 050	11.0	5.35
10.	Paraná - La Plata	4 240	3 100	25.0	8.06
11.	Hoang Ho	4 200	980	3.3	3.36
12.	Mekong	4 184	800	16.0	20.00
13.	Niger	4 160	2 100	8.6	4.10
14.	Ob	4 000	2 950	12.7	4.31
15.	Volga	3 685	1 350	8.0	5.77
16.	San Lorenzo	3 060	1 270	7.8	6.14
17.	Bramaputra	2 900	670	12.0	17.90
18.	Indo	2 800	960	6.4	6.67
19.	Danubio	2 776	820	1.2	1.46
20.	Ganges	2 700	1 060	14.1	13.30

(1) Medido por U.S. Geological Survey (Bibl. 1 - 2)

También el agua raramente se encuentra en el nivel en el cual se la quiere aprovechar. Generalmente hay que traerla desde lejos o utilizar bombas

para ganar altura.

Por esto, en la utilización de recursos hidráulicos, es necesaria regular tanto la cantidad como el nivel de agua. Esta intervención del hombre en los procesos naturales requiere de la construcción de diferentes estructuras hidráulicas. La ciencia aplicada que estudia el diseño y los métodos de construcción de las mismas, se llama Hidrotécnica.

La Hidrotécnica está íntimamente relacionada con otras ciencias de la Ingeniería entre las cuales las principales son:

La Hidráulica que estudia las leyes que gobiernan el comportamiento del agua en reposo y en movimiento.

La Hidrología que estudia el régimen y la actividad de las aguas superficiales.

La Topografía permite conocer la forma del relieve de una zona y ubicar correctamente las obras.

La Geología y la Mecánica de Suelos que permiten evaluar el tipo de materiales sobre los cuales se construirán las obras.

La resistencia de materiales, teoría de las estructuras y otras, que permiten hacer el diseño de obras estables y resistentes.

BIBLIOGRAFÍA N.- 1

1. ZARUBAIK N - ILUSIONES, PROYECTOS, REALIDAD (R) * LEN INGRADO 1966
 2. CIVIL ENGINEERING - ASCE. DECEMBER 1965
 3. BEREZINSKI A.R – Construcciones Hidrotecnicas (R) Moscú 1965
- * La letra (R) indica que la referencia bibliográfica es en idioma Ruso.

2. PRINCIPIOS DE LA UTILIZACIÓN DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS.

La cantidad total aprovechable de agua en el mundo es muy pequeña y generalmente no se encuentra ni en el sitio ni en el momento en que se la necesita.

Además, las necesidades de agua aumentan y de año en año su falta se siente en forma más aguda. Esta escasez de agua está determinada para dos factores:

- 1) El aumento explosivo de la población en el mundo.
- 2) El aumento de la demanda por habitante, condicionada por la elevación del nivel de vida, industrialización, extensión de cultivos, etc.

Por ejemplo, según G.A. Hathaway (Bibl. 2-1), en el año 1900 en los Estados Unidos se consumía en promedio (incluyendo agua potable, riego, industrias, etc.) 2000 L/hab/día. En el año 1950, esta dotación subió a 4000 L/hab/día y la población se duplicó. Esto quiere decir, que en 50 años, el total de agua consumida se habría cuadruplicado. La cantidad total utilizada en 1950 era de 7400 m³/s de la cual más de la tercera parte era para la industria y el 50% para riego. El caudal antes indicado representa la octava parte del caudal total de los ríos y acuíferos del país, aunque hay que aclarar que una buena parte del agua era usada repetidas veces. En 1964 el consumo total de agua en los Estados Unidos subió a 13 800 m³/s y se estimaba que esta cantidad se duplicaría hasta 1980.

En un momento dado, la falta de agua en cantidad suficiente puede significar estancamiento en el desarrollo socio-económico de un país.

Por esto, una política racional del agua debe basarse en el principio de la conservación de los recursos hidráulicos y en una planificación única de su aprovechamiento, sujeta a un control estricto por parte del Gobierno.

Debe comenzarse por un catastro de los recursos en los que se refiere a la cantidad y calidad de agua, ubicación de las fuentes y evaluación de las facilidades de aprovechamiento.

Para esto es fundamental la instalación de un Servicio Nacional de Hidrología y Meteorología que tenga fondos suficientes para llevar a cabo una labor ininterrumpida.

Naturalmente una entidad de esta naturaleza no debe dedicarse solamente a la recopilación de datos sino también a la investigación. Es fundamental tener un conocimiento más exacto sobre muchos aspectos del ciclo hidrológico, como por ejemplo sobre la ruta que siguen las nubes, los procesos de condensación que producen las lluvias, la evapotranspiración, la erosión y la sedimentación, la infiltración y recarga de aguas subterráneas, intrusión de aguas saladas y muchos otros tópicos que afectan la utilización del agua.

Muchas veces, especialmente en los países de desarrollo, no se cuenta con registros suficientemente largos. En estos casos no se puede esperar muchos años hasta recoger la información necesaria y se debe construir las obras con la disponible, tomando coeficientes de seguridad más altos, y, sin perjuicio naturalmente de que se continúen recolectando los datos.

El segundo aspecto es la planificación de la forma de utilización del agua, estableciéndose la prioridad en función del plan de desarrollo del país.

El principal y más importante uso del agua, de acuerdo a la ley de la mayoría de los países, es para el consumo humano y después para los animales domésticos. Pero, establecido este principio, es frecuente el conflicto entre otros posibles usos y por esto es necesario considerar las distintas alternativas en lo que a beneficio/costo se refiere y utilizar los recursos de riego, electrificación, industria, etc., haciendo la selección en una forma técnica e imparcial. Se preferirá, siempre que se pueda, proyectos de aprovechamiento múltiple.

En muchos países en desarrollo, las condiciones económicas son difíciles y no existen capitales para hacer grandes inversiones iniciales. Sin embargo hay que tener en cuenta que es más económico y más fácil ampliar un crédito que ampliar una obra hidráulica ya construida con capacidad insuficiente.

Hay otros problemas como la falta de mercado para la energía eléctrica o la falta de preparación de la población rural para adaptarse a los cambios de vida que trae consigo un gran sistema de riego. Estos problemas son

subsanables con la construcción en etapas, crédito agrícola y campañas de difusión cultural.

Juntamente con la planificación debe venir una administración bien organizada de los proyectos y una legislación efectiva.

Una solución para esto es formar una entidad que centralice dentro de sí todos los servicios relativos al agua, siendo el grado de centralización tanto mayor cuanto más pequeño es el país. Lamentablemente pocos son los países que lo lograron y generalmente tienen injerencia en el asunto varios Ministerios además de una serie de Instituciones autónomas estatales y provinciales. Para evitar la multiplicación de gastos y la dispersión de esfuerzos, sería aconsejable coordinar los trabajos de estas entidades.

Hay una creciente necesidad para una definición más completa de los derechos de aguas bajo las numerosas condiciones variables de su uso. Esta necesidad es el resultado natural de una utilización más extensa de los recursos hidráulicos.

Frecuentemente la planificación de los recursos hidráulicos, se topa en la práctica con grandes dificultades. Así tenemos que la construcción de un gran embalse inunda zonas pobladas trayendo como consecuencia el pago de indemnizaciones y el reasentamiento de los habitantes. La instalación de grandes sistemas de riego obliga muchas veces al cambio de métodos tradicionales de cultivo. En el proceso pueden producirse casos de injusticia y de derechos individuales vejados. La ley debe prever estas posibilidades y ser expedita e igual para todos. En todos los casos debe seguirse el principio de proporcionar el mayor beneficio para el mayor número de personas.

El ingeniero civil debe tener una participación activa en la implantación de la política de agua de un país.

Por un lado debe asesorar a economistas, hidrólogos, jurisconsultos, agrónomos y otros profesionales en la planificación del aprovechamiento de los recursos hidráulicos. Por otro, es él mismo el que debe seleccionar la ubicación de las obras hidráulicas, establecer su magnitud y realizar todos los estudios desde el nivel de pre-inversión hasta el de diseño.

La primera decisión se refiere generalmente al tipo y ubicación de las obras de toma pues a esta se subordinan generalmente las demás obras del proyecto.

Los criterios que básicamente gobiernan la selección del tipo y ubicación de una obra de toma son:

- 1) La cantidad de agua disponible debe ser suficiente para los fines previstos.
- 2) El costo total de las obras debe ser el menor posible.
- 3) Las obras deben satisfacer las condiciones necesarias de seguridad.

La forma como se analizan los datos depende de la utilización que se dé al agua.

Tratándose de agua para el consumo humano, el criterio principal es el de la cantidad. La vida no es posible si no se cuenta con una cantidad mínima de agua y la diferencia entre las condiciones escasamente suficientes para sobrevivir y el bienestar, se mide en un buen grado por la cantidad de agua de la que se dispone. La dotación de agua por habitante y por día es un indicio del nivel de vida de una población.

Por lo tanto, si se desea establecer un cierto nivel de vida para una población, queda automáticamente determinada la cantidad de agua necesaria para que esto se cumpla.

Se debe por lo tanto buscar una fuente de agua que sea capaz de proporcionar esta cantidad, cualquiera que sea el costo. El costo no es un criterio determinante pues por elevado que fuere, más cara resultaría a la larga la carencia de agua.

Establecido este primer principio, entra en consideración la cuestión de escoger la alternativa menos costosa de todas las posibles y en este punto hay que tomar en cuenta la calidad del agua.

El agua debe ser pura y limpia para proteger la salud de la población que la usa. Si en el agua están presentes microorganismos que puedan producir enfermedades, o las características físicas son indeseables, el agua debe

ser tratada antes de pasar al consumo de la población.

Generalmente las aguas subterráneas y los manantiales pueden ser usados para consumo doméstico con sólo un ligero tratamiento, mientras que las aguas superficiales están contaminadas en mayor o menor grado. Si por ejemplo tenemos el caso de disponer tanto de aguas superficiales como subterráneas en cantidad suficiente para satisfacer las necesidades de una ciudad, es el estudio económico el que determinará cuál de las dos fuentes debe ser escogida. Las aguas subterráneas pueden ser limpias y no requerir mayor tratamiento, pero para su extracción se necesitará de un bombeo costoso. En cambio las aguas de un río podrán captarse por gravedad pero tal vez necesiten de un tratamiento caro. Sólo el estudio completo de las dos alternativas podrá determinar cuál de ellas debe ser escogida.

Tratándose de agua para riego o para la producción de energía eléctrica, el criterio principal es el económico o para ser más exactos, la relación entre los beneficios y los costos.

En el caso del agua potable, el proyecto no sería satisfactorio si el agua fuera insuficiente. En el caso de un sistema de riego o de una planta eléctrica se puede reducir la superficie cultivada o la energía producida y el proyecto puede ser realizado de todos modos mientras sea económicamente justificable.

Considerando el riego desde el punto de vista de un particular un proyecto de riego es económicamente factible solamente si los beneficios obtenidos son superiores al costo de las obras a construirse más los costos adicionales de la plantación, cultivo y cosecha e instalaciones correspondientes.

Sin embargo es obvio que los beneficios de un sistema de riego son mucho más amplios que los beneficios directos que obtiene el agricultor de sus tierras. Debido al incremento de rentas aumentan también los gastos y toda la región se hace más próspera. A esto contribuye también el hecho de que eliminado el riesgo de las sequías, la economía de los agricultores se estabiliza permitiéndoles elevar el estándar de vida. Por estas y otras razones los gobiernos de casi todos los países adoptaron la política de emprender o subvencionar los proyectos de riego que están fuera del alcance económico de la empresa privada.

Hay otras diferencias que son inherentes al uso.

Así por ejemplo el agua usada para energía eléctrica se recupera integralmente a la salida de las turbinas y puede ser por lo tanto usada repetidas veces. En cambio el agua usada en riego no se recupera y la usada para consumo doméstico o industrial sólo en muy pequeña escala y en ciertos casos especiales.

El agua utilizada para el consumo doméstico o industrial y para la producción de energía eléctrica tiene un caudal prácticamente constante durante el año y grandes variaciones en las distintas horas del día.

En cambio, el agua para el riego es constante en las distintas horas del día (a veces hay diferencias entre el día y la noche) pero tiene fuertes variaciones durante los meses del año de acuerdo a la temperatura y a la distribución de las lluvias.

Esto a su vez determina la selección de distintos tipos de reservorios de regulación.

El agua destinada al uso humano debe ser lo más limpia posible. El agua utilizada para energía eléctrica no debe contener arena en suspensión pues ésta acortaría la vida de las turbinas. En cambio el agua de riego puede arrastrar limo, pues este es beneficioso para los cultivos.

BIBLIOGRAFÍA No. 2

1. CIVIL ENGINEERING - ASCE - August - 1954

3. GENERALIDADES SOBRE RÍOS

Los ríos representan el resultado de la concentración de los escurrimientos superficiales en cauces que generalmente son formados por la misma acción del agua.

Los ríos ocupan la parte más baja del terreno y por lo tanto entre dos ríos siempre hay una línea divisoria de terreno más alto que se llama *divortium acuarum*.

Si se traza esta línea divisoria rodeando el sistema de un río con todos sus afluentes, se obtiene la superficie total dentro de la cual todas las aguas originadas por la precipitación confluyen hacia el río. Esta superficie se llama cuenca hidrográfica del río.

Debajo de la superficie se encuentran las aguas subterráneas que se forman principalmente de la infiltración de las lluvias. Bajo la influencia de la gravedad las aguas subterráneas descienden hasta encontrarse con un estrato impermeable y entonces se filtran lentamente a través de los poros del suelo siguiendo la inclinación de este estrato. Las aguas subterráneas pueden unirse con otras, salir nuevamente a la superficie o formar depósitos bajo tierra. La cuenca hidrográfica subterránea está también limitada por divisiones de aguas que generalmente coinciden con los *divortium acuarum* superficiales pero a veces pueden no hacerlo. En estos casos la lluvia que cae sobre una hoyo hidrográfica puede contribuir al caudal del río de una cuenca vecina.

Los ríos se forman de aguas superficiales provenientes de las lluvias y de la fusión del hielo de las montañas y de la afluencia de las aguas subterráneas.

Generalmente las cuencas hidrográficas superficial y subterránea coinciden y por lo tanto para un periodo de muchos años puede considerarse que el volumen total escurrido en un río es igual a la diferencia entre la precipitación y la evaporación.

La proporción entre las aguas que corren superficialmente al río y las que se infiltran depende de muchos factores entre los que está la permeabilidad del suelo, su pendiente y la presencia de vegetación.

Cuando hay bosques estos retienen gran cantidad de lluvia disminuyendo el

escorrimiento superficial y aumentando la infiltración. Cuando se talan los bosques aumenta la proporción del escorrimiento superficial con la consiguiente erosión del suelo y la disminución del almacenamiento subterráneo. El régimen del río se hace más variable con grandes crecientes en época lluviosa y estiajes mínimos. El efecto general es la sequía progresiva de la zona.

La parte que escurre superficialmente lo hace rápidamente y por eso un río aumenta su caudal pocas horas después de cada lluvia.

El agua que penetra en el suelo fluye muy lentamente hacia el río. El coeficiente de permeabilidad de la mayoría de los suelos es del orden de 10^{-3} hasta 10^{-5} cm/s, o sea de apenas algunas decenas de metros al año. Es decir que una lluvia que cae hoy puede demorar algunos años en llegar al río, o en otras palabras, contribuye el caudal del río durante un tiempo largo.

De aquí se ve que mientras mejores son las condiciones de almacenamiento subterráneo del agua, más regular es el cauce del río, y a la inversa un régimen muy variable del río indica que las condiciones para el flujo subterráneo son muy desfavorables.

Mientras mayor es la capacidad de infiltración y almacenamiento de los suelos, mayor es la proporción de las aguas de precipitación que llegan al río por vía subterránea. Por lo tanto menor es la cantidad de afluentes del río, o sea que la densidad de la red hidrográfica, es decir la relación de la longitud total de los ríos en la cuenca para la superficie de la misma, es un indicio de la calidad de los suelos.

Las aguas subterráneas sirven de regulación para un río y por esto mientras más bajo estamos en el cauce de un río, más uniforme y más grande es su caudal. En cambio, cerca de las cabeceras, un río es completamente variable presentando diferencias muy grandes entre los caudales mínimos de estiaje y lo máximo de crecientes.

Muchas veces el caudal de estiaje es muy pequeño y apenas alcanza para cubrir las necesidades de una población, regadío o planta eléctrica. En este caso es necesario captar todo el caudal de estiaje y el cauce del río se cierra con un azud. Este es un tipo de toma común para las regiones montañosas.

En otras ocasiones el caudal del río es más regular y la cantidad de agua a captarse es sólo una fracción del caudal de estiaje. Entonces la captación puede hacerse directamente por medio de una toma sin azud o de un colector situado junto al fondo del río. En muchos casos para la captación se utiliza el bombeo.

Cuando el caudal de estiaje es mucho más pequeño que el necesario para la población pero el caudal medio anual si es suficiente y si la topografía lo permite, se construyen reservorios de regulación estacional. El cauce del río se cierra con una presa y el agua se capta desde el embalse formado.

Los ríos corren por valles que, de acuerdo a su tamaño pueden haberse formado como resultado de procesos tectónicos, de glaciares o de la erosión de la misma agua. El río corre por la parte más baja formando el cauce.

Al correr en distintas condiciones físicas y geográficas los ríos se adaptan a las condiciones con que se encuentran modificando el cauce en sentido transversal y longitudinal. En el sentido longitudinal los ríos tienden a adquirir un perfil que tiene la forma de una hipérbola.

Este perfil se llama normal o de equilibrio y se le dio este nombre puesto que teóricamente corresponde a uno en el cual toda la energía del agua se consume en vencer el rozamiento y en transportar los sedimentos sin que se produzca ya ningún cambio en el cauce.

En realidad este equilibrio es sólo aparente puesto que transcurrido suficiente tiempo se observa que la forma del río sigue modificándose.

En todos los ríos puede distinguirse tres tramos típicos:

El primer tramo corresponde a la parte alta del río y se caracteriza por pequeños caudales; pero con crecientes grandes, fuertes gradientes y por lo tanto altas velocidades. Como consecuencia la erosión es activa, el cauce se profundiza y el río corre por un valle estrecho y profundo. Los productos de la erosión son transportados aguas abajo.

El tramo medio tiene caudales mayores y gradientes menores. El río corre por un valle amplio y se produce simultáneamente erosión y depósito de sedimentos especialmente en las orillas. Hay un cierto equilibrio en lo que a caudal sólido se refiere. Generalmente en este tramo medio es donde

conviene ubicar la mayoría de las obras de toma.

El tramo bajo se caracteriza por grandes caudales y pequeñas velocidades y gradientes. En este tramo se produce el depósito de los sedimentos y muchas veces la elevación del cauce. Lo que a su vez presenta molestias para la navegación y peligros de inundaciones.

En estos tramos bajos los ríos siguen cursos tortuosos serpenteando por los depósitos aluviales acarreados por ellos mismos.

Es muy raro encontrar alineaciones rectas pues es difícil que un río pueda mantenerlas. La razón es la siguiente:

Supongamos que abrimos un canal recto en un suelo homogéneo.

Cualquier cosa, como una rama o una pequeña piedra en el cauce es suficiente para desviar la corriente hacia un lado y producir allí una ligera erosión. Desde allí la corriente rebota, hacia el otro lado y produce también erosión. Aparecido el fenómeno sigue en aumento, puesto que la pequeña curvatura inicial produce fuerza centrífuga lo cual a su vez origina un flujo espiral y éste intensifica el fenómeno. La erosión se produce en los lados cóncavos y la sedimentación de los lados convexos de las curvas.

El flujo espiral consiste en una circulación transversal del agua hacia la concavidad de la curva en la superficie y alejándose de la misma por el fondo. Como consecuencia la corriente que baja por el lado cóncavo se suma a las fuerzas de gravedad intensificando la erosión y la corriente que sube por el lado convexo deposita las partículas en esa orilla.

Este hecho era conocido ya en la antigüedad y los milenarios canales de riego de Egipto, India y Asia Central tenían sus obras de toma ubicadas en las partes cóncavas de los ríos, lo que las defendía parcialmente de la entrada de sedimentos.

Las curvas que van acentuándose con el tiempo se llaman meandros por haberse llamado así un río altamente ondulado de Asia Menor.

Los meandros avanzan con un movimiento semejante al de una serpiente y las concavidades van transformándose en convexidades y viceversa.

En un tiempo suficientemente largo todo el valle es removido por el río y

quedan en él cicatrices de cauces antiguos que pueden formar lagos o pantanos.

El proceso de la formación de los meandros puede interrumpirse solamente por tres causas:

- 1) La longitud del cauce se alarga, el gradiente disminuye y la velocidad se hace tan baja que ya no puede producir erosión.
- 2) El meandro se alarga tanto que casi forma un lazo y en una creciente el río lo rompe.
- 3) El río se encuentra con un terreno no erosionable, como por ejemplo un acantilado rocoso.

Uno de los problemas importantes en el estudio de los ríos es la erosión y el arrastre de sedimentos.

El agua que escurre superficialmente lleva partículas sólidas a los ríos, y éstos erosionan también sus orillas y fondo y transportan este material hacia abajo. Este procedimiento es tanto más intenso cuanto mayor es el gradiente y el diámetro del material sólido arrastrado es aproximadamente proporcional a la sexta potencia de la velocidad del agua. El transporte de sedimentos es un proceso muy complejo y para simplificar su estudio éstos se dividieron, en forma hasta cierto punto arbitraria, en sólidos que ruedan por el fondo y en sólidos en suspensión. En ríos de llanura los arrastres de fondo generalmente no llegan al 10% de los suspendidos mientras que en ríos de montaña pueden acercarse al 50% del total.

La cantidad de sedimentos que pasa por unidad de tiempo por una sección se llama caudal sólido. Este valor varía tanto en el tiempo como a lo largo del río. El mayor caudal sólido se produce en las crecientes siendo insignificante en estiaje. El tamaño de los sólidos es grande en las cabeceras y va disminuyendo a medida que el río se acerca a su desembocadura. Además muchas de las fracciones que están en suspensión pasan a ser sedimentos de fondo.

Las cantidades de materiales sólidos llevados por un río se miden en gramos/m³ de agua o en m³/año por km² de cuenca de drenaje siendo esta última forma la preferible para establecer una relación.

Analizando la información existente al respecto para ríos de Estados Unidos, Europa y Unión Soviética se observa que la cantidad de sedimentos varía normalmente entre 100 y 500 m³ de sedimentos por km² y por año. Para ríos que se originan en las montañas formados por suelos arenosos como el Amu-Daria este valor puede subir a 700 m³/km²/año (4 kg/m³).

De acuerdo a Khosla (Bibl. 3-1) la máxima cantidad de sedimentos observada en diferentes ríos del mundo es de 480 m³/km²/año con la excepción del Hoang-Ho en China que tiene un valor 3.5 veces mayor y del río Kosi en India que tiene un valor 5.5 veces mayor.

Para cauces menores de 1000 millas cuadradas, Khosla propone la siguiente ecuación:

$$S = \frac{519}{A^{0.28}}$$

En la cual:

S - sedimentos traídos por el río en un año, en acres-pies.

A - área de la cuenca en millas cuadradas.

A base de un estudio de 1100 ríos en los Estados Unidos, Ven Te Chow (Bibl. 3 - 3) da los siguientes valores:

CUADRO N.- 3 - 1

Cuenca	Sedimentos
menos de 26 km ²	1810 m ³ /km ² /año
26 – 260	762
260 – 2600	480
más de 2600	238

La actividad de los ríos relacionada al arrastre de sedimentos es frecuentemente perjudicial para el hombre. Los ríos que se azolian elevan su cauce respecto a la llanura y en un momento dado no tienen capacidad para dejar pasar una creciente produciendo inundaciones que significan considerables daños y a veces pérdidas de vidas humanas.

Los sedimentos que se acumulan detrás de los diques y presas reducen la capacidad de los embalses a veces completamente. Este es el caso de la

presa de Murgab (Cáucaso) cuyo embalse de 73 millones de metros cúbicos se llenó completamente de arena en 15 años.

En las partes bajas y como consecuencia de las cantidades excesivas de sedimentos, los ríos desarrollan meandros y a veces cambian enteramente de curso devastando extensas áreas de tierra fértil. Esto sucedió varias veces con el río Amarillo en China que llega a tener una cantidad de sedimentos de 575 kg/m^3 como máximo (Bibl. 3 – 2).

BIBLIOGRAFÍA No. 3

1. Manual on River Behaviour, Control and Training Publication 60 - Central Board of Irrigation and Power - New Delhi - 1956.
2. Tchepotariov N.P. - Hidrologia - Kiev 1960. (R)
3. Ven Te Chow - Handbook of Applied Hydrology McGraw - Hill New York 1964.

4. CLASIFICACIÓN DE LAS OBRAS HIDRAÚLICAS

Las obras hidráulicas sirven para muchos propósitos entre los cuales tenemos como principales los siguientes:

- 1) Riego de cultivos.
- 2) Abastecimiento de agua para consumo doméstico e industrial.
- 3) Producción de energía eléctrica.
- 4) Navegación.

En todos estos casos el agua se utiliza para el beneficio del hombre. Hay casos en los que el agua puede producir daños y las obras se construyen para eliminarla o controlarla. Así tenemos:

- 5) Alcantarillado para evacuar las aguas servidas.
- 6) Drenaje para eliminar el exceso de agua de una zona cultivada.
- 7) Control de crecientes y protección de orillas.

El presente curso se concreta solamente a las obras que sirven para los primeros tres puntos.

Un sistema de riego consiste en obras de toma, canal principal, canales secundarios y terciarios y obras de medición y distribución de agua a las tierras de cultivo. Como fuente de agua se utiliza ríos, lagos o pozos que tengan un caudal suficiente para satisfacer las necesidades de las plantas. El agua puede ser captada por gravedad o por bombeo.

Un sistema de abastecimiento de agua para consumo humano o industrial se compone de las mismas obras con la diferencia de que el agua no se conduce a los campos de cultivo sino a una planta de tratamiento en la cual se mejora su calidad.

En el caso de la producción de energía eléctrica, a diferencia de los anteriores, no se consume el agua sino que se utiliza la energía que contiene. Por esto el canal conduce el agua hasta un sitio donde existe una caída apropiada y el aprovechamiento se realiza al pie de ésta.

Se observa que si bien la utilización del agua es diferente según si se trata de consumo doméstico, riego o producción de energía, las obras hidráulicas a construirse son parecidas y se basan en los mismos principios.

Por su función las obras hidráulicas pueden clasificarse en los siguientes tipos:

- a) **Obras de captación.**- Por gravedad como tomas de derivación y presas de embalse y por bombeo.
- b) **Obras de conducción.**- Canales y túneles. Pasos de depresiones como acueductos, sifones y rellenos. Tuberías de presión.
- c) **Obras de protección.**- Desarenadores, aliviaderos, desfogues, disipadores de energía y tanques de presión.
- d) **Obras de regulación.**- Divisiones, medidores y reservorios.

Existen además obras como campamentos, caminos, etc., que no son hidráulicas pero complementarias a estas.

El curso sigue aproximadamente el mismo orden que el arriba indicado.

5. OBRAS DE CAPTACIÓN

El agua utilizada por el hombre para consumo doméstico e industrial, para riego y para producción de energía eléctrica es dulce. No se tomaron en cuenta, por ser casos muy especiales, ciertas utilizaciones industriales de agua de mar o plantas eléctricas movidas por mareas.

La mayor parte del agua consumida por el hombre es extraída de los ríos y utilizada aprovechando la fuerza de la gravedad. Hay muchas regiones en el mundo en las cuales debido a la escasez del agua superficial se extrae el agua subterránea por medio del bombeo utilizándola especialmente para el consumo doméstico y a veces para el riego. Frecuentemente el agua se bombea de ríos y lagos.

Estos casos no se consideraron en este trabajo ya que se concretó a captaciones por gravedad es decir aquellas situadas a suficiente altura sobre el sitio de consumo para que el agua corra por su propio peso.

Dentro de las obras de captación existen muchos tipos diferentes pero básicamente se los puede clasificar en obras de toma por derivación directa y obras de almacenamiento.

Las obras de almacenamiento consisten en presas que cierran el cauce del río u otro sitio apropiado formando un reservorio o embalse en el mismo. El reservorio permite regular la utilización del caudal del río, almacenando el agua en las épocas de crecientes y utilizándola en las épocas de sequía. El tipo de la presa depende de una serie de condiciones pudiendo ser de tierra, piedra u hormigón y trabajar a gravedad o como arco.

Las tomas por derivación directa captan el agua que viene por el río sin ningún almacenamiento o sea que no hay ninguna regulación y se aprovecha el caudal que hay en un momento dado.

El aprovechamiento que se consigue por medio de un embalse es mucho más completo que con una derivación directa. Sin embargo las presas necesarias para esto son estructuras generalmente grandes que representan fuertes inversiones de dinero. Además no siempre se encuentran las condiciones topográficas, hidrológicas y geológicas indispensables para su construcción. Por este motivo, y especialmente tratándose de pequeñas obras que son la mayoría de las que se realizan, se escogen las tomas por derivación directa.

Estas obras de toma deben cumplir con las condiciones siguientes:

- a) Con cualquier calado en el río deben captar una cantidad de agua prácticamente constante.
- b) Deben impedir hasta donde sea posible la entrada a la conducción de material sólido y flotante y hacer que este siga por el río.
- c) Satisfacer todas las condiciones de seguridad necesarias.

La captación puede realizarse directamente sin ninguna obra en el cauce aunque es más común y conveniente construir una presa cerrando éste.

El primer caso, es decir cuando el agua se lleva directamente mediante un canal lateral, es mucho más barato, especialmente tratándose de ríos relativamente grandes, pues se evita la necesidad del dique costoso y en general la construcción es sencilla. Por este motivo este tipo de tomas se ha construido en todas partes y en todas las épocas y todavía es frecuente en obras construidas por particulares que no disponen de fondos suficientes. Sin embargo, para que el funcionamiento de estas obras sea satisfactorio, el

rio debe reunir las siguientes condiciones:

- a) Para asegurar el servicio ininterrumpido, el caudal debe ser bastante mayor que el caudal de diseño para el canal. Al mismo tiempo se debe tener la seguridad que la profundidad del río en el sitio de la toma no disminuya nunca de un cierto valor mínimo. Estas condiciones se encuentran generalmente sólo en ríos de llanura.
- b) El río debe tener el cauce estable y las orillas firmes a fin de que no se produzcan derrumbes, azolves o erosiones que puedan inutilizar las obras de toma.
- c) Es sumamente difícil impedir la entrada de sedimentos. Al sacar el agua lateralmente de un río, se desarrolla una activa circulación transversal con lo cual el arrastre de los sedimentos es grande y fuera de proporción con el caudal captado. Así por ejemplo, si se capta el 10% del caudal, los sedimentos captados no serán el 10% del total sino el 20% o más. Como consecuencia el canal se azolva, su alineación se deforma y su entrada, si no se toman costosas medidas correctivas, se desplaza aguas abajo en el río.

Debido a lo antes expuesto la toma sin azud tienen muchos inconvenientes y la mayoría de las obras de toma tienen un dique que cierra el cauce del río y que eleva el nivel del agua hasta una cota determinada. Según la forma de captación de agua las obras de toma pueden ser de tipo "convencional" y del tipo caucásiano.

La toma más común es la que consiste de un dique vertedero que cierra el cauce del río y capta las aguas por un orificio o vertedero lateral. Muchas veces cuando la variación del calado es muy fuerte entre la época seca y lluviosa, la altura del dique debe ser baja y esto se compensa con compuertas que se colocan en su cresta. Las compuertas que pueden ser de distintos tipos se sostienen en pilas o contrafuertes que dividen el dique en una serie de tramos. Por tratarse de una solución generalmente utilizada y hasta cierto punto rutinario, este tipo de toma se conoce como "toma convencional".

La toma convencional tiene algunos defectos en lo que a su funcionamiento se refiere y esto se trata de corregir con un diseño diferente y que consiste en construir las estructuras de captación en el mismo cuerpo del azud. Este nuevo diseño da origen a las tomas que se llaman de rejillas de fondo refiriéndose a su funcionamiento, o tomas caucasicas o tirolesas por la región donde inicialmente se construyeron.

5.1 OBRAS DE TOMA EN RÍOS DE MONTAÑA

5.1.1 Tomas convencionales

Los ríos de montaña tienen caudales relativamente pequeños, gradientes relativamente grandes y corren por valles no muy amplios. En crecientes llevan cantidades apreciables de material sólido.

Tal como lo muestra la Figura No. 5-1, las tomas comunes o convencionales se componen de los siguientes elementos principales:

- a) Un dique que cierra el cauce del río y obliga a que toda el agua que se encuentra por debajo de la cota de su cresta entre a la conducción.

En tiempo de creciente el exceso de agua pasa por encima de este dique, o sea que funciona como vertedero. Este tipo de dique vertedero se llama azud. Para evitar que en creciente entre excesiva agua a la conducción, entre ésta y la toma se dejan estructuras de regulación. Una de estas es la compuerta de admisión que permite interrumpir totalmente el servicio para el caso de reparación o inspección.

- b) Una reja de entrada que impide que pase hacia la conducción material sólido flotante demasiado grueso. Para esto el umbral de la reja se pone a cierta altura sobre el fondo del río y la separación entre barrotes normalmente no pasa de 20 cm, en vista de que a pesar de esto, parte del material sólido alcanza a pasar, al otro lado de la reja se deja una cámara llamada desripiador para detenerlo. El desripiador debe tener una compuerta hacia el río a través de la cual periódicamente se lava el material acumulado en el fondo.

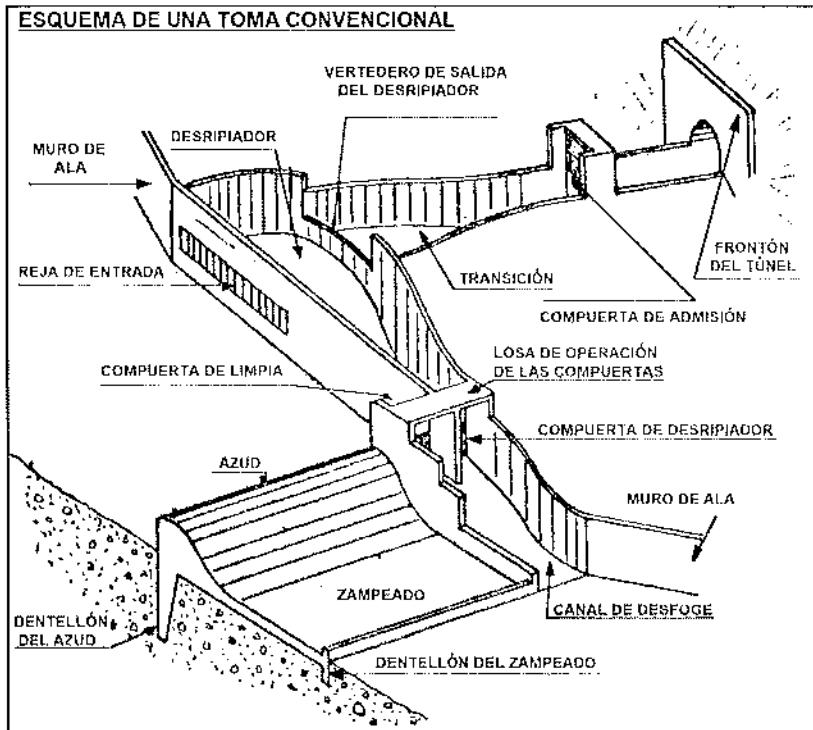


FIGURA 5 - 1

- c) Una transición de entrada al canal. Se desea que la mayor parte del material grueso que llega al desripiador se deposite dentro de este y no pase al canal. Por este motivo la conexión del desripiador se hace generalmente por medio de un vertedero cuyo ancho es bastante mayor que el del canal que sigue. Para evitar que haya pérdidas grandes de energía entre la salida del desripiador y el canal las dos estructuras se conectan por medio de una transición.
- d) Un zampeado y un colchón de aguas al pie del azud. El agua que vierte por el azud en creciente, cae con gran energía que erosiona el cauce y puede socavar las obras causando su destrucción. El zampeado o el colchón sirven para disipar la energía de manera que el agua pase al cauce no revestido con velocidades lo suficientemente bajas para no producir erosiones.

El agua que filtra por debajo del azud ejerce una subpresión en el zampeado que podría romperlo. Para disminuir un poco esta subpresión como también para anclar mejor el azud, se construye aguas arriba un dentellón y debajo del zampeado muchas veces se dejan drenes con sus respectivos filtros.

- e) Una compuerta de purga que se ubica extremo del azud, al lado de la reja de entrada. Generalmente el río trae en creciente una gran cantidad de piedras que se acumulan aguas arriba del azud pudiendo llegar a tapar la reja de entrada con lo cual el caudal de captación se reduce considerablemente o puede ser totalmente interrumpido. La función de la compuerta es eliminar este material grueso. Por lo general la eficiencia de la compuerta de purga es pequeña pero por lo menos se consigue mantener limpio el cauce frente a la rejilla.

La compuerta se abre en las crecientes, cuando sobra agua, y por lo tanto cumple una función adicional de aliviar el trabajo del azud y hasta cierto grado, regular el caudal captado.

- f) Escala de peces. Esta es una obra que frecuentemente se omite a pesar de tener mucha importancia en algunos ríos.

La presa representa un obstáculo al paso de los peces y es conveniente tomar medidas para rehabilitarlo.

Por lo general los pasos para los peces son pequeños depósitos escalonados que se construyen a un lado del azud. El agua baja de un escalón a otro con poca velocidad a través de escotaduras que sirven al mismo tiempo para que por ellas puedan saltar los peces. Todas las aristas deben ser redondeadas. Las dimensiones y otras características se tratan en obras especializadas.

5.1.1.1. Ubicación y forma de construcción de la toma

La forma de utilización del agua es generalmente conocida de antemano es decir está ubicado el sitio apropiado para producir energía eléctrica por medio de una caída, o para la planta de tratamiento que abastecerá de agua a una población o para la iniciación de la zona de riego. A este punto

de cota conocida debe llegar la línea de conducción (canal o túnel) conveniente y el trazado se establece a base de consideraciones económicas, después de un recorrido de reconocimiento previo. En otras palabras teniendo esta línea de gradiente preliminar se puede encontrar su intersección con el río y establecer aproximadamente el sitio de las obras de toma. La ubicación exacta puede estar desplazada en algunos cientos de metros, por lo general hacia aguas arriba, y se determina en función de las condiciones geológicas y topográficas del sitio.

Así por ejemplo, para disminuir la entrada de los sedimentos es conveniente situar las obras de toma en la orilla cóncava de un río. Por lo general de este lado existe un barranco y la playa se encuentra en el lado convexo, y es necesario disponer de un terreno relativamente plano para situar el desripiador y la transición. Por este motivo muchas veces el sitio se desplaza hacia aguas abajo ubicándolo donde termina la concavidad y comienza la parte convexa. Se debe indicar también que la obstrucción del cauce producida por el azud altera substancialmente las condiciones de flujo y por lo tanto las condiciones del transporte de sedimentos.

Es importante también tomar en cuenta el aspecto constructivo. Si bien las obras deben ser construidas durante la época de estiaje, de todos modos el agua que viene por el río es un estorbo y debe ser desviado. Esto se hace por medio de ataguías o sea diques provisionales. El agua se desvía hacia un lado del cauce mientras se construye en el otro. Normalmente se construye primero en la orilla protegida por las ataguías las obras de compuerta de purga, desripiador, transición y compuerta de entrada. Una vez realizado este trabajo, el río se desvía hacia estas obras, llevando el agua por la compuerta de salida del desripiador o si es posible por el canal hasta el primer aliviadero, y cerrando el cauce con una atagua, se construye el azud, el zampeado y los muros de ala de la otra orilla.

Las ataguías se construyen en una forma lo suficientemente hermética para que no filtre agua en cantidad excesiva que no pueda ser eliminada mediante bombas y que no cause perjuicios a los trabajos de hormigón. Las dimensiones en el interior de las ataguías deben ser lo suficientemente amplias para permitir la realización cómoda de la obra y su inspección una vez terminada.

La atagua se construye con el material que se encuentra en el cauce y en las orillas colocadas en tal forma que los espacios que dejan las piedras

grandes sean rellenados por piedras pequeñas. Las piedras de mayor tamaño se colocan del lado de los taludes y las más pequeñas en el centro de la ataguía. Las piedras que quedan del lado del talud inferior, no deben tener dimensiones menores de 60 cm. Para impermeabilizar la ataguía, su talud superior es revestido con una capa compuesta de tierra con chambas o fajinas.

Una vez que cumplieron su propósito, todas las obras temporales de desvío son removidas de manera que no estorben el funcionamiento normal de la toma.

Las facilidades existentes para la construcción son un criterio importante para la ubicación de las obras de toma.

5.1.1.2. Reja de entrada

El agua se capta por medio de un orificio que se encuentra en una de las orillas. Este orificio está provisto de barrotes verticales que impiden la entrada del material flotante y de piedras mayores del espacio entre los mismos. El orificio está dentro de un muro que separa el desripiador del río y aguas abajo se prolonga a conectarse con la compuerta de purga. El umbral del orificio debe estar a una altura no menor de 0.60 cm a 0.80 cm, del fondo. El dintel es generalmente de hormigón armado y debe llegar hasta una altura superior a la de la mayor creciente. Los barrotes deben ser lo suficientemente fuertes para resistir el impacto de troncos y otro material flotante grueso que ocasionalmente es traído por las crecientes. Por esto los barrotes se hacen de rieles o de hormigón armado con un ancho no menor de 10 cm. Los barrotes deben estar al ras o sobresalir un poco de la cara del muro para facilitar su limpieza del material flotante que a veces tiende a tapar la reja.

La reja debe estar a una cierta distancia aguas arriba del azud a fin de que durante la construcción quede espacio suficiente para una ataguía.

En estiaje, el vano de la reja funciona como vertedero. La carga necesaria para el vertedero viene del remanso producido por el azud. El vertedero trabaja sumergido con un desnivel muy pequeño entre las dos superficies de agua. El dintel que sostiene los barrotes está a una altura muy pequeña sobre la superficie del agua. Generalmente está a la misma cota que la cresta del azud a pocos centímetros, menos, de manera que en creciente,

cuando los niveles de agua suben, queda sumergido y la reja pasa a trabajar como orificio contribuyendo así a la regulación del caudal que entra al canal.

Al mismo tiempo, durante las crecientes, cuando baja por el río la mayor parte del material flotante, éste pasa por el azud casi sin entrar por la reja que queda sumergida.

El dintel que sostiene a los barrotes en su parte superior es una viga de hormigón armado que debe soportar, a más de su peso propio, el empuje horizontal del agua en creciente. Este dintel se apoya solamente en sus extremos, o, si es muy largo, se construyen contrafuertes intermedios que dividen a la reja en varios tramos. Es decir que mientras más baja y más ancha es la reja, más costoso resulta este dintel.

Por otro lado, la altura del azud debe ser igual a la suma de la altura del umbral desde el fondo del cauce más la altura de los barrotes. O sea, mientras más corta y más alta es la reja, más alto también y más costoso resulta el azud.

Por lo tanto el orificio formado por la reja puede tener distintas relaciones entre el ancho y el alto para el mismo caudal y la selección se hace a base de consideraciones económicas.

El muro en el cual se ubica la reja, por lo general se ubica perpendicular a la dirección del azud, o sea paralelo a la dirección del río. Sin embargo es conveniente darle una inclinación respecto a la dirección del río, tanto para acortar la longitud necesaria para llegar a terreno alto como para mejorar las condiciones hidráulicas.

De acuerdo a Kiselev (Bibl. 8-4) si llamamos V_r a la velocidad media en el río y V_e la velocidad de entrada al canal, el ángulo α entre la dirección del canal y el río debe ser igual a:

$$\alpha = \arccos \times \left(\frac{V_r}{V_e} \right) \quad 5-1$$

La velocidad en el río es variable y se debe escoger la que corresponde al caudal medio anual. Se recomienda que para facilitar la limpieza de los sedimentos, el plano de la reja no tenga un ángulo superior a 20° con la dirección del canal de limpieza.

EJEMPLO No. 5-1

Se trata de captar un caudal de estiaje $Q = 2.8 \text{ m}^3/\text{s}$ con una reja cuyo umbral se eleva en $Y=1\text{m}$ tanto sobre el fondo del río como del desripiador. Se escoge una carga de agua $H = 1 \text{ m}$ y un desnivel entre superficies (pérdida) igual a $z = 0.10 \text{ m}$ tal como se muestra en la figura 5-3.

En estas condiciones el coeficiente del vertedero, calculado con la fórmula 12 - 7 es $M = 2.037$ y la corrección por sumersión, calculada con la fórmula 12 - 10, es de $S = 0.575$. Debido a la contracción lateral producida por los barrotes, se toma un coeficiente adicional de pérdida igual a $K = 0.85$.

El ancho libre necesario para la reja se obtiene con la fórmula No. 12 - 9.

$$2.8 = 0.85 \times 0.575 \times 2.03 \times b \times 1^{3/2}$$

$$b = 2.81 \text{ m}$$

Se toma una separación entre barrotes igual a 0.2 m y un ancho de barrotes de 0.1 m . De aquí el número de espacios es:

$$n = \frac{2.8}{0.2} = 14$$

Y el número de barrotes es: $14 - 1 = 13$

El ancho de la reja es

$$B = 2.8 + 13 \times 0.1 = 4.1 \text{ m}$$

Supongamos que el caudal medio anual del río es de $10\text{m}^3/\text{s}$ y que la sección mojada correspondiente es de 46 m^2 . La velocidad del río sería $V_r = 0.218 \text{ m/s}$.

La velocidad con la que el agua pasa por la reja es:

$$V_c = 1 \text{ m/s}$$

Tenemos entonces que: de acuerdo a la fórmula 5 - 1.

$$\frac{V_r}{V_c} = 0.218$$

$$\alpha=77.40^\circ$$

O sea que la pared de la reja debe tener 12.60° con la dirección del río.

5.1.1.3. Desripiador

Como se ha dicho antes, después de la reja de entrada se acostumbra dejar una cámara que se llama desripiador y que sirve para detener las piedras que alcanzaron a pasar entre los barrotes y que no deben entrar al canal. Con este objeto la velocidad en el desripiador debe ser relativamente baja y el paso hacia el canal debe hacerse por medio de un vertedero sumergido.

Entre la reja de entrada y el vertedero de salida puede formarse un resalto sumergido y para que este último funcione en una forma normal es conveniente que el ancho del desripiador en este sitio sea igual por lo menos a la longitud del resalto.

También puede establecerse el ancho del desripiador como igual al de una transición que uniera los anchos de la reja y del vertedero.

Para poder eliminar las piedras que se depositan en el fondo del desripiador, debe dejarse una compuerta que conecta con el canal de desfogue. El canal debe tener un gradiente suficiente para conseguir una velocidad de lavado alta y que sea capaz de arrastrar todas las piedras.

También se procura eliminar todos los ángulos rectos y unir las paredes con curvas que converjan hacia la compuerta para que las piedras no se queden en las esquinas.

Debe indicarse que la compuerta de purga del azud con su respectivo canal se calcula en una forma similar a la del desripiador tomando en cuenta que el ancho debe ser suficiente para que pasen las piedras grandes y que la velocidad del agua no debe ser inferior a 2 m/s para que pueda arrastrarla.

EJEMPLO No. 5 - 2

Supongamos los mismos datos del ejemplo anterior.

El vertedero de salida se calcula con la misma fórmula de vertederos sumergidos o sea que tomando $H = 1 \text{ m}$ y $Z = 0.10 \text{ m}$ tenemos:

$$Q=2.8=0.575 \times 2.037 \times b \times 1^{3/2}$$

$$b=2.39 \sim 2.40 \text{ m}$$

Al tomar el valor de $H = 1 \text{ m}$ se observa que la cresta del vertedero queda 10 cm más bajo que el umbral de la reja y que por lo tanto para el vertedero $Y = 0.90 \text{ cm}$ y ya no 1 m como para la reja. Sin embargo el valor de M cambia muy poco por lo tanto se lo considera igual.

El ancho del desripiador se lo calcula en función del resalto sumergido.

$$\text{La lámina de agua tiene un ancho de } 4.1 \text{ m y } \frac{Q}{B} = \frac{2.8}{4.1} = 0.684$$

La altura contraída, d_1 por Bernoulli es:

$$H+Y=d_1+\frac{Q^2}{2 \times g \times B^2 \times d_1^2}=d_1+\frac{0.0238}{d_1^2}=2 \text{ m}$$

$$d_1=0.112$$

La altura conjugada de acuerdo a la fórmula 12 - 44.

$$d_2=0.056 \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8 \times 0.684^2}{9.8 \times 0.112^2}} \right) = 0.87 \text{ m}$$

Como:

$0.87 < 1.90$ el resalto está completamente sumergido.

La longitud necesaria según la fórmula 12 - 49 sería:

$$L=2.5(1.9 \times 0.87-0.112)=3.85 \sim 4 \text{ m}$$

En el momento de abrir la compuerta de lavado, todo el caudal debe irse por ella sin que nada entre al canal. O sea que el calado en el canal no debe

ser mayor que 0.9 m.

El coeficiente de rugosidad debido a la presencia de piedras en el fondo puede tomarse como igual a $n = 0.025$. Supongamos que el ancho del canal se escoge igual a $b = 1$ m. Tenemos entonces:

$$A = 0.9m^2$$

$$P = 2.8m$$

$$R = 0.321m$$

$$v = 3.11 \text{ m/s}$$

El gradiente necesario para el canal es según la fórmula 12 - 23:

$$J = \frac{9.7 \times 0.000625}{0.22} = 0.0256$$

Si el gradiente del río es superior a este valor, quiere decir que está bien. Si es inferior entonces hay que aumentar el ancho del canal o levantar el fondo del desripiador o ambas cosas.

Hay que comprobar también que en el primer instante en que la compuerta se abre, tenga una capacidad mayor que $Q = 2.8 \text{ m}^3/\text{s}$, para que el desripiador pueda vaciarse hasta el calado de $d = 0.90 \text{ m}$, que se tiene para el canal.

Tenemos que la compuerta no trabaja sumergida y que para la relación $a/H = 0.9/1.90 = 0.475$ el coeficiente (véase Cuadro 12-1) $e = 0.641$.

Tenemos entonces que el caudal que sale al abrir la compuerta es, según la fórmula 12 - 1, igual a:

$$Q = 0.97 \times 0.641 \times 0.9 \times 1 \times 4.42$$

$$1.9 - 0.641 \times 0.9$$

$$Q = 2.86 \text{ m}^3/\text{s}$$

Este valor es superior a $2.8 \text{ m}^3/\text{s}$ y por lo tanto sería aceptable. Sin embargo el vaciado sería lento. Supongamos que el desripiador tenga unas dimensiones de 15 m de largo, 3 m de ancho y se vacíe desde la profundidad de 1.9 m hasta 0.9 m. O sea que debe desalojarse un volumen de 45 m^3 . Asumiendo que todo es evacuado por la compuerta y que el caudal varía linealmente de $2.86 \text{ m}^3/\text{s}$ a $2.80 \text{ m}^3/\text{s}$ tendríamos que el tiempo necesario sería:

$$\frac{45 \times 2}{2.86 - 2.80} = 1500 \text{ segundos} = 25 \text{ minutos}$$

Es por lo tanto preferible abrir la compuerta a un valor superior a $a = 0.9$ m.

5.1.1.4. Transición

El agua sale del desripiador por medio de un vertedero ancho y con poco calado pasando a un túnel o canal que generalmente tiene una sección más estrecha y más profunda. Por lo tanto es aconsejable intercalar entre los dos una transición, es decir una estructura en la cual este cambio de sección se hace en forma gradual, a fin de conseguir que la pérdida de carga sea mínima.

De acuerdo al Bureau of Reclamation se recomienda que el ángulo máximo entre el eje del canal y una línea que une los lados de la transición a la entrada y a la salida no exceda de 12.5° . Esto permite determinar la longitud de la transición.

$$L = \frac{b_1 - b_2}{2 \times \operatorname{tg}(12.50)} \quad 5 - 2$$

Siendo b_1 y b_2 los anchos mayor y menor respectivamente.

Para disminuir las pérdidas conviene no dejar cambios de dirección bruscos y por esto se procura redondear las esquinas. Todavía mejor es hacer una transición en curva compuesta de arcos de círculo tangentes a la entrada y a la salida a las alineaciones del canal. Este reduce considerablemente las pérdidas aunque también encarece la construcción.

Las pérdidas de energía que se producen en una transición se deben a la fricción y al cambio de velocidad. La primera es pequeña y puede ser despreciada en cálculos preliminares.

La segunda es una función de la diferencia entre las cargas de velocidad.

La pérdida en la superficie de agua está dada por las fórmulas:

$$Z = (1 + C) \times h \quad 5 - 3$$

Siendo:

$$h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2 \times g} \quad 5 - 4$$

Y el coeficiente C_1 dado por el cuadro siguiente (Bibl. 5 - 12)

CUADRO N.- 5 - 1

Tipo de transición	C_1
En curva	0.10
Con cuadrante de círculo	0.15
Recta	0.30

La forma de cálculo se indica en el ejemplo siguiente:

EJEMPLO No. 5-3

Supongamos que un caudal de $Q = 2.8 \text{ m}^3/\text{s}$, sale del desripiador por un vertedero de $b_1 = 2.4 \text{ m}$, de ancho (ejemplo No.5 - 2) y pasa a un túnel de $b_2=1.30 \text{ m}$, de ancho (ejemplo No.7 - 6) debiendo las dos secciones ser unidas con una transición.

La longitud mínima de la transición está dada por la fórmula 5 - 2.

$$L = \frac{2.40 - 1.30}{2 \times 0.222} = 2.48 \text{ m} \sim 2.50 \text{ m}$$

A la transición se le dará la forma de dos arcos de círculo tangentes a la entrada y a la salida, como se muestra en la figura No.5 - 2.

Tenemos por triángulos semejantes ABC y CDE.

$$\frac{R \times \cos\alpha}{(L/4) \times \cos\alpha} = \frac{L}{L \times \operatorname{tg}\alpha}$$

O sea que el radio de curvatura es igual a:

$$R = \frac{L}{2 \times \operatorname{sen}\alpha} = 1.183 \times L$$

Para nuestro caso:

$$R=2.96 \text{ m.}$$

Los anchos b están dados por:

Para la primera mitad de la transición:

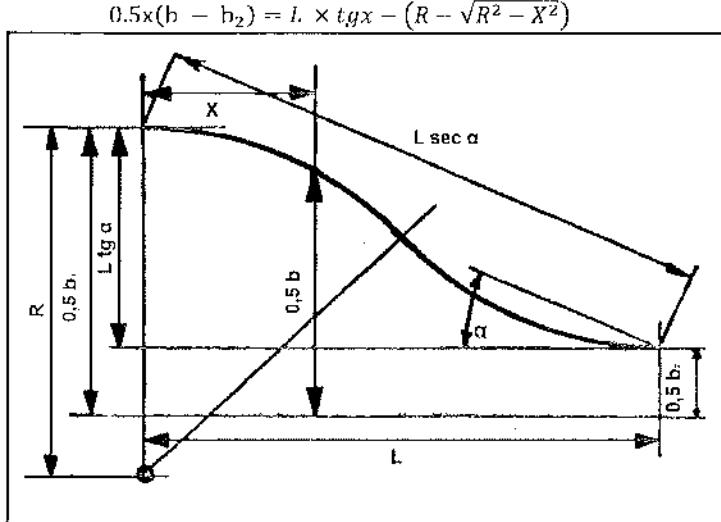


FIGURA 5 - 2

Para la segunda mitad de la transición:

$$0.5 \times (b - b_2) = R - \sqrt{R^2 - (L - X)^2}$$

Siendo b_2 el ancho menor de la transición y X la distancia desde el principio de la misma. Para el cálculo dividimos la transición en cinco partes y tenemos los siguientes anchos:

TABLA N.- 5 - 1

X	X²	(L-X)²	✓	R ✓	0.5 x(b-b₂)	b
0	0.00		2.96	0.00	0.555	2.40
0.55	0.25		2.92	0.04	0.515	2.32
1.0	1.00		2.78	0.18	0.375	2.04
1.5		1.00	2.78	0.18	0.180	1.66
2.0		0.25	2.92	0.04	0.040	1.38
2.5		0.00	2.95	0.00	0.000	1.30

La estructura de las fórmulas 5-3 y 5-4 muestra que las pérdidas en la transición se anularían si las velocidades a la entrada y a la salida fueran iguales.

A la salida de la transición las condiciones son conocidas.

CUADRO N.- 5 - 2

calado d_2	1.61 m (ejemplo 7 - 6)
ancho b_2	1.30 m
área A_2	$b_2 \times d_2 = 2.093 \text{ m}^2$
velocidad V_2	1.34 m/s
carga $V_2^2/2g$	0.0913 m

Convendría por lo tanto poner a la entrada (ancho $b_1 = 2.40$) un calado tal que dé la misma área o sea $d_1 = 2.093/2.40 \approx 0.872 \text{ m}$.

Esto no es posible pues:

$$H = Z = 1.0 - 0.1 = 0.90 > 0.872$$

Además, de acuerdo a la ecuación 12 - 10 debe cumplirse la condición:

$$Y_2 > \frac{z_o}{0.7}$$

La velocidad de aproximación al vertedero a la entrada de la transición es:

$$V = \frac{2.8}{1.9 \times 2.4} = 0.614 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Y la carga es $0.614^2/19.6 \approx 0.02 \text{ m}$

Entonces $z_o = 0.10 + 0.02 = 0.12 \text{ m}$

$$Y - Y_2 > 0.12/0.70 = 0.17 \sim 0.20$$

O sea que el calado de agua, al comienzo de la transición no puede ser menos de:

$$d_1 = Y_3 + Y_2 = 0.9 + 0.20 = 1.10 \text{ m}$$

De aquí:

$$A = 2.40 \times 1.10 = 2.64 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{2.8}{2.64} = 1.06 \text{ m/s}$$

$$\frac{V^2}{2 \times g} = 0.0574 \text{ m}$$

La pérdida en la superficie será:

$$z = (1 + 0.1) \times h = 1.1 (0.0913 \sim 0.0574) = 1.1 \times 0.0339 \\ z = 0.0373 \text{ m}$$

Se supone que esta variación de la superficie sigue dos curvas parabólicas tangentes entre sí en la mitad del tramo y tangentes a la horizontal a la entrada y a la salida de la transición.

Los valores de las pérdidas en la superficie contadas desde un punto a la entrada de la transición están dados por las ecuaciones.

Para la primera mitad de la transición

$$Z_x = \frac{2 \times z \times x^2}{I^2}$$

Para la segunda mitad de la transición.

$$Z_x = z - \frac{2 \times z \times (L - x)^2}{I^2}$$

TABLA N.º 5 – 2

x	Zx	$h = Zx/1.1$	$\frac{V^2}{(2 \cdot g)}$	V	A	d	Cota de fondo
0.	0.	0.	0.05740	1.06	2.64	1.10	8.90
0.5	0.002984	0.002713	0.060113	1.085	2.58	1.11	8.89
1.0	0.011936	0.010851	0.068251	1.157	2.42	1.19	8.81
1.5	0.025364	0.023058	0.080458	1.256	2.23	1.34	8.66
2.0	0.034316	0.031196	0.088596	1.318	2.12	1.54	8.46
2.5	0.037300	0.033909	0.091309	1.338	2.09	1.61	8.39

En la tabla anterior, la cota del fondo se estableció dando un valor arbitrario de 10.00 a la cota del agua a la entrada de la transición.

Si se mira un corte longitudinal de la transición con el agua corriendo de derecha a izquierda se observa que el fondo tiene la forma de una S. Para simplificar la construcción se puede trazar una recta tangente a la curva, desde el comienzo de la transición.

Esto se hace especialmente cuando, como ocurre en ciertos casos, el fondo de la transición se eleva por encima de la cota que tiene al principio antes

de bajar a su valor final.

Debe tomarse en cuenta que el cálculo es muy sensible a la línea de agua que se escoja pues una variación muy pequeña en ésta afecta fuertemente la línea de fondo.

El procedimiento indicado no es el único posible y pueden adaptarse otras condiciones para cualquiera de las variables.

Así por ejemplo, a continuación se resuelve el mismo caso para la condición de un calado constante para toda la transición, igual a

$$d = 1.60 \text{ m}$$

Los cálculos definitivos se presentan en la tabla siguiente:

TABLA N.- 5 - 3

X	b	A	$V = \frac{Q}{A}$	$\frac{V^2}{2 \times g}$	h	$Z=1.1 h$	$d + Z$	Cota
0	2.40	3.84	0.730	0.027	0.000	0.000	1.60	8.40
0.5	2.32	3.72	0.752	0.029	0.002	0.0022	1.60	8.40
1.0	2.04	3.27	0.855	0.037	0.010	0.011	1.61	8.39
1.5	1.66	2.66	1.053	0.057	0.030	0.033	1.63	8.37
2.0	1.38	2.21	1.267	0.082	0.055	0.0605	1.66	8.34
2.5	1.30	2.08	1.340	0.091	0.064	0.0704	1.67	8.33

5.1.1.5. Regulación de la creciente

Se supone que cerca de una toma vivirá un guardián quien tendrá instrucciones para cerrar la compuerta de admisión en época de crecientes.

Sin embargo, la creciente puede ocurrir durante la noche o ser demasiado rápida y no dejar tiempo al guardián para que haga algo, o éste puede estar ausente, enfermo o inhabilitado por cualquier otro motivo.

Por esto, para la seguridad del canal, toda toma debe diseñarse en tal forma que pueda por sí sola permitir el paso de la creciente máxima sin sufrir ningún daño.

Al estar calculadas las obras de captación para el estiaje, quedan definidas las cotas y los anchos de todos los vertederos y canales, se procede entonces a comprobar los niveles de agua en creciente.

Se acepta que en creciente el canal trabaje con una cierta sobrecarga, entre el 10 % y el 20 % del caudal de diseño y se calcula el calado correspondiente. La compuerta de admisión, que debe dejarse en tal posición que en estiaje el agua pasa pocos centímetros por debajo, se sumerge con el aumento de calado y se transforma en orificio originando una pérdida de carga adicional. Igual cosa sucede con la reja de entrada. Las pérdidas de carga adicionales que se producen, hacen que el aumento de caudal en el canal sea muy pequeño en comparación con el incremento de caudal en el río.

Muchas veces hay un túnel a continuación de las obras de toma. Siendo el túnel un conducto cerrado, su capacidad disminuye a partir del calado correspondiente al caudal máximo y esto produce una sobre-elevación de agua adicional que es muy efectiva para la regulación de las crecientes.

Al sumar todas las pérdidas de carga producidas en las obras de captación se puede encontrar la carga de agua que habrá sobre el azud y por lo tanto el caudal Q_1 que pasa sobre éste.

Independientemente, a base de datos hidrológicos se calcula la creciente máxima Q_2 y se la compara con el valor Q_1 anterior.

Si Q_2 es menor que Q_1 quiere decir que en realidad el porcentaje de exceso de caudal en el canal es demasiado alto y la cantidad que entra es menor que la asumida.

Si Q_2 es mayor que Q_1 quiere decir que la regulación proporcionada por la compuerta y por las rejillas es insuficiente y al canal está entrando un caudal mayor que el admisible asumido.

Debe entonces buscarse una regulación adicional que puede ser un vertedero de excesos situado en una pared entre la compuerta de admisión y la entrada al túnel y que lleva el agua de regreso al río.

Pueden emplearse también pantallas adicionales de hormigón armado sobre el nivel del agua en estiaje y que se transforman en orificios en creciente.

De todos modos hay que comprobar que durante la creciente la cota del agua en el río abajo del azud no sea superior a la cota de la cresta del vertedero de excesos. De ser así el agua, en vez de salir, se metería desde el río hacia la conducción.

De ser este el caso, las estructuras de regulación deben trasladarse a lo largo del canal hasta que adquieran una cota suficientemente alta sobre el río.

EJEMPLO No. 5 - 4

Se tiene una toma con un azud de 30 m de largo que capta un caudal de $Q=2.8 \text{ m}^3/\text{s}$ con obras descritas en los ejemplos anteriores 1, 2 y 3. A continuación hay un túnel cuyas características están descritas en el ejemplo No. 7-7 y de 330 m de longitud seguido de un canal de sección rectangular.

Se admite que en creciente entra al canal un caudal mayor en 20% que el diseño o sea $Q = 3.36 \text{ m}^3/\text{s}$ y que para caudales mayores se sumerge y trabaja a presión.

El gradiente necesario para que trabaje a sección llena se calcula con el valor dado por el gráfico No. 3.

$$\frac{Q \times n}{b^{8/3} \times J^{1/2}} = 0.62 = \frac{3.36 \times 0.015}{1.97 \times J^{1/2}}$$

$$J = 0.0017$$

El gradiente geométrico del túnel es $i = 0.0012$

La sobre elevación se produce sobre la clave del túnel en la superficie del agua será $(0.0017 - 0.0012) \times 300 = 0.15 \text{ m}$.

Esta sobre elevación se produce sobre la clave del túnel que está a 1.94 m de la solera o sea que la profundidad del agua a la entrada del túnel es

$$1.94 + 0.15 = 2.09 \text{ m}$$

Y siendo el calado normal (ejemplo 5-3) igual a 1.60 m, el aumento de profundidad en creciente es de $2.09 - 1.60 = 0.49 \text{ m}$.

Con esto la compuerta de admisión se sumerge y pasa a trabajar como orificio con una carga Z_0 . Tenemos de acuerdo a la formula 12 - 4.

$$Q = c \times a \times b \times \sqrt{2g \times Z_0}$$

$$3.36 = 0.68 \times 1.6 \times 1.29 \times 4.43 \times \sqrt{Z_0}$$

$$Z_0 = Z_0 - \frac{V^2}{2 \times g} = 0.295 - 0.03 = 0.26 \text{ m}$$

Conociendo el calado antes de la compuerta se puede calcular la pérdida en la transición en creciente encontrándose que este valor disminuye un poco y es igual a 5 cm. La pérdida en el vertedero del desripiador disminuye también a 8 cm.

En cambio la reja de entrada se transforma de vertedero sumergido a orificio. Tenemos:

$$3.36 = C \times 1.0 \times 2.8 \times 2.42 \times \sqrt{Z_0}$$

$$C = 0.648$$

$$Z = 0.18 \text{ m}$$

Sumando todas las pérdidas (véase Figura 5-3) llegamos a la cota de agua antes de la reja igual a 10.98. Al estar la cresta del azud en la cota 10.20 se tiene una carga de $H = 0.78$ y el caudal correspondiente de acuerdo a la fórmula 12 - 6 igual a $Q = 2.2 \times 30 \times 0.78^{3/2} = 45.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Con los $3.36 \text{ m}^3/\text{s}$ que entran a la conducción, el caudal total traído por el río será de $48.86 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si el caudal del río en creciente fuera igual o menos que este valor, el cálculo termina con esto. Si el caudal del río fuera mayor, querría decir que la regulación es insuficiente.

Supongamos que cálculos hidrológicos nos dan un valor de creciente igual $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$. Para regular el caudal que entra a la captación se puede dejar un vertedero en la pared del desripiador de 5 m de ancho y cuya cresta estarían unos 2 cm por encima del nivel normal de agua o sea en la cota 10.12. Esto quiere decir que en creciente la carga sobre el vertedero sería de $10.80 - 10.12 = 0.68 \text{ m}$ y el caudal evacuado sería: $Q = 2.2 \times 5 \times 0.68^{3/2} = 6.17 \text{ m}^3/\text{s}$.

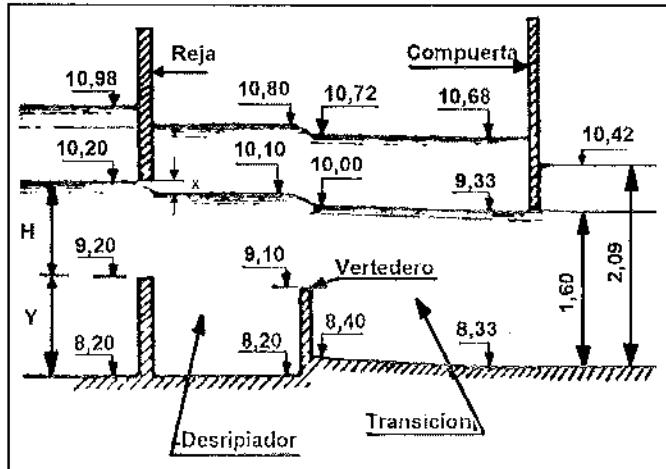


FIGURA 5 - 3

El caudal que pasa por la rejilla será

$$6.17 + 3.36 = 9.53 \text{ m}^3/\text{s}$$

La pérdida de carga necesaria en la rejilla será, asumiendo $c = 0.6$

$$9.53 = 0.6 \times 2.82 \times 1 \times 4.42 \times \sqrt{70}$$

$$Z_0 \approx 1.64 \text{ m}$$

Profundidad de agua antes de la rejilla

$$164 + 10.80 - 8.20 = 4.24 \text{ m}$$

$$\text{Sección } 4.24 \times 4.10 = 17. \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad de aproximación } V = \frac{9.53}{17.3} = 0.55 \text{ m/s}$$

$$\frac{V^2}{2g} = 0.0155 \sim 0.02$$

$$Z = 1.64 - 0.02 = 1.62 \text{ m}$$

Comprobamos si el valor asumido de $c = 0.6$ es correcto

$$H = 1.64 + 10.80 - 9.20 = 3.24 \text{ m}$$

$$a/H = 1/3.24 = 0.31$$

$$C = 0.95 \times 0.625 = 0.596 \text{ está bien}$$

Entonces calculamos el caudal que pasa por el azud

$$\text{carga} = 1.64 + 10.80 - 10.20 = 2.24 \text{ m}$$

$$Q = 2.2 \times 30 \times 2.24^{3/2} = 221 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sumando lo que entra por la reja tendríamos

$$Q = 230.53 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como este valor es superior al de la creciente quiere decir que el exceso que entra a la captación es menor del 20 %. Se podría por lo tanto subir un poco la cresta del vertedero a disminuir su ancho.

5.1.1.6. Cálculo del azud.- forma del vertedero

Por razones de estabilidad se había optado por dar a los azudes un perfil trapezoidal ligeramente redondeado para facilitar el paso del agua.

En la lámina de agua que pasa por el vertedero, la curvatura de los filetes líquidos se traduce en fuerza centrífuga y alteración de presiones que dejan de ser hidrostáticas.

Al pie del paramento inferior el efecto de la curvatura produce un aumento notable de presiones, lo que acrecienta la estabilidad de la obra sin que el desgaste de la superficie del paramento debido a la velocidad y presión sea de cuidado.

En la parte superior del paramento aguas abajo se produce en cambio una notable disminución de presión, y esto a su vez aumenta el coeficiente de descarga.

En lo que concierne a la estabilidad, si bien ciertas presas resultan perfectamente estables aún con depresiones fuertes, otras de perfil diferente, por circunstancias accidentales en la descarga durante una

creciente como por ejemplo el paso de los cuerpos flotantes, pueden ocasionar entradas intempestivas de aire debajo de la lámina vertiente haciendo que ésta se despegue y se vuelva a pegar alternadamente engendrando así vibraciones peligrosas para la estructura y muchas veces cavitación.

Consiguientemente es conveniente reducir la presión sobre el cimacio (o cresta del azud) pero adoptando un perfil tal que esté sometido a una presión casi nula en todos sus puntos. Esto es lo que trata de conseguir Creager con el perfil que lleva su nombre. El perfil penetra ligeramente en la lámina vertiente o sea que hay una pequeña presión en todos sus puntos.

Tenemos que la fórmula general (12 - 6) para un vertedero es

$$Q = M \times b \times H_o^{3/2}$$

La altura de agua sobre la cresta del vertedero según Bazin es

$$d = 0.69 \times H_o$$

La velocidad del agua sobre la cresta, es horizontal y tiene por expresión

$$V_h = \frac{Q}{b \times d} = \frac{M \times b \times H_o^{3/2}}{0.69 \times b \times H_o} = \frac{M}{0.69} \times H_o^{1/2}$$

La velocidad vertical producida por la acción de la gravedad sabemos por mecánica que es

$$V_v = \sqrt{2 \times g \times Y}$$

Siendo Y la distancia vertical de recorrido. Sabiendo también

$$X = V_h \times t$$

5 - 5

$$Y = \frac{g \times t^2}{2}$$

Podemos obtener la ecuación de la trayectoria:

$$Y = \frac{g \times X^2}{2 \times V_h^2} \quad 5 - 6$$

Y reemplazando el valor de la velocidad horizontal se tiene

$$Y = \frac{2.33 \times X^2}{M^2 \times H_o} \quad 5 - 7$$

El valor del coeficiente es $M = 2.21$ para este tipo de perfil hidrodinámico.
Por lo tanto

$$Y = \frac{0.48 \times X^2}{H_o} \quad 5 - 7$$

El perfil Creager es calculado teórica y experimentalmente por varios investigadores.

La ecuación de la parte inferior de una lámina libre de agua está dada por

$$\frac{Y}{H_o} = 0.5 \times \left(\frac{X}{H_o}\right)^{1.85} \quad 5 - 8$$

Según fue comprobado por Bradley.

Se comprobó más tarde en la ecuación general

$$\frac{Y}{H_o} = K \times \left(\frac{X}{H_o}\right)^n \quad 5 - 9$$

Que los valores de K y n no son constantes sino funciones de la velocidad de aproximación y de la inclinación del paramento aguas arriba.

Su variación se puede encontrar en el libro Small Dams, editado por el Bureau of Reclamation de los Estados Unidos en 1961.

El valor del coeficiente $M = 2.21$ es válido para el paramento vertical y para un caudal que pasa con una carga. Hod que se utiliza para el diseño. Cuando el valor de H_o es diferente, el coeficiente M debe ser también corregido y los valores de corrección según Ofizerov para el paramento vertical están dados en el cuadro N.- 5 - 3 (Bibl. 6 - 1).

CUADRO N.- 5 - 3

Ho/Hod	Corrección
0.2	0.842
0.4	0.900
0.6	0.940
0.8	0.973
1.0	1.000
1.2	1.024
1.4	1.045
1.6	1.064
1.8	1.082
2.0	1.099

No obstante, para una primera aproximación, se puede calcular el perfil del azud a base de tablas. A continuación se presenta al cuadro N.- 5 - 4 con los valores calculados por Ofizeroff. (Bibl. 8 - 5).

La tabla se calculó para $Ho = 1$ m. De ser Ho diferente, las abscisas y ordenadas deben ser multiplicadas por Ho .

CUADRO N.- 5 - 4
COORDENADAS DE PERFIL CREAGE R - OFÍZEROFF PARA
 $Ho = 1$

X	Ordenada inferior de la lámina	Ordenada del azud	Ordenada Superior de la lámina
0	0.126	0.126	-0.831
0.1	0.036	0.036	-0.803
0.2	0.007	0.007	-0.772
0.3	0.000	0.000	-0.740
0.4	0.007	0.006	-0.702
0.5	0.027	0.025	-0.655
0.6	0.063	0.060	-0.620
0.7	0.103	0.098	-0.560
0.8	0.153	0.147	-0.511
0.9	0.206	0.198	-0.450
1.0	0.267	0.256	-0.380
1.1	0.355	0.322	-0.290
1.2	0.410	0.393	-0.219
1.3	0.497	0.477	-0.100
1.4	0.591	0.565	-0.030
1.5	0.693	0.662	+0.090
1.6	0.800	0.764	+0.200
1.7	0.918	0.873	+0.305

.....Sigue

..... Viene

1.8	1.041	0.987	+0.405
1.9	1.172	1.108	+0.540
2.0	1.310	1.235	0.693
2.1	1.456	1.369	0.793
2.2	1.609	1.508	0.975
2.3	1.769	1.654	1.140
2.4	1.936	1.804	1.310
2.5	2.111	1.960	1.500
2.6	2.293	2.122	1.686
2.7	2.482	2.289	1.880
2.8	2.679	2.463	2.120
2.9	2.883	2.640	2.390
3.0	3.094	2.824	2.500
3.1	3.313	3.013	2.700
3.2	3.539	3.207	2.920
3.3	3.772	3.405	3.160
3.4	4.013	3.609	3.400
3.5	4.261	3.818	3.660
3.6	4.516	4.031	3.880
3.7	4.779	4.249	4.150
3.8	5.049	4.471	4.400
3.9	5.326	4.699	4.650
4.0	5.610	4.930	5.000
4.5	7.150	6.460	6.540

El valor del coeficiente M = 2.21 es válido solamente cuando la descarga es libre. En el caso de sumergirse el azud, el coeficiente M debe ser multiplicado por un factor de corrección S (véase el apéndice) cuyos valores obtenidos de Komov (Bibl. 12-3) están dados en el cuadro No. 5-5 presentada a continuación.

CUADRO N.- 5 - 5
VALORES DEL COEFICIENTE DE SUMERSIÓN S PARA
VERTEDEROS DE PERFIL HIDRODINÁMICO

$\frac{h_n}{H}$	S	$\frac{h_n}{H}$	S	$\frac{h_n}{H}$	S	$\frac{h_n}{H}$	S
0.40	0.990	0.66	0.930	0.80	0.790	0.94	0.449
0.45	0.986	0.68	0.921	0.82	0.756	0.95	0.412
0.50	0.980	0.70	0.906	0.84	0.719	0.96	0.369
0.55	0.970	0.72	0.889	0.85	0.699	0.97	0.318
0.60	0.960	0.74	0.869	0.86	0.677	0.98	0.254
0.62	0.955	0.75	0.858	0.88	0.629	0.99	0.138

..... Sigue

0.63	0.950	0.76	0.846	0.90	0.575	1.00	0.000
0.65	0.940	0.78	0.820	0.92	0.515		

Este tipo de perfiles tienen por lo general un coeficiente de estabilidad al volcamiento más alto del necesario, o sea que hay un pequeño exceso de materiales. Por este motivo se utilizan a veces los perfiles de "vacío" es decir aquellas en los que la línea del azud está un poco por debajo de la línea inferior de agua. Los perfiles de vacío dan un ahorro en volumen de hormigón del 15 % al 20 % y coeficientes M ligeramente mayores. Sin embargo debido a la posibilidad del fenómeno de cavitación y vibración su uso es bastante limitado.

El Ing. Leopoldo Escande, Director de la Escuela Nacional Superior de Electrotecnia e Hidráulica de Tolosa creó un sistema para evitar este fenómeno.

Consiste en hacer a lo largo de toda la cresta una fisura que desemboca en un colector conectado a la corriente aguas abajo, por medio de un tubo de aspiración. Se ha comprobado que con esto, los filetes líquidos permanecen pegados a la pared.

Otra posibilidad es diseñar el perfil Creager para una carga H_0 menor que la máxima H_0 .

Dentro de los límites establecidos, el flujo permanece estable, sin vibraciones, desprendimientos ni entradas de aire.

En el límite para $H_0 = 0.6 H_0$, el coeficiente de gasto alcanza el valor de $M= 2.40$ lográndose una ganancia del 9 % en la capacidad de evacuación de la estructura en comparación con el perfil Creager normal.

La tabla que da las coordenadas del azud sirve para paramentos verticales pero si el ángulo es diferente de 90° es necesario utilizar también una tabla diferente.

En ciertos casos conviene poner paramentos inclinados generalmente a 45° con el objeto de aumentar la superficie de cimentación del azud. Esto se hace cuando los suelos que forman el cauce del río tienen la resistencia necesaria.

a) Estabilidad del azud

Es poco frecuente el caso de azudes apoyados en roca y por lo general el lecho del río está formado por arena, grava o arcilla.

Es necesario por lo tanto comprobar la estabilidad del azud es decir asegurarse que las fuerzas a que está sometido no produzcan hundimientos, deslizamientos o volcamientos.

Para un predimensionamiento, K.V. Popov (Bibl. No. 5-9) recomienda que la relación entre el ancho del azud b y la carga z que actúe sobre el mismo (véase figura 5 - 4) esté dada por el cuadro N.- 5 - 6 siguiente:

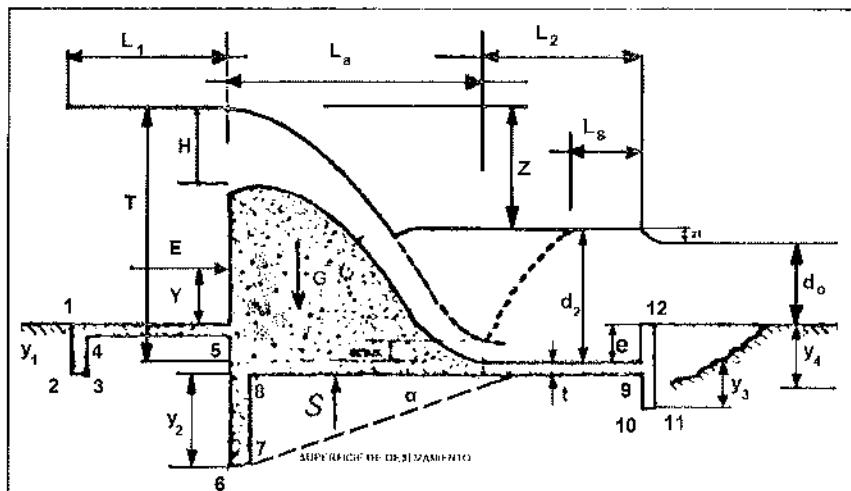


FIGURA 5 - 4

CUADRO N.- 5 - 6

Material del cauce	La/z
Arcillas	2.75 - 3.00
Franco arcilloso	2.50 - 2.75
Limo y arena	2.25 - 2.50
Grava y canto rodado	2.00 - 2.25

Conocidas las dimensiones del azud es necesario comprobar la estabilidad

del mismo.

Generalmente el azud está separado del zampeado con una junta de construcción y por esto el cálculo de éste se hace independientemente.

Las fuerzas consideradas son el empuje del agua E, el peso propio G, y la subpresión S.

Dada la forma del azud que hace que el agua pase sobre el prácticamente sin ejercer ninguna presión, no se considera en el cálculo el agua que vierte sobre el vertedero.

Tenemos que el empuje del agua es contrarrestado por las fuerzas de rozamiento iguales a:

$$R = (G - S) \times f \quad 5 - 10$$

Siendo f el coeficiente de fricción del hormigón sobre el suelo húmedo.

Según Popov, los valores de f que pueden servir de orientación, son los siguientes:

CUADRO N.- 5 - 7

Roca	0.6 – 0.7
Grava	0.5 – 0.6
Arena	0.4 – 0.5
Limo	0.3 – 0.4
Arcilla	0.2 – 0.3

El coeficiente de estabilidad al deslizamiento está dado por

$$K_d = \frac{(G-S) \times f}{E} \quad 5 - 11$$

Y se lo toma generalmente entre 1.2 y 1.4.

En realidad este cálculo es casi innecesario porque todos los azudes tienen un dentellón que los ancla al terreno. En otras palabras, para que el azud se deslice debería primero fallar por corte el dentellón y esto, si estuvo bien construida la obra, no puede suceder.

Puede también producirse el caso de un deslizamiento de las obras por falla del terreno a lo largo de una superficie que, por simplicidad de cálculos, se asume plana.

Tenemos que a las fuerzas antes indicadas se añade el peso del terreno dado por

$$T = \frac{W \times Y_2^2 \times \operatorname{ctg} \alpha}{2} \quad 5 - 12$$

Expresión en la cual:

Y_2 – profundidad del dentellón

w – peso específico del terreno

α – ángulo de la superficie de deslizamiento con la horizontal

Las fuerzas que tiendan a producir el movimiento por corte del terreno, paralelas al plano de deslizamiento son:

$$\sum F = (E \times \cos \alpha) - (G \times \sin \alpha) - (T \times \sin \alpha) + (S \times \sin \alpha)$$

Las fuerzas normales al plano son:

$$\sum N = (E \times \sin \alpha) + (G \times \cos \alpha) - (S \times \cos \alpha) + (T \times \cos \alpha)$$

Para que haya estabilidad debe cumplirse la condición de que

$$\sum F < f \sum N$$

O sea:

$$k = f \sum N / \sum F \quad 5 - 13$$

El análisis debe hacerse para varios valores de " α " hasta encontrar el menor valor de k que debe ser mayor que 1.20. Si esta condición no se cumpliera habría que aumentar la profundidad del dentellón o sea el valor Y_2 .

Generalmente un azud que resiste al deslizamiento es estable pero puede

comprobarse también el volcamiento.

El coeficiente de estabilidad al volcamiento dado por:

$$K_v = \frac{G \times X_1}{E \times Y + S \times X_2} \quad 5 - 14$$

Varía entre 1.3 y 1.5.

Los valores X_1 , X_2 y Y son las distancias de las correspondientes fuerzas al centro de momentos.

Deben comprobarse también los esfuerzos del suelo que están por:

$$S = \frac{G - S}{A} + \frac{M_o}{W} \quad 5 - 15$$

Siendo:

M_o – la suma de los momentos respecto al centro de fundación

A – área de la fundación = $b \times L \times a$

b – longitud de la cresta del azud

w – momento resistente de la fundación = $b \times L^2 \times a/G$

b) Disipación de energía

Siempre que un río es interrumpido con una estructura como dique, se crea una diferencia de energía aguas arriba y abajo de la misma que actúa sobre el material del cauce erosionándolo y pudiendo poner en peligro las obras. Debe por lo tanto protegerse el cauce disipando la energía antes de que llegue el cauce no protegido y el tipo de estructura utilizado depende de una serie de factores entre los que están:

1. Caudal del río
2. Diferencia de nivel creada por la estructura
3. Condiciones hidráulicas del río
4. Tipo de material del cauce
5. Materiales de construcción disponibles

Los tres primeros puntos se combinan en uno solo que es la energía que contiene el agua y que puede erosionar el cauce. Así tenemos que un

pequeño caudal cayendo de una gran altura puede ser mucho más destructivo que un gran caudal cayendo desde una pequeña. También es frecuente el caso en el cual para caudales grandes el calado aguas abajo del río aumenta hasta llegar a sumergir la obra, con lo cual las posibilidades de erosión disminuyen y son mucho más peligrosas las condiciones con caudales menores. En lo que se refiere al cauce, es obvio que las obras tienen que ser tanto más seguras cuanto menos estable es el material. Un cauce de roca, prácticamente no necesita protección mientras que en el caso de arena fina no se puede permitir ninguna energía residual. Un cauce de canto rodado sería un caso intermedio. El tipo de material usado, sea mampostería de piedra u hormigón, determina a su vez la forma de la estructura a diseñarse.

Cualquiera que sea el tipo de estructura empleada, la disipación de energía se consigue con la formación del resalto hidráulico. Como consecuencia, la alta velocidad al pie del azud se reduce a una velocidad lo suficientemente baja para no causar daño.

El cálculo de la disipación de la energía al pie de un azud se realiza en la forma siguiente:

Primero, se calcula el calado contraído d_{con} al pie del azud.

Si establecemos la ecuación de Bernoulli entre una sección aguas arriba del azud y otra que coincide con el calado contraído tenemos:

$$T_o = \frac{V^2 \times con}{2 * g} + d_{con} + h_f$$

Siendo:

$$T_o = T + \frac{V^2}{2g}$$

T - Altura desde el nivel de las aguas arriba del azud hasta la solera del zampeado (ver figura 5 - 4).

$$hf = \Sigma K \frac{V^2 \times con}{2g} = \text{pérdidas}$$

Entonces:

$$V_{con} = \frac{1}{\sqrt{1+E \times k}} + \sqrt{2g \times (T_o - d_{con})} = K \times \sqrt{2g \times (T_o - d_{con})}$$

Generalmente el zampeado con los muros verticales a los lados forma un cauce rectangular para el cual la fórmula se simplifica a:

$$d_{con} = \frac{q}{k \times \sqrt{2g \times (T_o - d_{con})}} \quad 5 - 16$$

Ecuación que se resuelve con aproximaciones sucesivas, asumiendo como primer valor que d_{con} o dentro de la raíz.

El valor del coeficiente de pérdida puede tomarse:

k - 0.95 a 0.85 para azud con compuertas sobre la cresta.

k - 1 a 0.9 para azud sin compuertas.

El calado d_o el río es conocido para el valor de Q admitido y es igual también forzosamente al calado d_2 del resalto.

Podemos por lo tanto calcular a base del valor $d_o = d_2$ la conjugada d_1 .

Se pueden presentar tres casos:

- 1) Si $d_1 > d_{con}$, el calado del río es insuficiente para detener el agua y el resalto es rechazado hacia abajo. Entre el resalto y la altura contraída se forma una curva de remanso D_3 (Ver figura 12 - 5). La curva está limitada por los calados d_{con} y d_1 y su longitud puede calcularse a base de la ecuación de Bernoulli, o con cualquiera de las curvas de remanso.
- 2) Si $d_1 = d_{con}$ el resalto se forma inmediatamente a continuación del calado contraído. Este caso es una rara coincidencia.
- 3) Si $d_1 < d_{con}$ el resalto se sumerge y el calado normal del río se extiende hasta topar el azud.

El tercer caso es el que se trata de obtener. El primer caso es

completamente indeseable, pues el tramo de la curva es de alta velocidad y habría que aumentar la longitud del zampeado con el consiguiente aumento de costo.

Una posibilidad de acortar la longitud del tramo es aumentar el gradiente hidráulico aumentando la rugosidad del zampeado.

Mucho más efectivo es construir un colchón de aguas. El cálculo (véase la figura No.5 - 4) que se realiza es el siguiente:

Se calcula el valor d_2 a partir del calado contraído haciendo

$$d_{con} = d_2$$

Si se tiene que $d_2 > d_o$ el resalto es rechazado.

Para que se sumerja necesitamos que:

$$d_2 > e + d_o + z_1$$

Siendo e el valor en el que se debe profundizar el colchón.

Por seguridad se pone:

$$e = k \times d_2 - (d_o + z_1)$$

Siendo:

Z_1 - la energía perdida en el paso del escalón y que muchas veces se desprecia.

K - es un coeficiente de seguridad que se toma de 1.10 a 1.20 cuando se desprecia Z_1 .

Al hacer el colchón, aumenta el valor de T y por lo tanto hay que repetir el cálculo hasta que coincidan todos los valores.

Otra alternativa, en vez del colchón formado por una depresión en la solera, es construir un muro al final del zampeado que se calcula como un vertedero.

El resto del cálculo es igual al anterior.

Una modificación del cojchón es suprimir el reborde del final y hacer que todo el zampeado vaya en contrapendiente que puede ser por ejemplo del 10 %. De esta manera se facilita la evacuación del material sólido y la sección longitudinal del cojchón se transforma de un rectángulo en un triángulo.

En todo caso hay que recordar que la disipación de energía se realiza por medio de un resalto que se produce solamente si hay un cambio de régimen de supercrítico en el zampeado a subcrítico en el río. Si es que para una creciente dada, el régimen del río es supercrítico la disipación de energía por medio de un resalto es imposible y un colchón no tiene sentido.

Por este motivo el cálculo de la disipación de energía debe hacerse para diferentes caudales.

Debe indicarse que si la altura del agua, abajo del azud, es muy alta y el resalto se sumerge, el chorro que baja del azud puede continuar hacia aguas abajo como una fuerte corriente de fondo lo que puede ser peligroso para el cauce. Es conveniente en este caso terminar el azud con un deflector o colocar bloques en el zampeado con el objeto de obligar a que el agua se mezcle en toda la masa. Los bloques reducen la longitud existente entre el calado contraído al pie del azud y la iniciación del resalto. Además hacen que el agua que choca contra ellos se divida en varios chorros que a su vez chocan entre sí y forman una sola masa turbulenta. La forma, ubicación y dimensiones de los bloques deben ser encontradas experimentalmente aunque existen varias recomendaciones prácticas al respecto (por ejemplo véase Hydraulic Energy Dissipators de Elevatorski).

EJEMPLO 5 – 5

Tenemos un azud de 3 m de alto y 40 m de ancho sobre el cual pasa una creciente de $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$. El calado normal en el río correspondiente a este caudal es $d_0 = 2.50 \text{ m}$. Se trata de diseñar un colchón de aguas al pie para disipar la energía.

Tenemos que la carga de agua sobre el azud se obtiene de la fórmula de vertederos.

$$400 = 2.2 \times 40 \times H^{2/3}$$

$$H_o = 2.75 \text{ m}$$

$$\text{Entonces } T = 3 + 2.75 = 5.75$$

El calado contraído al pie del azud para $q = 400/40 = 10$ está dado por:

$$d = \frac{10}{0.95 \times 4.42 \times \sqrt{5.75 - d}}$$

$$d = 1.10 \text{ m}$$

Para que el resalto se produzca inmediatamente al pie del azud hacemos $d_1 = d$ y calculamos la segunda conjugada.

$$d_2 = 0.55 \times \left[1 + \sqrt{1 + \frac{8 \times 100}{9.8 \times 1.1^3}} \right] = 3.7 \text{ m}$$

Como este valor es mayor que el calado normal, el resalto sería rechazado lo cual no es conveniente y se necesita profundizar el cauce para formar un colchón.

La profundidad del colchón estaría dada por:

$$Y = 1.15 \times 3.7 - 2.50 = 1.75$$

Ponemos:

$$Y = 1.80 \text{ m}$$

Recalculamos el nuevo calado contraído para la energía total igual a

$$2.75 + 3 + 1.80 = 7.55 \text{ m}$$

$$\text{Tenemos que} \quad d = 0.92 \text{ m}$$

$$\text{La conjugada del resalto da:} \quad d_2 = 4.28 \text{ m}$$

Como este valor es menor que la suma del calado normal más la profundidad del colchón ($1.80 + 2.50 = 4.30 \text{ m}$) quiere decir que el resalto se sumerge y la longitud del colchón no necesita ser mayor que la longitud del resalto.

c) Protección de las orillas

No es suficiente proteger el fondo sino que es necesario además que las orillas del río no sean erosionadas. Por lo general se construyen muros a los lados de la estructura que se extienden paralelamente al río en toda la longitud del azud y del zampeado y que se meten en los barrancos aguas arriba y aguas abajo de estas obras. Estos muros de ala trabajan como muros de sostenimiento y deben ser diseñados para resistir la presión del agua y del terreno contra el cual se construyen.

Aguas abajo del zampeado, si las condiciones del terreno lo requieren, las orillas se protegen con gaviones. Estos consisten en canastas de alambre en forma de paralelipedos que se llenan con canto rodado grueso. Debido a su permeabilidad y flexibilidad no requieren en fundaciones y son por lo tanto una solución comparativamente poco costosa.

5.1.1.7. Movimiento de agua bajo las presas. (bibl. 5-4, 5 y 7)

Los suelos que sirven de fundaciones a obras hidráulicas son permeables en la mayoría de los casos pues solamente suelos rocosos y arcillas compactas pueden ser considerados impermeables.

Debido a la presión del agua remansada por la presa, bajo esta y por los dos lados se produce filtración. El agua al moverse por los poros del suelo ejerce presiones sobre las partes de la construcción que están en contacto con ellas. A su vez estas partes de la construcción a limitar las regiones del movimiento del agua influyen tanto cualitativamente (sobre la dirección del flujo) como cuantitativamente (magnitudes de presiones, velocidades, caudales) sobre estas aguas.

Una parte esencial del diseño consiste en la investigación de las condiciones de movimiento de las aguas subterráneas por debajo de la construcción hidráulica a fin de escoger las dimensiones y formas más racionales, económicas y seguras.

La teoría del movimiento de aguas subterráneas está todavía incompleta siendo el caso mejor estudiado el del flujo bidimensional a través de medios homogéneos. Casos más generales se estudiaron solo esquemáticamente y suelen ser resueltos por medio de modelos hidráulicos.

Normalmente los azudes se construyen sobre suelos permeables y la sobre-

elevación del agua en el paramento superior produce filtración debajo de la presa. Es indispensable que la cantidad de agua que se filtra no sea excesiva, que la velocidad de salida sea pequeña para que no se produzca la "tubificación" y que la presión que actúa sobre el zampeado no llegue a levantarla ni a resquebrajarlo.

Estos resultados se consiguen alargando el recorrido del agua debajo del azud para disminuir el gradiente hidráulico. Con este objeto se puede aumentar la longitud del zampeado, revestir el río aguas arriba del azud o poner pantallas impermeables verticales (dentellones o tablaestacados) debajo de las fundaciones. Normalmente se hacen las tres cosas. Otra posibilidad es, en vez de disminuir la velocidad, hacerla inofensiva por medio de filtros y proveer el zampeado de drenes para disminuir la subpresión.

Por lo tanto en el cálculo de azudes uno de los primeros problemas que hay que resolver es la longitud necesaria y el espesor del zampeado para que la estructura funcione satisfactoriamente. Para esto existen varios métodos.

a) Método de la variación lineal de la presión o método de Bligh

Se asume que el gradiente hidráulico de las aguas subterráneas es constante a lo largo de todo el contorno de la fundación. Esta teoría fue publicada por Bligh en Londres en 1912 y lleva por eso su nombre aunque era conocida y aplicada por ingenieros de varios países antes de este año. En el método de Bligh se desarrolla la longitud total L de la fundación a lo largo de una recta y se dibuja la variación lineal de la presión desde la Z hasta la 0 siendo $Z = H_1 - H_2$. La longitud L es igual a 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 8 - 9 - 10 - 11 - 12 (véase la Figura No.5 - 4).

El gradiente hidráulico del agua subterránea, que se supone constante para todos los puntos, es Z/L .

Según la Ley de Darcy (1856)

$$V = K \times \frac{Z}{L}$$

5 - 17

Siendo V la velocidad de flujo subterráneo y K el coeficiente de permeabilidad del suelo.

Una excesiva velocidad arrastraría las partículas del suelo socavando la fundación y ocasionando con el tiempo el colapso de la estructura. Este fenómeno se conoce con el nombre de "tubificación" "tabulación" o a veces "sifonamiento".

Por lo tanto la velocidad no debe pasar de ciertos límites. Despejando de la ley de Darcy, tenemos:

$$L = \frac{K}{V} \quad Z = C \times Z \quad L = \frac{K \times Z}{V} = c \times z \quad \text{5 - 18}$$

El coeficiente C depende de la clase de terreno y de la fórmula empleada y obtenida experimentalmente por varios autores.

Es decir que el fin buscado por el método de Bligh no es impedir la filtración sino alargar el recorrido de agua lo suficiente para conseguir una velocidad inofensiva.

Cumplida esta condición se calcula el espesor del zampeado tomando en cuenta que su peso debe ser mayor que la subpresión para que esta no lo pueda levantar y agrietar.

**CUADRO N.- 5 - 8
VALORES DE COEFICIENTES "C"**

Material	Bligh	Lane	Komov
Arenas finas y limos	15 - 18	7 - 8.5	8 - 10
Arenas comunes	9 - 12	5 - 6	6 - 7
Canto rodado grava y arena	4 - 9	2.5 - 4	3 - 6
Suelos arcillosos	6 - 7	1.6 - 3	3 - 6

El espesor necesario de zampeado t está dado por:

$$t = \frac{h}{W-1} \quad \text{5 - 19}$$

Siendo:

W - peso específico del hormigón

h - subpresión en el punto considerado

Se observa que el valor de t varía con la subpresión y que por lo tanto comienza un valor grande y termina teóricamente en cero. Sin embargo se recomienda que el valor mínimo no sea nunca inferior a 30 cm.

Se recomienda también que el espesor que se obtenga sea multiplicado por un coeficiente de seguridad que puede variar entre 1.10 y 1.35.

Al comienzo del zampeado el grueso debe ser suficiente para resistir el impacto del agua que baja desde el azud. De acuerdo a Taraimovich (Bibl. 5 - 10) este valor está dado por

$$t = 0.2 \times q^{0.5} \times Z^{0.25}$$

Si se tiene tablaestacados o dentellones al comienzo y final de la fundación tal como se muestra en la Figura 5-4, el agua sigue la trayectoria 7-8-9-10 siempre y cuando la distancia 8-9 sea por lo menos dos veces más que la profundidad 9 -10.

Si el valor de 8 - 9 disminuye, entonces la trayectoria del agua pasa a ser 7 - 10 con la consecuencia del aumento del gradiente hidráulico y de la velocidad.

O sea que si se tiene dos filas de tablaestacados y se clava entre ellas una tercera fila, se puede llegar al resultado contradictorio y paradójico de disminuir la seguridad en vez de aumentarla.

b) Método de filtración compensada o método de Lane

El método de Bligh asume que la permeabilidad del suelo es igual en el sentido vertical y horizontal. En realidad muy rara vez esto es así. Los suelos sedimentarios se forman por depósitos sucesivos de diferentes materiales y generalmente consisten de capas horizontales de diferente espesor y diferente permeabilidad.

Asumamos un suelo formado por varios estratos de espesores L_1, L_2, L_3 , etc., siendo su espesor total:

$$L = L_1 + L_2 + L_3 + \dots \dots \dots$$

Los coeficientes de permeabilidad de los estratos serán respectivamente: k_1, k_2, k_3 , etc.

El ancho del suelo en consideración es b .

La dimensión normal al papel asumimos igual a la unidad.

Si el flujo se produce perpendicularmente a la estratificación, aplicando la

ecuación de Darcy tendremos:

$$Q = k_v \times b \times \frac{h}{L} \quad q_1 = k_1 \times b \times \frac{h}{L_1}$$

La carga total es igual a la suma de las cargas parciales.

$$h = h_1 + h_2 + h_3 + \dots \dots \dots$$

Reemplazando:

$$\frac{Q \times L}{k_v \times b} = \frac{q_1 \times L_1}{k_1 \times b} + \frac{q_2 \times L_2}{k_2 \times b} + \dots \dots \dots$$

O sea que teniendo en cuenta que:

$$Q = q_1 = q_2 = q_3 \dots \dots$$

Tenemos:

$$\frac{L}{k_v} = \sum L / k$$

Despejando:

$$k_v = \frac{L}{\sum L / k}$$

Si el flujo se produce paralelamente a la estratificación tendremos:

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 + \dots \dots$$

$$q_1 = k_1 \times \frac{L_1}{b}$$

$$h = h_1 = h_2 = \dots \dots$$

Reemplazando y despejando:

$$k_h = \frac{\sum k \times L}{L}$$

Para poder comparar el coeficiente de permeabilidad vertical k_v con el de la permeabilidad horizontal k_h asumamos que hay solamente dos capas de igual espesor $L_1 = L_2$.

Entonces:

$$k_v = \frac{2 \times k_1 \times k_2}{k_1 + k_2} \quad k_h = \frac{k_1 + k_2}{2}$$

Dividiendo la una expresión para la otra obtendremos:

$$\frac{k_v}{k_h} = \frac{4 \times k_1 \times k_2}{(k_1 + k_2)^2} = 1 - \left[\frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2} \right]^2 < 1$$

Como en la naturaleza los suelos siempre están estratificados y generalmente en sentido horizontal queda demostrado que el coeficiente de permeabilidad horizontal es siempre mayor que el vertical. O sea que se disipa mayor presión en el flujo vertical que en el horizontal.

Esto fue observado en 1914 por Griffith y en 1915 por Klinovich.

En 1922 Pavlovski demostró teórica y experimentalmente que la permeabilidad vertical y horizontal no son las mismas. Según Pavlovski en la filtración vertical se disipa de 1.5 a 2 veces más energía y en ciertos casos este valor puede llegar a 6. Estos datos fueron comprobados en 1925 por Terzaghi.

Basándose en eso y en el examen de 336 presas Lane propuso en 1935 el valor de 3, es decir la relación:

$$L = \frac{1}{3} \times N + V \geq C \times Z \quad 5-20$$

Siendo

N - La longitud de contactos horizontales o que hacen un ángulo menor de 45° con la horizontal.

V - La longitud de contactos verticales o que hacen un ángulo mayor de 45° con la horizontal.

C - Un coeficiente propuesto por Lane y que depende del terreno.

Al calcular la disipación de la presión con el método de Lane se debe tomar en cuenta que la pérdida de presión en los tramos verticales es igual a:

$$H_v = \frac{V}{C}$$

Y en los tramos horizontales es igual a:

$$H_h = \frac{N}{3 \times C}$$

De acuerdo a Kamov la fórmula debería escribirse:

$$L = N + k \times V \geq C \times Z$$

$k = 1.5$ para un dentellón

$k = 2.5$ para dos dentellones

$k = 3.5$ para tres dentellones

Para el prediseño (véase Figura 5 - 4), se recomiendan los siguientes valores (Grazianski - Construcciones Hidráulicas, 1961):

$$Y_1 = (0.75 - 0.80) \times Z$$

$$Y_2 = (1.00 - 1.5) \times Z$$

$$Y_3 = 0.3 \text{ pero no menos de } 1 \text{ m}$$

$$L_1 = \text{Hasta } 6 \text{ Z}$$

$$L_2 = (2 - 3) \times Z$$

La distancia entre dentellones, tal como se indicó más arriba no debe ser menor que la suma de las longitudes de los mismos.

c) Método hidrodinámico

Este método fue propuesto por N.N. Pavlovski en 1922 y consiste básicamente en lo siguiente:

Las velocidades de filtración en un flujo bidimensional a través de un suelo isotrópico, de acuerdo a la ley de Darcy, pueden ser representados por las diferenciales parciales.

$$V_x = -k \times \frac{Dh}{Dx} \quad V_y = -k \times \frac{Dh}{Dy}$$

Siendo:

h - carga piezométrica en un sitio de coordenadas X, Y.

k - coeficiente de permeabilidad

Llamando potencial al producto $u = kh$, derivando y reemplazando en la ecuación de la continuidad.

$$\frac{DVx}{Dx} + \frac{DVy}{Dy} = 0$$

Obtenemos la expresión

$$\frac{D^2u}{Dx^2} + \frac{D^2u}{Dy^2} = 0$$

Que se llama ecuación de Laplace o Laplaciano. Esta ecuación representa el movimiento de un líquido ideal que se produce con las líneas de flujo normales a las superficies de igual potencial o equipotenciales. Las líneas de flujo V pueden ser representadas con otro Laplaciano que es:

$$\frac{D^2V}{Dx^2} + \frac{D^2V}{Dy^2} = 0$$

La función que satisface a la ecuación de Laplace se llama armónica, y la variación de las presiones está determinada por las propiedades de la función. La dirección de las líneas de flujo y de los equipotenciales depende de las condiciones marginales de cada caso, es decir del contorno de la estructura y de las capas geológicas impermeables.

A la entrada del agua se tiene que

$$h = H_1$$

Siendo H_1 la altura del agua sobre el suelo arriba de la estructura.

A la salida se tiene

$$h = H_2$$

A lo largo de los límites o contornos impermeables se tiene que la velocidad normal al contorno es cero, o sea:

$$Vn = -k \times \frac{dh}{dn} = 0 \quad \frac{dh}{dn} = 0$$

Por lo tanto la resolución del caso consiste en encontrar la función armónica que puede satisfacer las condiciones marginales existentes.

El procedimiento de Pavlovski se basa en la siguiente propiedad de las funciones:

"la parte real e imaginaria de una función analítica de la variable compleja son funciones armónicas en esa misma región"

Correspondientemente se encuentra una función compleja tal que la región física del suelo con los contornos formados por la obra hidráulica y los límites geológicos naturales se proyecta sobre otro plano modelo que cumple con los requisitos de la ecuación de Laplace. Este plano está formado por un rectángulo en el cual las líneas de flujo están representadas por líneas horizontales equidistantes, las equipotenciales por líneas verticales, los márgenes impermeables por líneas horizontales superior e inferior y la entrada y la salida de agua por los lados verticales.

Las coordenadas en el campo físico existente están representadas en el plano.

$$Z = x + iy$$

Y las coordenadas en el campo básico rectangular por:

$$W = u + iv$$

Los dos campos se ilustran en la figura 5 - 5.

La transformación de una región cualquiera a otra puede ser muy difícil, pues las únicas regiones para las que existe representación conforme de

tipo práctico son las limitadas por polígonos de un número finito de vértices aunque uno de ellos puede estar en el infinito. Cualquier región limitada por un polígono puede ser transformada a un semiplano y viceversa, y, por medio del paso intermedio por el semiplano, una región poligonal puede ser transformada en otra. Esto se realiza por medio de un procedimiento desarrollado por los matemáticos alemanes Schwartz y Christoffel.

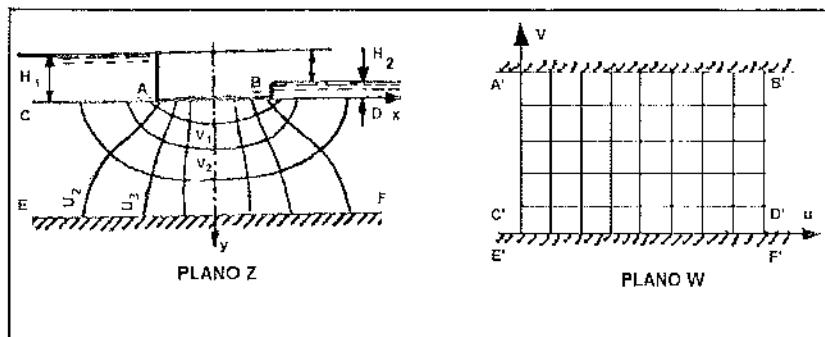


FIGURA 5 - 5

El método de Pavlovski consiste en transformar tanto el perfil existente de la estructura hidráulica como el campo básico rectangular en un semi-círculo de radio infinito. Este plano semi-infinito de coordenadas $t = r + is$ sirve por lo tanto de eslabón de unión entre las dos fases del análisis.

EJEMPLO 5 – 6

Sea el caso de un azud de fundación plana apoyada sobre un suelo de espesor infinito tal como se indica en la figura No. 5 – 6.

Se trata de encontrar las líneas de flujo y los equipotenciales que se producen en este caso.

La primera operación o sea el paso de la zona Z a la zona t es innecesaria por cuanto el caso de espesor infinito de capa permeable es matemáticamente idéntico al plano semi-infinito y por lo tanto $Z = t$.

Pasando ahora a la segunda operación tomamos la altura del rectángulo básico de la zona W igual al infinito pues al entrar y salir el agua

normalmente a la superficie del suelo, equivale a suponer que se mueve paralelamente a los paramentos y los niveles de agua A y D pueden estar a cualquier elevación.

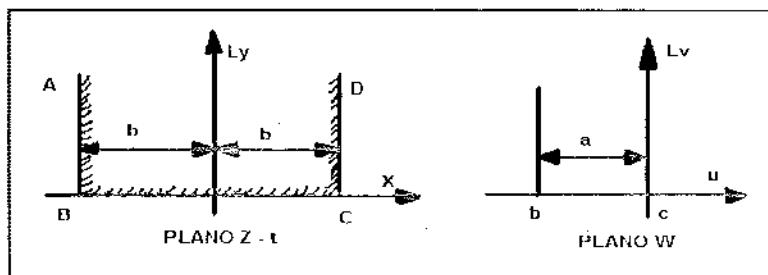


FIGURA 5 - 6

El recorrido del agua con el contorno a la izquierda será ABCD. Los puntos escogidos son todos vértices de la línea poligonal de contacto de la fundación con el suelo impermeable.

Según Schwartz Christoffel:

$$\frac{dw}{dz} = K \times [Z - X_1] \times \frac{A_1}{\pi} - 1 \times [Z - X_2] \times \frac{A_2}{\pi} - 1$$

La ecuación tiene sólo dos factores, pues sólo dos puntos B y C son finitos en el plano Z, estando los otros dos A y D en el infinito.

De la figura vemos que:

$$X_1 = -b$$

$$X_2 = +b$$

Los ángulos de deflexión de la corriente (considerados positivos cuando son antihorarios) son $A_1 = \frac{\pi}{2}$ y $A_2 = \frac{\pi}{2}$.

Entonces reemplazando los valores:

$$\frac{dw}{dz} = K \times (Z + b)^{-1/2} \times (Z - b)^{-1/2}$$

$$W = K \times \int \frac{dz}{\sqrt{Z^2 - b^2}} = K \times \operatorname{arc cosh} \frac{Z}{b} + C$$

Coloquemos el rectángulo básico en tal forma que cuando

$$Z = b, \quad W = 0$$

Entonces:

$$0 = K \times \operatorname{arc cosh} \frac{b}{b} + c \quad c = 0$$

Cuando

$$Z = -b \quad W = -a$$

$$-a = K \times \operatorname{arc ch}(-1) = K \times (i\pi)$$

$$K = -\frac{a}{i \times \pi} = \frac{ai}{\pi}$$

$$W = \frac{ai}{\pi} \times \operatorname{arc ch} \left(\frac{Z}{b} \right)$$

$$\frac{Z}{b} = \cos W$$

Supongamos que $a = \pi$

$$x + i \times y = b \times \cos(u + iv) = b \times (\cos u \cdot \operatorname{ch} v - i \times \sin u \cdot \operatorname{sh} v)$$

$$x = b \times \cos(u) \operatorname{cosh}(v)$$

$$y = b \times \sin(u) \operatorname{cosh}(v)$$

Elevando al cuadrado, sumando y restando, obtenemos las líneas de flujo.

$$\frac{x^2}{b^2 \times \operatorname{cosh}^2(v)} + \frac{y^2}{b^2 \times \operatorname{sinh}^2(v)} = 1$$

Que son una familia de elipses, y las líneas equipotenciales

$$\frac{x^2}{b^2 \times \cos^2(u)} + \frac{y^2}{b^2 \times \sin^2(u)} = 1$$

Que son una familia de hipérbolas.

El método de Pavlovski es un ejemplo brillante de la aplicación de las matemáticas a los problemas de ingeniería. Pero, exceptuando un grupo de casos típicos y elementales, como el visto en el Ejemplo 5-6, las raíces en el denominador de la función de Schwartz - Christoffel conducen a integrales elípticas u otras de solución sumamente laboriosa. Por este motivo el método puramente analítico de Pavlovski no llegó a adquirir popularidad y se prefieren métodos aproximados.

Se observa que las líneas u y v no dependen ni del coeficiente de permeabilidad k ni de las presiones H_1 y H_2 sino solamente de la forma geométrica de los contornos impermeables. Por lo tanto dos redes hidrodinámicas serán geométricamente semejantes si lo son sus contornos. Gracias a esto se pueden utilizar valores ya calculados y tabulados para distintos casos particulares. Estas tablas de valores obtenidos por Pavlovski con sus discípulos y colaboradores como también por Khosla, de la India, se encuentran en libros especializados.

d) Método gráfico

El método más empleado es el gráfico diseñado por Forchheimer en 1911. Es el método más rápido de todos y estando la red de circulación bien trazada, el error respecto a la solución analítica no pasa del 5 por ciento.

El método consiste en lo siguiente:

Llamamos franja equipotencial al espacio entre dos equipotenciales contiguas y franja de flujo al espacio entre dos líneas de flujo. Sabemos que la superficie horizontal del terreno del lado de aguas arriba del azud representa una línea equipotencial correspondiente a la altura piezométrica H_1 y la de aguas abajo representa otra línea equipotencial correspondiente a la altura piezométrica H_2 . La diferencia entre las dos es $Z = H_1 - H_2$.

Dividimos el espacio en n franjas por medio de equipotenciales trazados a mano libre o sea que la diferencia entre estas equipotenciales será H/n .

Se trazan ahora las líneas de flujo en tal forma que sean normales a las equipotenciales y formen cuadrados equivalentes con éstas. Se llaman cuadrados equivalentes o cuadrados curvilíneos en los que las medianas y diagonales son iguales y los lados se cortan haciendo ángulo recto.

En ángulos interiores de menos de 180° los cuadrados se transforman en pentágonos y en ángulos exteriores de más de 180° los cuadrados se transforman en triángulos.

Siendo el contorno de la fundación la primera linea de flujo y la base impermeable la última, las equipotenciales deben ser perpendiculares a estas dos líneas.

La condición de perpendicularidad de las curvas y de los cuadrados perfectos no se consigue con el primer dibujo y es necesario realizar varias correcciones para conseguir una red de circulación satisfactoria.

El gasto de agua perdida por filtración puede determinarse en la siguiente forma:

Sea B la longitud de la cresta del azud.

Consideramos un cuadrado de la red a lado ΔL .

La pérdida de carga en el cuadrado será Z : n y la longitud de recorrido de agua ΔL .

Entonces el caudal de agua que pasa por esta franja será

$$Q = V \times A = k \times J \times A$$

Pero

$$A = B \times \Delta L \quad J = \frac{Z}{n \times \Delta L}$$

$$V = K \times J$$

Entonces

$$Q = \frac{K \times Z \times B}{n}$$

Si el número de franjas de flujo es m , el caudal total será

$$Q = k \times Z \times B \times \frac{m}{n}$$

El valor del coeficiente de permeabilidad k es muy variable dependiendo de muchos factores. Como orientación simplemente se dan los siguientes valores:

**CUADRO N.- 5 - 9
COEFICIENTES DE PERMEABILIDAD**

Clase de Suelo	K en cm/s
Grava	$10^2 - 10^4$
Arena gruesa	$10^{-1} - 10^{-3}$
Arena fina	$10^{-2} - 10^{-4}$
Tierra arenosa	$10^{-3} - 10^{-5}$
Tierra franco-arcillosa	$10^{-5} - 10^{-9}$
Tierra franca	$10^{-4} - 10^{-7}$
Limo	$10^{-4} - 10^{-5}$
Arcilla	$se^{-6} - 10^{-8}$
Arcilla compacta	$10^{-7} - 10^{-10}$

Generalmente se comprueba que la cantidad de agua que se pierde es despreciable.

Es frecuente el caso de encontrarse con suelos formados por estratos finos en los cuales el coeficiente de permeabilidad en el sentido paralelo a los estratos es mayor que en el sentido perpendicular.

En este caso se utiliza un artificio que si bien no muy exacto permite seguir el método de la red de flujo.

Antes de dibujar la red de flujo todas las dimensiones paralelas a las estratificaciones se reducen dividiéndolas para una constante igual a

$$a = \sqrt{\frac{k_{\min}}{k_{\max}}}$$

Dejando sin alteración las dimensiones perpendiculares. Con esta distorsión se consigue reemplazar el suelo real con otro que tiene un coeficiente de permeabilidad igual en ambos sentidos y dado por

$$k = \sqrt{k_{\max} \times k_{\min}}$$

Dibujada la red de flujo se la traslada a un dibujo no distorsionado. Esta red es flujo resultante ya no está formada por cuadrados sino por rectángulos equivalentes.

e) Comparación de los métodos vistos y consideraciones prácticas

El propósito de todos los métodos es permitir calcular la subpresión que se produce bajo el zampeado y dar a este la longitud y forma necesarias para que la velocidad de salida del agua no produzca erosión al pie.

Las diferencias de los métodos se explican a continuación:

Las ecuaciones que definen la red de circulación permiten calcular la subpresión en el zampeado.

Tomemos el caso del Ejemplo 5 - 6.

$$x = b \times \sin(u) \times \cosh(v)$$

$$y = b \times \cos(u) \times \sinh(v)$$

En las cuales el origen de las coordenadas están en el centro del zampeado.

Despejando, tenemos

$$\sin u = \frac{x}{b \times \cosh(v)}$$

Sabemos que $u = kh$ y que cuando

$$x = b \quad h = H_2$$

$$x = -b \quad h = H_1$$

Entonces llamando $H = H_1 - H_2$ tenemos que

$$h = \frac{H}{\pi} \times \left[\frac{\pi}{2} - \arcsin \frac{x}{b \times \cosh(v)} \right] + H_2$$

Que representa la variación de la carga piezométrica a lo largo de una línea de flujo cualquiera.

Si tomamos la primera línea de flujo, es decir la que va pegada al contorno de la fundación, tendremos que $v = 0$.

Entonces:

$$h = \frac{H}{\pi} \times \left[\frac{\pi}{2} - \arcsin \left(\frac{x}{b} \right) \right] + H_2$$

Esta ecuación representa la variación de la presión a lo largo del contorno de la fundación del azud tal como lo muestra la Figura 5-7. Para cualquier valor $x, y = 0$ y el flujo es horizontal por tratarse de una fundación horizontal.

Si la red de circulación no es obtenida analíticamente sino por el método gráfico o el de la relajación, entonces el diagrama de la subpresión se obtiene también gráficamente bajando los valores de la subpresión en los puntos correspondientes del cruce de las equipotenciales con la fundación.

Según Bligh y Lane el diagrama de subpresiones para este caso es un trapecio. La subpresión real que se produce para los valores positivos de x es mayor que la calculada por los métodos de Bligh y Lane en una cantidad igual al área achurada con la consecuencia de que los zampeados diseñados exactamente según este método están en peligro de romperse.

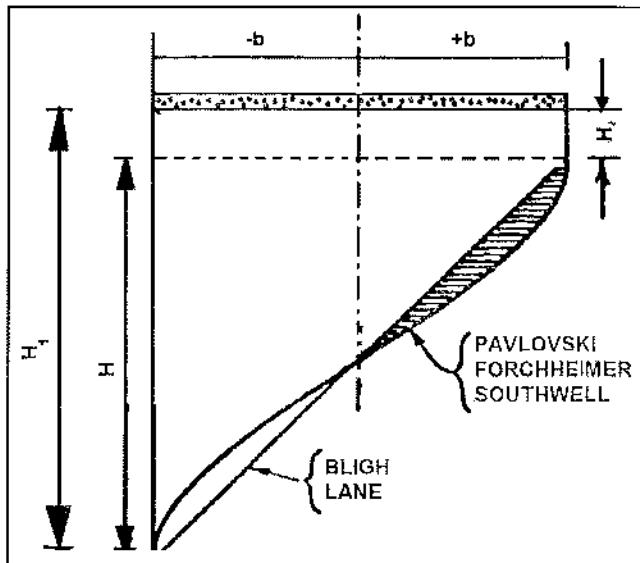


FIGURA 5 - 7

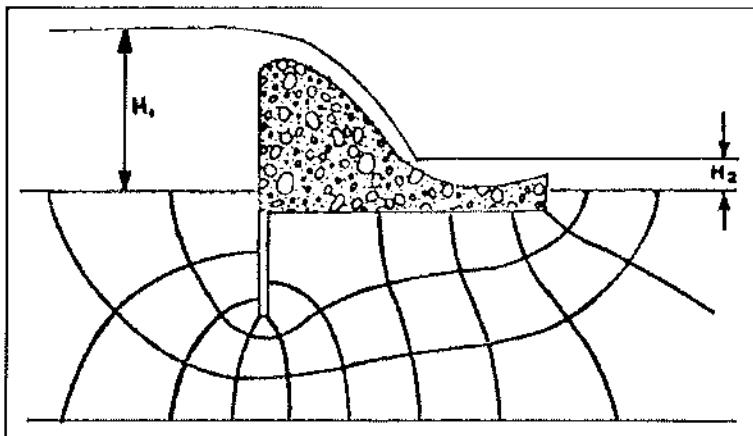


FIGURA 5 - 8

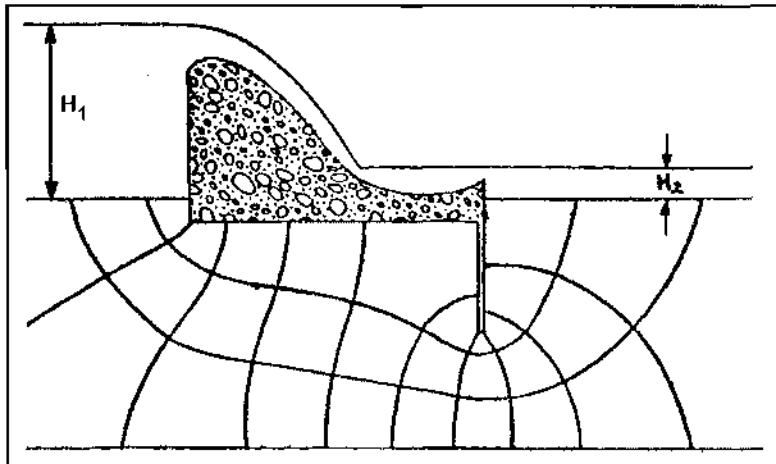


FIGURA 5 - 9

Normalmente los zanqueados tienen dentellones y en las Figuras 5-8, 9 y 10, se dibujaron el mismo azud con el dentellón puesto al comenzar el zanqueado, en la mitad y al final del zanqueado con las respectivas redes de circulación trazadas con el método gráfico de Forchheimer.

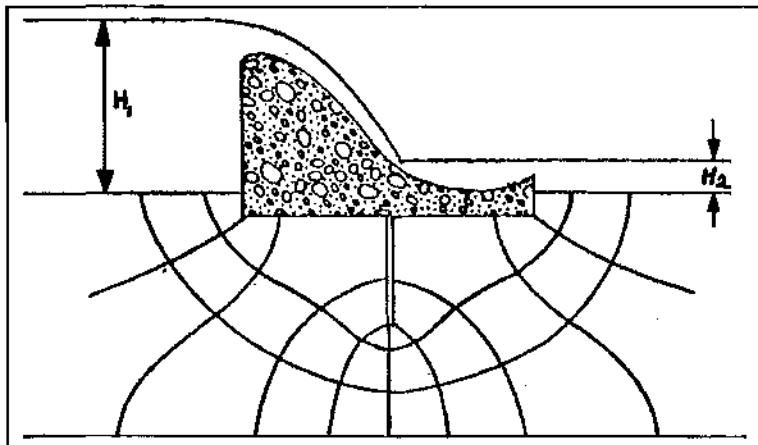


FIGURA 5 - 10

Asumiendo una profundidad del dentellón de 1.6 metros y los valores de $H = 2$ metros y $2 \times b = 4$ metros se dibujó el diagrama de subpresiones para los tres casos en la Figura 5 - 11.

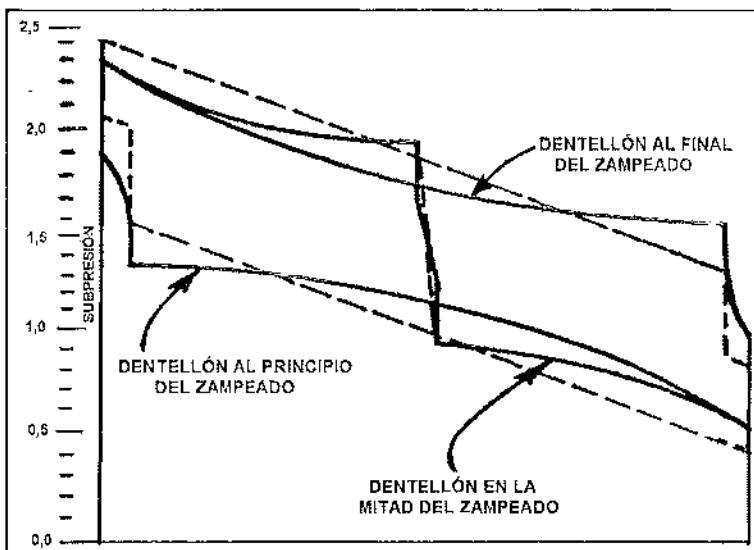


FIGURA 5 - 11

Se observa que la mínima subpresión se produce cuando el dentellón está al principio y va aumentando hasta llegar al máximo, en la posición del dentellón al final. La diferencia en la subpresión entre estas dos posiciones es alrededor de 0.6 T/m^2 , o sea que representa una variación de 50 centímetros en el espesor del zampeado que es una cantidad digna de ser tomada en cuenta. Es decir que solamente desde el punto de vista de espesor del zampeado, lo más económico es ubicar el dentellón en el principio de éste.

Las líneas interrumpidas en la Figura 5-11 representan los diagramas de subpresión para los mismos casos, dibujadas de acuerdo al método de Bligh.

Se observa que para los tres casos este método da valores demasiado bajos para las partes inferiores del zampeado.

Así por ejemplo para el caso del dentellón al comienzo del zampeado, el método de Bligh da un valor de 0.9 T/m^2 , mientras que el valor real es 1.1 T/m^2 . O sea que diseñado según el método de Bligh y tomando un coeficiente de seguridad de 1.22 recién estaríamos en la posición límite de equilibrio.

Las ecuaciones de la red de circulación permiten también determinar la velocidad de circulación.

Tenemos de la ecuación de Darcy.

$$V = -k \times \frac{dh}{ds}$$

Remplazando el valor del camino recorrido por el agua ds tenemos:

$$v = \frac{-k}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{1/2}} \times \frac{dh}{dx}$$

Si asumimos el caso del ejemplo 5 - 6 tenemos la ecuación de la trayectoria

$$\frac{x^2}{b^2 \times \cosh^2(v)} + \frac{y^2}{b^2 \times \operatorname{senh}^2(v)} = 1$$

De la cual obtenemos:

$$\frac{dv}{dx} = -\frac{\operatorname{senh}(v)}{\cosh(v)} \frac{x}{(b^2 \times \cosh^2(v) - x^2)^{1/2}}$$

De la ecuación de la variación de la subpresión obtenemos:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{-H}{\pi \times (b^2 \times \cosh^2(v) - x^2)^{1/2}}$$

Reemplazando estos valores y realizando las operaciones queda

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-H \times \cosh(v)}{\pi \times (b^2 \times \cosh^4(v) - x^2)^{1/2}}$$

Al poner $v = 0$ o sea a lo largo del contorno de la fundación tendremos

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-H}{\pi \times (b^2 - x^2)^{1/2}}$$

Vemos que para

$$x = \pm b \quad \frac{dh}{ds} = \infty$$

$$x = 0 \quad \frac{dh}{ds} = \frac{-H}{\pi \times b}$$

Según Bligh el gradiente hidráulico de las aguas subterráneas es

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-H}{2 \times b}$$

Para toda la longitud de la fundación. La ecuación obtenida para el gradiente nos demuestra que esto no es así. En la mitad del tramo estaríamos por el lado de la seguridad, pues como lo muestra el método de Pavlovski, el gradiente es menor que la supuesta por Bligh.

En cambio a la entrada y salida tenemos que el gradiente y por lo tanto la velocidad (según la ecuación de Darcy) son infinitas. Según Terzaghi la fuerza ejercida por el flujo de agua filtrante sobre los granos del suelo es proporcional al gradiente hidráulico. De aquí se deduce que en los puntos de entrada y salida junto a la fundación, esta fuerza sería infinitamente grande. En el punto de entrada esto no tendría importancia pues la fuerza está dirigida hacia el interior y no puede causar gran daño. En cambio en el punto de salida y en los vecinos a éste, esto es muy peligroso pues arrastra las partículas produciendo la tubificación.

En efecto, aislamos un prisma de suelo de profundidad L y de área de la base A situado aguas abajo del azud. La subpresión que actúa sobre el prisma es

$$A \times (h + L)$$

El volumen V del prisma está compuesto del volumen de sólidos y del volumen del agua.

$$V = V_s + V_a$$

El peso del prisma será entonces el producto de los volúmenes mencionados por sus pesos específicos

$$P = V_a \times W_a + V_s \times W_s = V_a + V_s \times W_s$$

$$P = V_a + (V - V_a) \times W_s$$

Como la porosidad del material es $n = \frac{V_a}{V}$ tendremos

$$P = V \times (n + W_s - n \times W_s)$$

$$P = A \times L \times (n + W_s - n \times W_s)$$

Si la subpresión es mayor que el peso, el suelo será levantado es decir arrastrado por el agua. Para que esto no se produzca

$$A \times (h + L) \leq A \times L \times (n + W_s - n \times W_s)$$

$$h \leq L \times (n + W_s - n \times W_s - 1)$$

O sea que el gradiente hidráulico en este punto debe ser:

$$\frac{h}{L} \leq (W_s - 1)(1 - n)$$

Cuando el gradiente llega a ser igual al segundo miembro de la desigualdad se llama crítica y se produce el fenómeno conocido con el nombre de **arenas movedizas** o en el caso de presas, tubificación.

Se concluye aquí que las arenas movedizas no son un tipo especial de arenas sino meramente una condición hidráulica que nada tiene que ver con la granulometría e igual puede producirse con limos que con cantos rodados. La razón por la cual rara vez se produce en agregados gruesos es

porque de acuerdo a la Ley de Darcy el gradiente en éstos generalmente es muy pequeña.

En vista de que para todos los suelos comunes el peso específico real varía entre

$$2.5 \leq W_s \leq 2.7$$

Y que la porosidad varía entre

$$35\% \leq n \leq 45\%$$

Se deduce que el valor del gradiente crítico es siempre cercano a la unidad pudiendo en el peor de los casos igualarse a 0.7.

El gradiente hidráulico aguas abajo del final del zampeado se puede obtener de la siguiente consideración:

A todo lo largo de la solera del río

$$h = H_2$$

Al reemplazar este valor en la ecuación de la subpresión obtenemos

$$\text{arc. sen} \frac{x}{b \times \cosh(\nu)} = \frac{\pi}{2}$$

O sea

$$x = b \times \cosh(\nu)$$

Esta ecuación nos da las abscisas de las intersecciones de las líneas de flujo con la línea de la solera horizontal.

Reemplazando este valor en la ecuación del gradiente hidráulico obtenemos

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-H}{\pi \times b \times \operatorname{senh}(\nu)}$$

Ecuación que nos da el gradiente hidráulico a la salida de cada línea de flujo.

Para el caso de tener un dentellón de profundidad "d" al final del zampeado analicemos una relación entre planos dada por la ecuación

$$W = Z^n$$

O sea

$$u + i \times v = r^n \times [\cos(n\alpha) + i \times \operatorname{sen}(n\alpha)]$$

El valor del exponente es $n = \pi/\alpha$ siendo α el ángulo que hacen entre sí las márgenes sólidas que limitan el flujo. En la Figura No. 5-12 se presentan los ocho casos posibles de una función exponencial de este tipo.

Asumamos entonces que la red de circulación a la derecha del dentellón es semejante al caso VIII de la figura 5-12. Al hacer esto cometemos un error pues no cumplimos con la condición de que las líneas de flujo deben ser perpendiculares a la solera horizontal. Esta inexactitud aumenta al alejarse del dentellón pero al mismo tiempo disminuye la importancia del resultado por lo que podemos aceptar el cálculo aproximado.

Tendríamos entonces las ecuaciones:

$$y = u^2 - v^2$$

$$x = 2 \times u \times v$$

Teniendo en cuenta que

$$u = k \times h$$

Y que para

$$y = 0 \quad h = H_1, \quad \text{ó} \quad H_2$$

$$y = -d \quad h = \frac{H_1 + H_2}{2}$$

Tenemos

$$h = \frac{H_1 + H_2}{2} \pm \frac{H_1 - H_2}{2} \times \sqrt{\frac{y + d + v^2}{d}}$$

Ecuación que daría la variación de la carga a lo largo de una linea de flujo cualquiera. El signo positivo de la raíz de la carga sobre el paramento anterior del dentellón y el signo negativo la carga sobre el paramento posterior.

El gradiente hidráulico en un punto cualquiera es

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-H}{4 \times d^{1/2} \times (y + d + 2 \times v^2)^{1/2}}$$

Y el gradiente hidráulico a la salida cuando $y = 0$

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-H}{4 \times d^{1/2} \times (d + 2 \times v^2)^{1/2}}$$

Apliquemos estas ecuaciones para calcular la variación del gradiente hidráulico para el caso de un zampeado de longitud $2 \times b = 20$ m con una carga de $H = 10$ m ($H_2 = 0$) con y sin dentellón de 4 m a la salida. Los resultados se presentan en forma gráfica en la Figura No.5-13. Para el caso del zampeado con dentellón las velocidades y gradientes hidráulicos de salida son bajas. En cambio para el caso sin dentellón el gradiente hidráulico junto al zampeado es infinita y va disminuyendo hasta adquirir el valor crítico en la abscisa 10.50 m. O sea que los 50 cm contiguos al final del zampeado serían inmediatamente erosionados a menos que se los proteja con filtros.

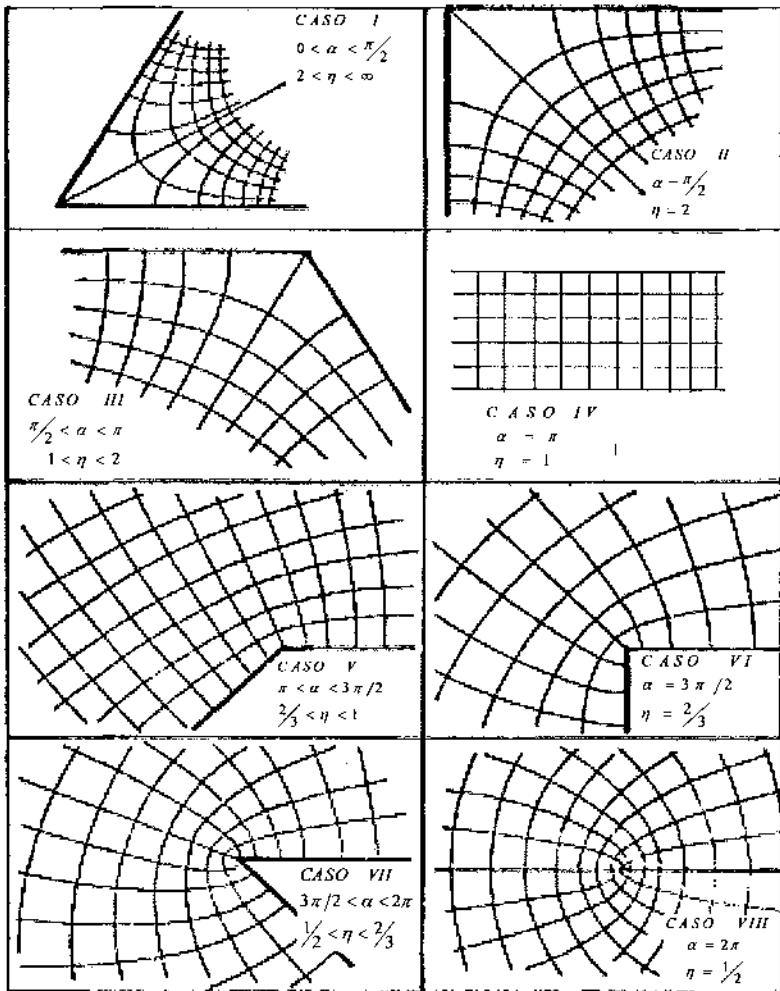


FIGURA 5 - 12

En vista de esto es conveniente siempre poner un pequeño dentellón al final de un zampeado o un filtro o ambas cosas para evitar la tubificación. Al mismo tiempo este dentellón de salida no debe ser muy grande para evitar el aumento de la subpresión sobre el zampeado.

Este análisis demuestra otra ventaja del método hidrodinámico sobre los otros. Según Bligh y Lane es absolutamente indiferente colocar un dentellón al principio, en la mitad o al final del zampeado, pues para todos los casos el gradiente hidráulico obtenido es el mismo. El método hidrodinámico muestra que hay una substancial diferencia en la velocidad de salida del agua según la posición del dentellón.

El zampeado de las estructuras hidráulicas es una de las partes más caras de la obra y por esta razón la tendencia es tratar de reducir sus dimensiones tanto en lo que a espesor como a longitud se refiere.

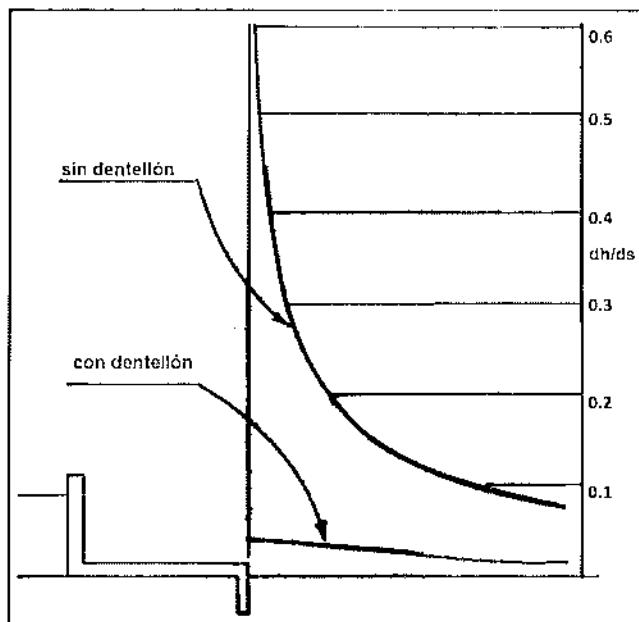


FIGURA 5 - 13

La longitud está determinada por las condiciones de disipación de energía. El espesor en cambio es función solamente de la subpresión.

Las soluciones obvias para disminuir la subpresión son: profundizarse más con el dentellón o poner un delantal de arcilla u otro material impermeable aguas arriba del azud, pero ambas naturalmente son caras.

Otra solución propuesta por Zamárin es la de emplear un zampeado perforado.

Es decir en el zampeado se deja orificios de 5 a 25 cm de diámetro que ponen las aguas superficiales en contacto con la atmósfera haciendo que la presión manométrica en estos puntos se reduzca a cero, y disminuya notablemente en el resto de la superficie permitiendo utilizar espesores mucho menores.

Para evitar que se produzca socavación a través de estos orificios, debajo de ellos se deja un filtro invertido que impide el arrastre de las partículas.

El filtro invertido consiste de dos a tres capas de arena y ripio en las cuales la relación de los diámetros de las partículas es de 8 -10. El coeficiente de uniformidad $u = d_{60}/d_{10}$ no debe ser mayor de 10. El espesor de cada capa no debe ser menor de 25 cm.

5.1.1.8. Cálculo del dentellón al final del zampeado

Al final del zampeado de los azudes frecuentemente se presenta la erosión del fondo que puede ser peligrosa si el zampeado no dispone de un dentellón que lo proteja de la socavación.

Entre las causas para la erosión tenemos principalmente las siguientes:

- 1) La corriente tiene una alta capacidad de arrastre de sedimentos debido a su gran energía y desarrollada turbulencia como también por haber depositado aguas arriba del azud buena parte de los sedimentos que llevaba.
- 2) El paso del agua de la sección lisa del zampeado al cauce natural con una rugosidad mucho mayor, produce remolinos, especialmente cerca de las orillas, que remueven el material del fondo.

Como consecuencia y con el paso de sucesivas crecientes a continuación del zampeado, el agua profundiza el cauce.

Dependiendo del gradiente del río esta profundización puede reducir la velocidad en este sitio, deteniendo con el tiempo la erosión o por el contrario la excavación puede propagarse hacia aguas abajo, degradando

el fondo del río formando un salto a continuación del zampeado e intensificando progresivamente el fenómeno.

Para evitar esto último, conviene construir a una cierta distancia aguas abajo del zampeado un muro transversal o dentellón enterrados dentro del cauce.

Para asegurar la estabilidad del zampeado, conviene construir un dentellón al final del mismo. La profundidad de este dentellón debe ser mayor que la profundidad de la socavación producida por la erosión.

La magnitud de la erosión puede ser calculada con la fórmula de M.S. Vysgo (1947) según la cual (Véase figura 5 - 4)

$$Y_4 + d_o = k \times \sqrt{q \times \sqrt{z}} \quad 5 - 21$$

Siendo

z - diferencia de cota entre las superficies de agua arriba y abajo del azud.

q - el caudal por unidad de ancho.

k - un coeficiente que es función de la longitud L_s del zampeado después del resalto y el calado normal d_o y está dado en el cuadro siguiente:

CUADRO N.- 5 - 10

L_s/d_o	< 5	5	10	20
k	1.4	1.3	1.2	1.0

Esta fórmula no toma en cuenta las características del material que forma el cauce del río y esto constituye su lado flaco.

Otra fórmula que puede ser utilizada es la de E.A. Zamárin (1951) según la cual

$$Y_4 + d_o = \frac{q}{v} \quad 5 - 22$$

Siendo

$$V = V_1 \times \sqrt[n]{R}$$

5 - 23

V_1 - velocidad admisible máxima para los materiales que forman el cauce

R - radio hidráulico.

El valor de n para cauces de arena, loess y grava es igual a

$$n = 2 + R \text{ con un máximo de } n = 6$$

Para cauces de canto rodado

$$n = 2.5 + 0.5 \times R \text{ con un máximo de } n = 5$$

En el caso de que el dentellón no llegue a tener un valor igual o mayor que r es conveniente proteger el cauce después del zampeado con una capa de piedra.

5.2. OBRAS DE TOMA CON REJILLA DE FONDO

a) Descripción

Los ríos de montaña o torrentes tienen las siguientes características:

- 1) Pendientes longitudinales fuertes que pueden llegar al 10 % o a veces a más.
- 2) Crecientes súbitas causadas por aguaceros de corta duración y que llevan gran cantidad de piedras.
- 3) Grandes variaciones diarias de caudal cuando provienen de nevados.
- 4) Pequeño contenido de sedimentos finos y agua relativamente limpia en estiaje.

Por lo tanto las obras de toma convencionales tienen las siguientes

desventajas:

- 1) El azud debe estar levantado a cierta altura sobre el fondo del río para poder captar el agua, y como consecuencia son necesarias obras de disipación de energía que son bastante costosas.
- 2) La compuerta de purga tiene una eficiencia baja y siempre algunas piedras quedan frente a la reja. Si no hay mantenimiento constante y cuidadoso, los sedimentos comienzan a tapar la reja con los consiguientes perjuicios para la captación.

Tratando de subsanar estos defectos se diseñó un tipo diferente de toma llamado tipo tiroles o caucásiano por haberse empleado primero en estas regiones.

Consiste, tal como indican las Figuras 5-14 y 5-15, en una rejilla fina de fondo ubicada horizontalmente, o con pequeña inclinación, sobre una galería hecha en el cuerpo del azud y que conecta con el canal.

La presa que cierra el río se compone por lo tanto de tres partes:

Un tramo en la orilla opuesta del canal que se compone de un azud macizo sobre el cual vierte el agua en creciente. Este azud debe tener un perfil hidrodinámico que normalmente se diseña con las coordenadas de Creager.

Un tramo central con la rejilla, y,

Un tramo hueco que tiene en su interior la galería que conduce al agua desde la rejilla al canal. La galería está tapada con una losa de hormigón armado y que en su parte superior sigue el mismo perfil que el azud macizo. Cuando la rejilla está pegada a la orilla, este tramo se suprime.

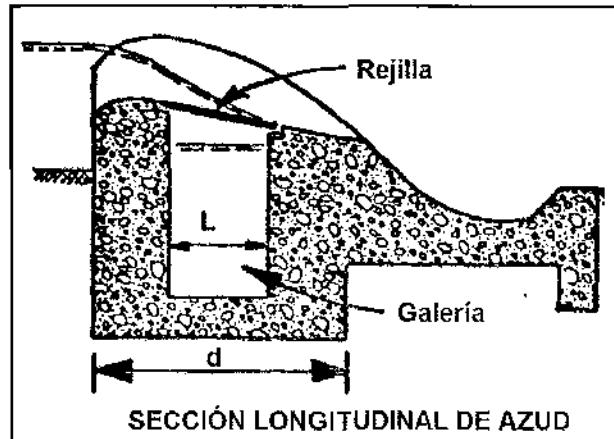


FIGURA 5 - 14

A continuación de la presa se construye un zampeado cuyas dimensiones dependen de la altura de ésta y del caudal de creciente.

Como la rejilla es la parte más baja de la presa que cierra, el río, cualquiera que sea el caudal, el agua debe pasar forzosamente sobre ella.

Debido a esto la rejilla puede estar a cualquier altura sobre el fondo de manera que la altura del azud puede llegar a hacerse cero, aunque normalmente oscila entre 20 cm a 50 cm.

Esto permite que las piedras pasen fácilmente por encima del azud con lo cual se suprime la costosa compuerta de purga. La baja altura del azud permite a su vez disminuir la longitud del zampeado. Estas dos economías hacen que el costo de una toma caucásiana llegue a ser bastante menor, que el de una toma convencional.

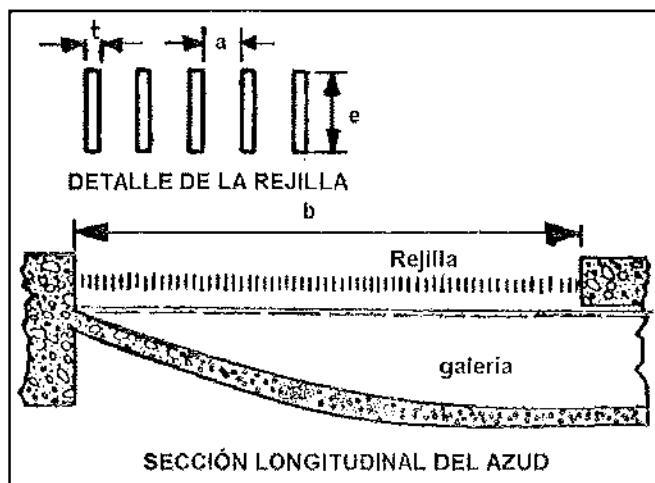


FIGURA 5 - 15

La desventaja principal de este sistema es la facilidad con que se tapa la rejilla especialmente si el río trae material flotante menudo como hojas y hierbas.

En vista de que una gran cantidad de arenas y piedras pequeñas entran por la rejilla, es imprescindible construir un desripiador eficiente a continuación de la toma.

Para que el desripiador tenga una salida al río con una longitud dentro de límites económicos, éste debe tener un gradiente de por lo menos 3 %. O sea que este tipo de toma solamente es práctica en los torrentes o ríos de montaña y no se la utiliza para caudales mayores de $10 \text{ m}^3/\text{s}$.

La rejilla se hace de barras de hierro de sección rectangular (pletina) o trapezoidal con la base mayor hacia arriba, colocadas paralelamente a la dirección del río. No se aconsejan las barras redondas pues se obstruyen más rápidamente con arena y piedra fina y son más difíciles de limpiar.

Una desventaja de las pletinas es su posibilidad de deformarse o ceder en el sentido horizontal. Para evitar esto se usan a veces barras en forma de T. A veces también en vez de barrotes se usan planchas

perforadas con orificios redondos. Estas disposiciones obligan a aumentar considerablemente las dimensiones brutas de las rejillas.

También a veces se usan rejillas dobles, una gruesa encima y una fina debajo.

En los bordes, las barras están sujetas a un marco de hierro y a veces la mitad de las barras pueden girar para facilitar la limpieza.

La separación entre las barras varía de 2 cm a 6 cm. La sección de las barras se escoge en función de su longitud y en base de consideraciones mecánicas es decir para que puedan resistir sin doblarse el peso de piedras grandes.

La rejilla tiene una inclinación con la horizontal entre 0° y 20° para facilitar el paso de las piedras pero según Bouvard se podría llegar de 30° hasta 40°.

5.3. Cálculo de la rejilla (Bibliografía 5 - 1, 2, 3, 6, 8, 11 y 13)

Asumiendo que el ángulo de la inclinación de la rejilla respecto a la horizontal es pequeño, tenemos de la ecuación de Bernoulli que:

$$H_o - h + \frac{Q^2}{2 \times g \times b^2 \times h^2} \quad (1) \quad 5 - 24$$

Siendo b el ancho de la rejilla en sentido perpendicular al río.

Experimentalmente se demuestra que para el flujo con caudal decreciente, la energía específica H_o es constante, o sea

$$\frac{d H_o}{dx} = 0$$

Entonces al poner el origen de las coordenadas en el borde superior de la rejilla tal como se ve en la Figura No.5 - 16 y derivando respecto a x tendremos:

$$\frac{dH_o}{dx} = \frac{dh}{dx} + \frac{2 \times Q \times \frac{dQ}{dx} \times 2 \times g \times b^2 \times h^2 - 2 \times g \times b^2 \times 2h \times \frac{dh}{dx} \times Q^2}{4 \times g^2 \times b^4 \times h^4} = 0$$

$$\frac{dh}{dx} = -\frac{Q \times h}{g \times b^2 \times h^3} \times \frac{dQ}{dx} \quad (2)$$

dQ/dx es el caudal que pasa por la rejilla en una longitud dx .

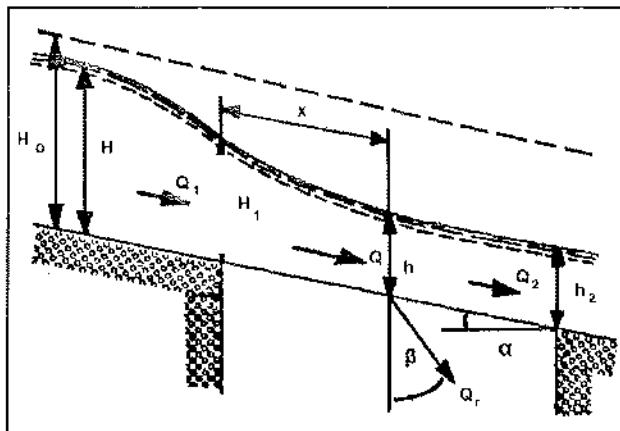


FIGURA 5 - 16

Para calcular el caudal que atraviesa la rejilla se hacen las siguientes consideraciones:

Los experimentos realizados por Melik Nubarov con rejillas compuestas de barras paralelas demuestran que la distribución de presiones se aparta de la hidrostática, razón por la cual no se debe tomar como carga sobre la rejilla la altura de agua que hay sobre ella.

Para una partícula de agua cualquiera situada a distancia x del comienzo de la rejilla, la componente vertical de la velocidad causada por la presión p en el flujo será

$$V_v = \sqrt{2 \times g \times \left(\frac{p}{W}\right)}$$

La componente horizontal de la velocidad será

$$V_h = \sqrt{2 \times g \times \left(\frac{H_o - p}{W} \right)}$$

Consecuentemente la velocidad resultante con la cual atraviesa la rejilla una partícula líquida, será:

$$V = \sqrt{V_v^2 + V_h^2} = \sqrt{2 \times g \times H_o} \quad (3)$$

Haciendo con la vertical un ángulo igual a

$$\beta = \arctg \left(\frac{V_h}{V_v} \right)$$

Por lo tanto se puede ver que la velocidad con que el agua atraviesa la rejilla es constante en magnitud en todos sus puntos. De aquí no se puede hacer la conclusión que la distribución del caudal sea también uniforme a lo largo de la rejilla por cuanto el ángulo de los filetes líquidos con la vertical es variable.

Debido a este paso oblicuo del agua la longitud efectiva de la rejilla, es menor que la longitud L.

Como primera aproximación se puede tomar

$$Le = L \times \cos(\beta_{med}) \quad (4)$$

El área de la rejilla por la cual entra el agua o la galería será

$$A = b \times Le \times \cos(\beta_{med}) \times K \quad (5)$$

El coeficiente K que reduce el área total en área efectiva disponible para el caso del agua está dado por

$$K = (1 - f) \times \frac{s}{s + t} \quad (6) \quad 5 - 25$$

Fórmula en la cual:

f - porcentaje de la superficie que queda obstruida por las arenas y grava que se incrustan entre las rejas y que se toma de 15% a 30 %.

s - espaciamiento entre barrotes.

t - ancho de un barrote.

Entonces el caudal que entra por una longitud x de rejilla será

$$Q_r = C \times b \times x \times \cos(\beta_{med}) \times K \times \sqrt{2 \times g \times H_o} \quad (7)$$

Siendo C el coeficiente de contracción que varia en función de la disposición de los hierros de la rejilla. Su valor depende de la inclinación α de la rejilla con la horizontal y está dado, por

$$C = Co - (0.325 \times i) \quad 5 - 26$$

Siendo

$$i = \operatorname{tg}(A)$$

Co - 0.6 para $e/s > 4$

Co - 0.5 para $e/s < 4$

e - alto del barrote

$$m = C \times k \times \cos(\beta_{med})$$

Si derivamos la ecuación (5 - 7) obtenemos

$$\frac{dQ}{dx} = b \times m \times \sqrt{2 \times g \times H_o} \quad (8)$$

De la ecuación (5 - 24) obtenemos

$$Q = b \times h \times \sqrt{2 \times g \times (H_o - h)} \quad (9)$$

Y reemplazando las ecuaciones (9) y (8) en la (2) tenemos

$$\frac{dh}{dx} = \frac{2 \times m \times \sqrt{H_o \times (H_o - h)}}{3 \times h + 2 \times H_o} \quad (10)$$

Multiplicando y dividiendo por H_o

$$\frac{dh}{dx} = \frac{2 \times m \times \sqrt{(H_o - h)/H_o}}{\frac{3 \times h + 2 \times H_o}{H_o}} = \frac{2 \times m \times \sqrt{1 - h/H_o}}{3 \times h/H_o + 2}$$

$$dx = \frac{(3 \times h/Ho - 2) \times dh}{2 \times m \times \sqrt{(1 - h/Ho)}}$$

Para integrar hacemos los remplazos

$$1 - \frac{h}{Ho} = y^2 \quad \frac{h}{Ho} = 1 - y^2 \quad h = Ho - Ho \times y^2$$

$$dh = -2 \times H \times y \times dy$$

$$dx = \frac{[3 \times (1 - y^2) - 2] \times (-2 \times H \times y \times dy)}{2 \times m \times y}$$

$$dx = \frac{(1 - 3 \times y^2) (-H \times dy)}{m} = \frac{H}{m} \times (3 \times y^2 - 1) \times dy$$

Integrando

$$X = \frac{H}{m} \times (y^3 - y) = \frac{H}{m} \times \left[\left(1 - \frac{h}{H}\right)^{3/2} - \left(1 - \frac{h}{H}\right)^{1/2} \right]$$

$$X = \frac{H}{m} \times \left(1 - \frac{h^{1/2}}{H}\right) \times \left[\left(1 - \frac{h}{H}\right) - 1 \right]$$

$$X = -\frac{h}{m} \times \left(1 - \frac{h}{Ho}\right)^{1/2} + const.$$

Sabiendo que cuando $x = 0$; $h = h_1$ determinamos la constante de integración y obtenemos la ecuación del perfil de flujo

$$X = \frac{1}{m} \times \left[h_1 \times \left(1 - \frac{h_1}{Ho}\right)^{1/2} - h \times \left(1 - \frac{h}{Ho}\right)^{1/2} \right] \quad (11)$$

Cuando $h = 0$; $X = L$ y la ecuación nos da la longitud requerida de rejilla para una captación total de caudal que es

$$L = \frac{h_1}{m} \left(1 - \frac{h_1}{Ho}\right)^{1/2} = \frac{h_1}{m} \left(\frac{1-h_1}{Ho}\right)^{1/2} \quad (12)$$

De la ecuación (9) tenemos:

$$Q^2 = b^2 \times h^2 \times 2 \times g \times (Ho - h)$$

$$H_o - h = \frac{Q^2}{2 \times g \times b^2 \times h^2} \quad (13)$$

$$L = \frac{h}{m} \times \sqrt{\frac{Q^2}{2 \times g \times b^2 \times h^2 \times H_o}} = \frac{Q}{m \times b \times \sqrt{2 \times g \times H_o}} \quad (14)$$

Que nos da la ecuación final para el cálculo de las dimensiones de rejillas. En la práctica es aconsejable que el valor de L no pase de 1.25 metros.

Esta ecuación (14) no es muy cómoda para el cálculo.

La podemos poner en forma de

$$Q = C \times k \times \cos(\beta) \times b \times L \times \sqrt{2 \times g \times H_o}$$

Experimentalmente E.A. Zamárin obtuvo la siguiente expresión

$$Q = C \times k \times b \times L \times \sqrt{2 \times g \times hm}$$

Siendo hm altura media de agua sobre la rejilla. Bakhmeteff y Boussinesq demostraron que la entrada de agua ocurre con calado crítico.

$$h_1 = d_c = \frac{2}{3} \times Ho$$

Reemplazando este valor e igualando las expresiones para Q

$$C \times k \times b \times L \times \sqrt{2 \times g \times \frac{2}{3} \times Ho \times \frac{1}{2}} = C \times k \times \cos(\beta) \times b \times L \times \sqrt{2 \times g \times Ho}$$

$$\cos(\beta) = \sqrt{\frac{1}{3}} = 0.577 \quad \beta = 54^\circ 46'$$

Experimentalmente se registraron valores entre 45° y 53°

Entonces

$$Q = 2.55 \times C \times k \times b \times L \times \sqrt{Ho} \quad (15) \quad 5 - 27$$

Como H_0 es todavía desconocido podemos obtenerlo de la misma condición crítica.

$$\frac{2}{3} \times H_0 = d_c = 0.482 \times \left(\frac{Q}{b}\right)^{2/3}$$

Reemplazando en (15)

$$Q = 3.20 \times (C \times k)^{3/2} \times b \times L^{3/2} \quad (16)$$

Y el ancho necesario de rejilla sería

$$b = \frac{0.313 \times Q}{(C \times k)^{1/2} \times L^{1/2}} \quad (17)$$

Para facilitar los cálculos en el cuadro 5 - 11 siguiente se presentan los valores de $\frac{0.313}{(C \times k)^{1/2}}$ para $i = \operatorname{tg} \alpha = 0.2$ $t = 3/8'' = 0.9525 \text{ cm}$ y

$c = 0.5$.

CUADRO N.- 5 - 11

s	F				
	10 %	15 %	20 %	25 %	30 %
1.5	2.675	2.925	3.194	3.517	3.913
2.0	2.301	2.484	2.722	3.010	3.330
2.5	2.073	2.252	2.484	2.722	3.010
3.0	1.920	2.087	2.301	2.524	2.820
3.5	1.820	1.994	2.174	2.408	2.675
4.0	1.768	1.909	2.101	2.301	2.566
4.5	1.701	1.863	2.032	2.236	2.484
5.0	1.605	1.799	1.981	2.174	2.408
5.5	1.613	1.768	1.932	2.144	2.371
6.0	1.589	1.739	1.909	2.101	2.319

EJEMPLO No. 5 - 7

Tenemos un río de 16 m de ancho del que se trata de captar

$$Q = 5 \text{ } m^3/s$$

$$\text{Sea } f = 20\% \quad S = 4 \text{ cm} \quad i = 0.20$$

Tenemos en el cuadro N.- 5 - 11 que

$$b = \frac{2.101}{L^{3/2}} \times 5 = \frac{10.505}{L^{3/2}}$$

El valor L puede ser cualquiera, pero muchas veces se lo escoge en tal forma que produzca un mínimo desperdicio del hierro.

Supongamos que las pletinas comerciales vienen en longitudes de 6 m y queremos cortarlas sin que sobren retazos.

También asumimos una inclinación de 20 % con la horizontal y 5 cm de apoyo a cada lado. Así tenemos:

CUADRO N.- 5 -12

No. de pedazos	Longitud de cada pedazo	Proyección horizontal	L	$L^{3/2}$
4	1.500	1.47	1.37	1.6035
5	1.200	1.18	1.08	1.1224
6	1.000	0.98	0.88	0.8255
7	0.855	0.84	0.74	0.6366
8	0.750	0.74	0.64	0.5120

Los anchos correspondientes de b serían

CUADRO N.- 5 -13

L	B	
1.37	6.55	El valor L es muy grande (más de 1.25)
1.08	9.35	
0.88	12.90	
0.74	16.50	La rejilla no alcanza en el río
0.64	20.60	La rejilla no alcanza en el río

Escogemos el valor $L = 1.08 \text{ m}$ y el valor de $b = 9.35 \text{ m}$ que redondeamos a 10 m.

La carga de entrada obtenemos de la ecuación: 5 - 27.

$$5 = 2.55 \times C \times k \times 1.08 \times 10 \times \sqrt{H_0}$$

$$K = (1.0 - 0.2) \times \frac{4.00}{4.95} = 0.646$$

Para escoger el valor de C se necesita conocer el valor e , o sea la altura de los barrotes.

Esta se escoge para resistir el peso de las piedras que pasan encima.

Supongamos que en creciente el río es capaz de arrastrar piedras cuyo volumen es equivalente a una esfera de 0.5 m de diámetro

$$\text{Volumen} = \frac{1}{6} \times \pi \times D^3 = 0.0655 \text{ m}^3$$

El peso específico de una piedra común de río es 2.6 T/m^3 , pero al moverse debe estar completamente sumergida. Por lo tanto:

$$\begin{aligned} \text{Peso} &= 0.104 \times T \\ &= 0.0655 \times (2.6 - 1) = 0.104 \times T \end{aligned}$$

En el peor de los casos la piedra se apoyará solamente en dos barrotes y el momento máximo se produce cuando la piedra está en la mitad de la reja.

El momento será para cada barrote:

$$M = \frac{P}{8} \times (L + 0.05) = 0.013 \times (L + 0.05) \quad [T - m]$$

Asumiendo una resistencia de trabajo de $S = 1200 \text{ Kg/cm}^2$, tenemos que los momentos resistentes necesarios serán

$$W = \frac{M}{S} = 1.085 \times (L + 0.05) \quad [cm^3]$$

Para las longitudes consideradas tendríamos:

CUADRO N.- 5 - 14

L	L+0.05	W nec.	t	Pletina e	W Pletina
1.37	1.42	1.54	3/8" = 0.95 cm	1 1/4" = 3.18 cm	1.60
1.08	1.13	1.22	3/8"	1 1/4"	1.60
0.88	0.93	1.01	3/8"	1" = 2.54 cm	1.02
0.74	0.79	0.86	3/8"	1	1.02
0.64	0.69	0.75	3/8"	1	1.02

Se escogen pletinas de un grueso no menor que 3/8" para que no sean afectadas por la oxidación.

En nuestro caso tendríamos entonces para L = 1.08

$$t = 0.95 \text{ cm} \quad e = 3.18 \text{ cm} \quad s = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{s} = \frac{3.18}{4} < 4 \quad c = 0.435$$

Reemplazando en la fórmula

$$5 = 2.55 \times 0.436 \times 0.646 \times 1.08 \times 10 \times \sqrt{Ho}$$

$$\sqrt{Ho} \approx 0.645$$

$$Ho \approx 0.415 \text{ m}$$

O sea que la cresta del azud a los lados de la rejilla debe estar 0.42 m más alta.

5.3.1. Cálculo de la galería

El flujo de agua en la galería que queda bajo la rejilla es un caso de flujo con caudal variable en ruta, para el cual no existe todavía una solución exacta.

- a) **Método de Zamárin:** (Bibl. 5 - 13).- Como primera aproximación se puede seguir este método para determinar las

dimensiones de la rejilla.

El cálculo se efectúa en la siguiente forma:

La longitud total **b** de la galería se divide en partes iguales ΔX y el caudal en cada punto se determina con la fórmula:

$$Q_x = \left(\frac{Q}{b} \right) \times x$$

Siendo **x** la distancia desde el comienzo de la galería.

Para tener la seguridad de que todas las piedras y arenas que han pasado por la rejilla sean arrastradas hacia el decantador o desripiador, el promedio de la velocidad en la galería debe ser alto por lo menos igual a (Bibl. 7 - 7).

$$V > 3 \times \sqrt{g \times s}$$

5 - 29

Para que esto se cumpla se toma generalmente una velocidad inicial de $V_0=1$ m/s al comienzo de la galería y de 2m/s a 3 m/s al final.

La velocidad en cada punto se determina con la fórmula

$$V_x = \frac{V_f - V_0}{b} \times x + V_0$$

La relación entre el caudal y la velocidad da el área y por lo tanto el calado necesario de agua para cada punto de la galería.

Se asume que toda la energía del agua que cae a través de la rejilla se disipa en la mezcla turbulenta con el agua que se encuentra en la galería. El movimiento se produce por lo tanto a expensas solamente del gradiente hidráulico en la galería.

El gradiente hidráulico se obtiene de la fórmula de Chezy:

$$J = \frac{V^2}{C^2 \times R}$$

En la que el coeficiente **C** puede obtenerse de la fórmula de Manning o Pavlovski.

El valor del coeficiente n se selecciona alto, de 0.035 a 0.045 para tomar en cuenta las pérdidas adicionales que se producen por el flujo espiral y altamente turbulento en la galería. Para facilitar la entrada del agua a veces la pared de aguas abajo de la galería se hace curva.

Las cotas del fondo de la galería se obtienen de la ecuación de Bernoulli.

$$\frac{V_1^2}{2 \times g} + d_1 + i \times \Delta x = \frac{V_2^2}{2 \times g} + d_2 + J \times \Delta x$$

EJEMPLO 5 – 8

Calcular la galería para el caso anterior de la rejilla con $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 1.08 \text{ m}$ y $b = 10 \text{ m}$.

Tenemos:

$$Q_x = \frac{5}{10} x = 0.5 x$$

$$V_f > 3 \times \sqrt{g \times s} = 3 \times \sqrt{9.8 \times 0.04} = 1.88 \text{ m/s} \sim 2 \text{ m/s}$$

$$V_o = 1 \text{ m/s}$$

$$V_x = \frac{2 - 1}{10} \times (x) + 1 = 0.1 \times x + 1$$

No debe producirse resalto al final de la galería o sea que el flujo debe ser subcrítico. El calado al final será

$$d = \frac{Q}{L \times V} = \frac{5}{1.08 \times 2} = 2.32 \text{ m}$$

$$\frac{V^2}{g \times d} = \frac{4}{9.8 \times 2.32} = 0.176 < 1$$

El coeficiente de rugosidad se asume igual a

$$n = 0.03$$

El cálculo se realiza en forma tabulada como se indica a continuación dividiendo el valor $b = 10 \text{ m}$ en 5 tramos iguales de $\Delta x = 2 \text{ m}$.

TABLA N.- 5 - 4

x	Q	v	$A = Q/v$	$d = A/L$	p	R	$R^{1/2}$	J	hf	Σhf	$V^2/2g$
0	0	1	0	0	1.08	0	0			0	0.05
2	1	1.2	0.83	0.77	2.62	0.317	0.216	0.00600	0.0120	0.01	0.07
4	2	1.4	1.43	1.33	3.74	0.382	0.277	0.00637	0.0127	0.03	0.10
6	3	1.6	1.87	1.73	4.54	0.412	0.306	0.00753	0.0151	0.04	0.13
8	4	1.8	2.22	2.06	5.20	0.427	0.321	0.00910	0.0182	0.06	0.17
10	5	2.0	2.50	2.32	5.72	0.437	0.332	0.01085	0.0217	0.08	0.20

Para obtener el perfil del fondo se resta de la cota del eje de referencia (2.60), la suma del calado, carga de velocidad y pérdidas hasta el punto considerado. Así para una cota del fondo igual a cero al final de la galería, se tiene:

CUADRO N.- 5 - 15

X	$d + \Sigma hf + V^2/(2g)$	Cota
0	0.05	2.55
2	0.85	1.75
4	1.46	1.14
6	1.90	0.70
8	2.29	0.31
10	2.60	0.00

Para encontrar la distancia desde la parte superior de la rejilla hasta el fondo, a los valores anteriores hay que sumar:

El espesor de los barrotes	3.18 cm
La inclinación de la rejilla 0.2 x 1.08	21.60
Una altura de seguridad	<u>35.22</u>
	60.00 cm

b) Método de Hinds: (Hinds Julian, Side Channel Spillways Trans. ASCE, Vol. 89, 1926, p. 881).- El método se basa en la ley de la conservación de la cantidad de movimiento. Se asume igual que en el anterior, que la energía del agua que pasa por la rejilla se disipa totalmente en la mezcla turbulenta con el agua que está en la galería.

Si aislamos un tramo de galería de longitud Δx tenemos que la cantidad de agua que se añade es $(q \times \Delta x)$. Por lo tanto al comienzo del tramo tenemos el caudal Q y la velocidad V y al final del tramo el caudal $Q +$

$(q \times \Delta x)$ y la velocidad $V + \Delta V$. Siendo $q = Q / b$.

La cantidad de movimiento es

$$m \times V = \frac{W}{g} \times Q \times \Delta t \times V$$

Al comienzo tendremos

$$m_1 \times V_1 = \frac{W}{g} \times \Delta t \times Q \times V$$

Al final

$$m_2 \times V_2 = \frac{W \times \Delta t}{g} \times (Q + q \times \Delta x) \times (V + \Delta V)$$

Restando

$$\Delta M = m_2 \times V_2 - m_1 \times V_1$$

$$\Delta M = \frac{W \times \Delta t}{g} \times [Q \times \Delta V + q \times \Delta x \times (V + \Delta V)]$$

Dividiendo para Δx

$$\frac{\Delta M}{\Delta x} = \frac{W \times \Delta t}{g} \times \left[\frac{Q \times \Delta V}{\Delta x} + q \times (V + \Delta V) \right]$$

Multiplicando por $V = \frac{\Delta x}{\Delta t}$ y tomando la velocidad media igual a:

$$V = (V + 0.5 \times \Delta V)$$

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \frac{W \times \Delta t}{g} \times \left[\frac{Q \times \Delta V}{\Delta x} + q \times (V + \Delta V) \right] \times \left(V + \frac{\Delta V}{2} \right)$$

El cambio de la cantidad de movimiento es igual al impulso. Para $F = \text{constante en el tiempo}$.

$$\Delta M = F \times \Delta t$$

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = F$$

Al ser las presiones iguales, F es la fuerza que produce la aceleración en el fluido. Si “ α ” es el gradiente

$$F = G \times \sin(\alpha) = G \times \frac{\Delta y}{\Delta x}$$

Siendo

$$G = W \times Vol. = W \times \left(Q + \frac{\Delta Q}{2} \right) \times \Delta t$$

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = W \times \left(Q + \frac{\Delta Q}{2} \right) \times W \times \Delta t \times \frac{\Delta y}{\Delta x}$$

$$W \times \left(Q + \frac{\Delta Q}{2} \right) \times \Delta t \times \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{W \times \Delta t}{g} \times \left[Q \times \frac{\Delta V}{\Delta x} + q \times (V + \Delta V) \right] \times \left(V + \frac{\Delta V}{2} \right)$$

$$\left(Q + \frac{\Delta Q}{2} \right) \times \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{Q}{g} \times \left[\frac{\Delta V}{\Delta x} + \frac{q}{Q} \times (V + \Delta V) \right] \times \left(V + \frac{\Delta V}{2} \right)$$

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{Q}{g} \times \left(\frac{V + \frac{\Delta V}{2}}{Q + \frac{\Delta Q}{2}} \right) \times \left[\frac{\Delta V}{\Delta x} + \frac{q}{Q} \times (V + \Delta V) \right]$$

El cambio en la superficie es:

$$\Delta y = \frac{Q}{g} \times \left(\frac{V + \frac{\Delta V}{2}}{Q + \frac{\Delta Q}{2}} \right) \times \left[\Delta V + \frac{q \times \Delta x}{Q} \times (V + \Delta V) \right]$$

Si los valores iniciales son V_1 Q_1 y los finales V_2 Q_2 , tenemos:

$$Q_2 = Q_1 + \Delta Q$$

$$V_2 = V_1 + \Delta V$$

$$\Delta y = \frac{Q_1}{g} \times \frac{V_1 + V_2}{Q_1 + Q_2} \times \left[(V_2 - V_1) + V_2 \times \left(\frac{Q_2 - Q_1}{Q_1} \right) \right] \quad 5-30$$

O también

$$\Delta y = \frac{Q_2}{g} \times \frac{V_1 + V_2}{Q_1 + Q_2} \times \left[(V_2 - V_1) + V_1 \times \left(\frac{Q_2 - Q}{Q_2} \right) \right]$$

EJEMPLO 5 - 9

Comprobar el cálculo de la galería del ejemplo anterior.

El cálculo se hace en forma tabulada tal como se indica a continuación:

1. Se adopta como sección conocida, la última del ejemplo anterior. Se comienza por lo tanto con la abscisa final $x = 10$ m y el cálculo avanza hacia aguas arriba.
2. Δx
3. Cota fondo: Se asume una variación de cotas de la solera, en este caso igual a la del ejemplo anterior.
4. Δy asumido: Se asume una caída de la superficie de agua entre dos abscisas consecutivas. Para la primera fila considerada esta caída no existe.
5. Cota agua: La primera cota de agua es conocida. Para las otras abscisas la cota del agua es igual a la cota de la abscisa anterior más Δy asumido.
6. d : El calado es (5) - (3)
7. A : ancho de la galería x calado
8. Q : Caudal
9. $V = \text{Velocidad} = Q / A$
10. $Q_1 + Q_2$
11. $\frac{Q_1}{g \times (Q_1 + Q_2)}$

Para el cálculo se toma como Q_1 al caudal de la sección considerada y como Q_2 el de la siguiente sección aguas abajo.

$$12. \quad V_1 + V_2$$

$$13. \quad V_1 - V_2$$

$$14. \quad Q_2 - Q_1$$

$$15. \quad \frac{(Q_2 - Q_1)}{Q_1}$$

$$16. \quad V_2 \times \frac{(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \quad (15) \quad (9)$$

$$17. \quad (13) + (16)$$

18. $\Delta y = (11) (12) (17)$ Valor calculado de Δy . Este valor se compara con el valor asumido en (4) y si la discrepancia es grande se repite el cálculo.

Sumando al primer calado todas las pérdidas hasta llegar a $X = 2$ tenemos la cota de agua

$$2.32 + 0.13 + 0.12 + 0.11 + 0.16 = 2.84$$

La misma cota del ejemplo anterior será

$$1.75 + 0.77 = 2.52$$

O sea que con el primer método aproximado se estaría fallando en defecto de profundidad de una magnitud de.... $2.84 - 2.52 = 0.32$ m.

El cálculo no se puede llevar hasta el valor $x = 0$ ya que la columna 15 daría un valor infinito al tener $V = 0$ en el denominador. Por lo tanto se hace para un valor cercano a cero $V = 0.1$.

TABLA N.- 5 - 5

x	Δx	Cota Fondo	Δy	Cota Agua	Calado	Área	Q	V	$Q + Q$	$\frac{Q_1}{g(Q_1 - Q_2)}$	$V_1 + V_2$	$V_2 - V_1$	$Q_2 - Q_1$	$\frac{Q_2 - Q_1}{Q_1}$	$V_z \frac{Q_2 + Q_1}{Q_1}$	(13) + (16)	(11)(12)(17)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
10		0		2.32	2.32	2.5	5	2									
8	2	0.31	0.1	2.42	2.11	2.28	4	1.75	9	0.0453	3.75	0.25	1	0.25	0.5	0.75	0.128
			0.1	2.45	2.14	2.31		1.73			3.73	0.27				0.77	0.130 ok
6	2	0.7	0.1	2.55	1.85	2	3	1.50	7	0.0437	3.23	0.23	1	0.333	0.576	0.806	0.144
			0.1	2.57	1.87	2.02		1.49			3.22	0.24				0.816	0.115 ok
4	2	1.14	0.1	2.67	1.53	1.65	2	1.21	5	0.0408	2.7	0.28	1	0.5	0.745	1.025	1.113
			0.1	2.68	1.54	1.67		1.20			2.69	0.29				1.035	0.114 ok
2	2	1.75	0.1	2.78	1.03	1.11	1	0.90	3	0.034	2.1	0.3	1	1	2	2.3	0.164
			0.2	2.85	1.1	1.19		0.84			2.04	0.36				2.36	0.164
			0.2	2.84	1.09	1.18		0.85			2.05	0.35				235	0.164 ok
0	2	2.25	0.2	3.04	0.49	0.53	0	0.00	1	0	0.85	0.85	1	∞	∞	∞	?
1.9		2.51	0.08	2.92	0.41	0.44		0.11	1.05	0.005	0.96	0.74	0.95	1.9	16.15	16.89	0.079

5.4. TOMAS EN RÍOS DE LLANURA

Los ríos de montaña corren por valles estrechos y profundos dentro de los cuales por lo general no se tiene tierras de cultivo o éstas tienen pequeña superficie. Por este motivo el remanso producido por un azud, además de extenderse poco debido a la fuerte gradiente del río, casi no produce perjuicios.

Una situación totalmente diferente se observa en los ríos de llanura, cuyo cauce es poco profundo y de muy pequeña pendiente. Muchas veces las orillas están formadas por sedimentos traídos por el mismo río a manera de diques sobre elevados con relación a la llanura. En este caso una obstrucción del cauce en tiempo de creciente, puede producir el desbordamiento y la inundación de grandes extensiones de terreno valioso. Por otro lado, la captación debe hacerse alta respecto al fondo del río para que el canal pueda alcanzar a salir fuera del cauce y comenzar a regar inmediatamente terrenos ribereños.

En otras palabras, en estiaje, cuando el caudal es pequeño y el agua viene por el fondo del cauce, es necesario levantar su nivel hasta alcanzar la elevación de la planicie, y en tiempo de creciente, cuando el río viene lleno casi hasta los bordes es necesario reducir al mínimo la obstrucción del cauce producida por las obras hidráulicas.

La manera usual de conseguirlo es con un sistema de compuertas. Como estas pueden permitir pasar el agua por encima se las llama a veces azud móvil.

Por lo general se instala varias compuertas separadas por pilas para reducir el empuje del agua y facilitar su operación. Esto permite también cerrar y abrir gradualmente las compuertas de acuerdo al caudal traído por el río en diferentes épocas del año.

Generalmente el ancho de las compuertas, o sea la separación entre pilas, no debe ser menos de 5 m para reducir la obstrucción de los vanos con árboles y otro material flotante. De acuerdo a la presión que soportan, los mecanismos de elevación pueden ser accionados a mano o con motores eléctricos.

Las compuertas utilizadas más comúnmente son las de deslizamiento, las rodantes y las de sector.

Las compuertas de deslizamiento son tableros de madera o de hierro que se deslizan verticalmente por perfiles de acero empotrados en las pilas.

Las compuertas rodantes se utilizan cuando las dimensiones son grandes y por lo tanto la resistencia por fricción y la fuerza de elevación resultan tan considerables que para su movimiento se necesitan mecanismos muy grandes y complicados.

En este caso se hace un tablero que de ambos lados tiene varios rodillos unidos al marco y que ruedan sobre el perfil que sirve de guía. Como los rodillos se apoyan sobre la superficie de guía sólo en algunos puntos, en los lados, entre el tablero y la obra, se pone una junta especial. Casi siempre se atornilla en la cara de aguas arriba una plancha elástica que lleva en su parte libre una junta de madera (o cuero, caucho o plástico) que la presión del agua opriñe contra la parte entrante del muro con la cual cierra automáticamente la compuerta por la parte lateral.

Las compuertas de sector consisten de una chapa metálica cilíndrica reforzada con perfiles montada en un armazón que puede girar alrededor de ejes empotrados en las pilas. Hay un contrapeso destinado a compensar el peso de las compuertas y muchas veces un flotador, para facilitar su operación.

La operación de las compuertas requiere de una pasarela sobre las pilas en la cual se colocan los mecanismos de elevación.

Frecuentemente, se aprovecha la estructura para construir en vez de la pasarela un puente para paso de vehículos.

5.4.1 Cálculo del remanso producido.-

La obstrucción lateral del cauce producida por las pilas y la de fondo producida por el azud que sirve de fundación a las pilas, ocasiona un remanso que debe ser calculado.

El costo de las pilas y de las compuertas aumenta con su altura y se lo puede reducir subiendo el azud. Esto a su vez significaría un remanso

cada vez mayor, riesgo de inundaciones en crecientes y peligro para la misma obra de toma. La economía conseguida en la reducción del costo de pilas y compuertas se perdería en la construcción de costosos diques de protección de las orillas.

Por lo tanto, el problema consiste en encontrar la máxima altura que se le puede dar al azud sin que el remanso producido exceda de la altura de las orillas del río.

No existe un procedimiento único para hacerlo sino algunas fórmulas empíricas y por esto una forma sencilla aunque sólo aproximada es utilizar la ecuación de la energía específica, asumiendo que para el cálculo de las pérdidas por contracción y expansión, son válidos los valores experimentales determinados para tuberías.

Para analizar la aplicación del principio, supongamos que dentro de un cauce se introduce una obstrucción de fondo con una altura igual a Y como se muestra en la Figura 5 - 17.

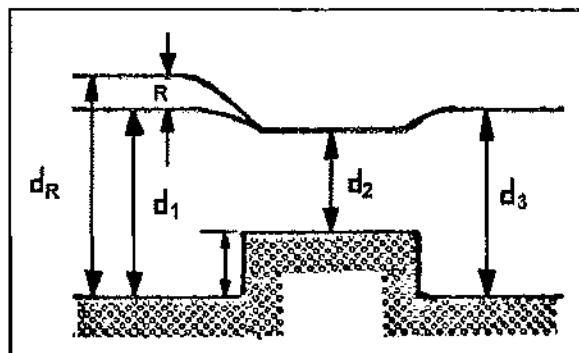


FIGURA 5 - 17

Si no hubiera pérdidas por los cambios de velocidad producidos por la contracción y la expansión de la sección, se tendría que la energía específica, sería igual en todos los puntos.

$$H_1 = H_2 = H_3$$

5 - 31

Por lo tanto los calados d_1 y d_2 podrían obtenerse igualando las ecuaciones de energía específica.

Gráficamente se obtendría estos calados dibujando las curvas correspondientes a las ecuaciones de la energía específica (11-25) de las secciones 1 y 2.

$$H_1 = d_1 + \frac{Q^2}{2 \times g \times A_1^2}, \quad 5 - 32$$

$$H_2 = d_2 + \frac{Q^2}{2 \times g \times A_2^2} + Y \quad 5 - 33$$

Si las secciones son rectangulares y de igual ancho las curvas (1) y (2) son exactamente iguales en forma, tal como se ve en la Figura 5 - 18, pero la segunda está desplazada hacia la derecha en valor $Y = Y_1$.

Si el punto de la curva (1) correspondiente a un calado d_1 se encuentra a la derecha de la vertical que pasa por el mínimo de la curva (2) (calado crítico) entonces el calado d_2 se encuentra en la intersección de una vertical desde este punto con la curva (2). En este caso si no se tomara en cuenta pérdidas por cambio de sección, $d_1 = d_2$ y la obstrucción Y sólo produce una depresión en la superficie del agua.

Puede también producirse el caso de un valor $Y = Y_2$ más grande que desplaza a la curva (2) hacia la derecha en un valor tal que la vertical correspondiente al punto d_1 sobre la curva (1) no llega a cortar esta curva que en la figura se indica con 2¹.

Esto significaría que el contenido de energía en la sección (1) es menor que la energía mínima en la sección (2). Esto sería imposible y en este caso el agua pasaría sobre la sección (2) en régimen crítico y se remansaría en la sección (1) hasta adquirir la energía específica necesaria. En la figura 5-18 el remanso se indica con la letra R y el calado resultante aguas arriba con d_R .

Adicionalmente, a lo anterior debe tomarse en cuenta que los contenidos de energía no son iguales sino que se produce pérdidas de una sección a otra. Así tenemos:

$$H_1 = H_2 + h_{12}$$

$$H_2 = H_3 + h_{23}$$

Siendo h_{12} la pérdida de energía entre las secciones 1 y 2 por contracción y h_{23} la pérdida entre las secciones 2 y 3 por expansión.

Para el cálculo de las mismas se considera como si fueran iguales a las producidas en tuberías y se toma

$$h_{12} = K_c \times \frac{Q^2}{2 \times g \times A_2^2} \quad 5 - 34$$

$$h_{23} = K_e \times \frac{Q^2}{2 \times g \times A_2^2} \quad 5 - 35$$

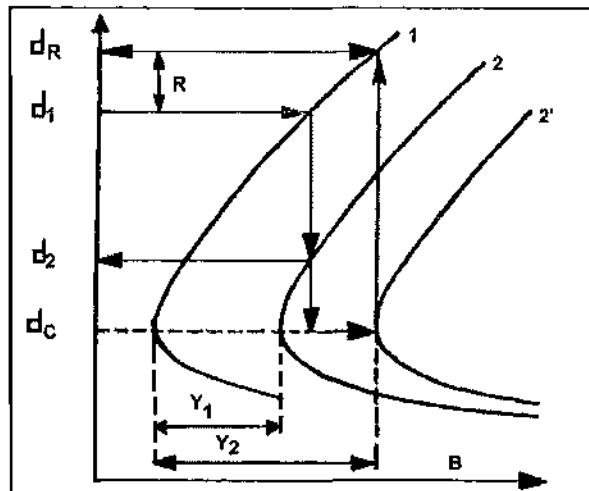


FIGURA 5 - 18

Los coeficientes de contracción K_c y de expansión K_e se obtienen del gráfico No.1 en función de la relación $d_1/d_2 = (A_1/A_2)^{1/2}$ y ambas pérdidas se calculan en función de la velocidad mayor V_2 o sea la que se produce en la sección contraída.

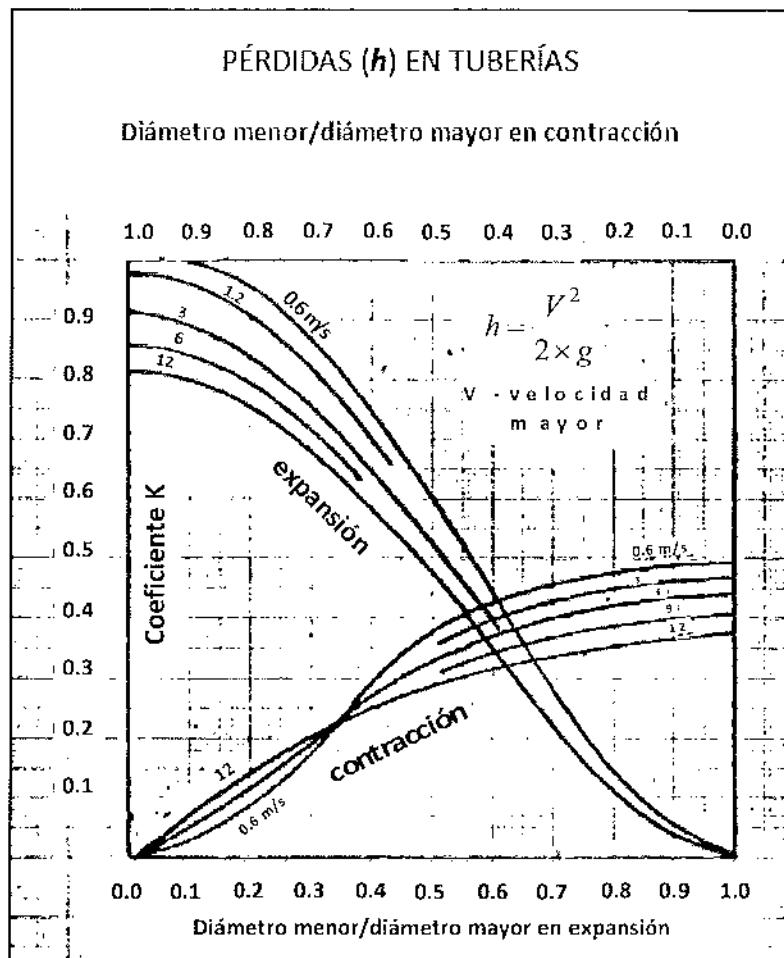


GRÁFICO N.- 1

EJEMPLO No. 5 - 10

Se tiene una sección del río trapezoidal y se la cierra mediante una estructura de tres compuertas.

El caudal de $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ fluye en el río con un calado de $d_3 = 4 \text{ m}$

$$\text{Se tiene } A_3 = 10 \times 4 + 2 \times 16 = 72 \text{ m}^2$$

$$V_3 = 100/72 = 1.39 \text{ m/s}$$

$$q_2 = 100/18 = 5.56 \text{ m}^3/\text{m-s}$$

La ecuación de energía entre las secciones 2 y 3

$$\frac{5.56^2}{19.6 \times d_2^2} + d_2 + 2 = \frac{1.39^2}{19.6} + 4 + Ke \times \frac{5.56^2}{19.6 \times d_2^2}$$

$$(1 - Ke) \times \frac{1.575}{d_2^2} + d_2 = 2.098$$

Se asume valores para (d_2), se calcula con estos A_2 y V_2 , se obtiene del gráfico No. 1 el correspondiente coeficiente Ke y se comprueba en la ecuación.

Se obtiene así

$$d_2 = 1.73 \text{ m}$$

$$A_2 = 31.14 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 3.21 \text{ m/s}$$

$$0.368 + 1.73 = 2.098$$

La ecuación de energía entre las secciones 1 y 2

$$\frac{100^2}{19.6 \times (10 \times d_1 + 2 \times d_1^2)^2} + d_1 = \frac{5.56^2}{19.6 \times 1.75^2} + 1.73 + 2 + Kc \frac{5.56^2}{19.6 \times 1.75}$$

$$\frac{510.2}{(10 \times d_1 + 2 \times d_1^2)^2} + d_1 = 3.73 + 0.527 \times (1 + Kc)$$

La ecuación se resuelve para $d_1 = 4.32 \text{ m}$.

$$A_1 = 80.52 \quad V_1 = 1.25 \text{ m/s}$$

$$(31.14/80.52)^{1/2} = 0.622 \times Kc = 0.267$$

$$0.0787 + 4.32 = 3.73 + 0.666$$

$$4.399 = 4.396$$

O sea que la obstrucción causada por la estructura del azud y las pilas hace que el nivel en el río suba en 32 cm.

BIBLIOGRAFÍA No. 5

- 1. Bouvard M.** Barrages mobiles et prises d'eau en rivière, Eyrolles, Paris 1960.
- 2. Dagan.** Sur le calcul hydraulique des grilles par-dessous. La Houille Blanche, Janv. - Fevr. - 1973.
- 3. Danelia N.F.** Captaciones de agua en ríos con abundantes sedimentos (R) Moscú 1964.
- 4. Filchakov P.F.** Teoría la de la Filtración bajo estructuras hidráulicas - Kiev 1959 (R).
- 5. Harr M.E.** Ground water and seepage - McGraw - Hill New York 1962.
- 6. Lazarian.** Tomas de Agua. Moscú 1960 (R).
- 7. Leliavskí S.** Irrigation and Hydraulic Design Chapman & Hill - London 1955.
- 8. Mostkov M.A.** Sur le calcul de grilles de prise d'Eau La Houille Blanche, Septiembre 1957.
- 9. Popov K.V.** Construcciones Hidráulicas (R) - Moscú 1950.
- 10. Taraimovich I.I.** Sobre el espesor del zampeado (R) Gidrotekhnicheskoe stroitelstvo - Febrero 1957 – Moscú.
- 11. Varlet H.** Usines de Derivación - Eyrolles, Paris 1958.
- 12. Ven Te Chow.** Open Channel Hydraulics - McGraw Hill New York 1959.
- 13. Zamárin E.A. y Fandeyev V.V.** Construcciones Hidráulicas. (R) Moscú 1954.
- 14. Chugaiev R.** Hidráulica Leningrado 1975 (R).

6. DESARENADORES

6.1. GENERALIDADES

Se llama desarenador a una obra hidráulica que sirve para separar y remover después, el material sólido que lleva el agua de un canal. Los desarenadores cumplen una función muy importante y por esto, salvo casos especiales de aguas muy limpias, debe considerárseles como obras indispensables dentro de los proyectos de utilización de recursos hidráulicos.

En la mayoría de las obras de toma la velocidad de entrada es lo suficientemente grande para arrastrar partículas sólidas. Esto ocurre especialmente en tiempo de creciente cuando pueden entrar al canal grandes cantidades de sedimentos.

Se observó que durante las crecientes la cantidad de sólidos en los ríos de montaña puede llegar a ser del 4 % al 6 % en volumen del caudal y del 0.2 % al 10 % en los ríos de llanura.

La captación de arenas ocasiona perjuicios a las obras entre los cuales los principales son:

- 1) Una gran parte del material sólido va depositándose en el fondo de los canales disminuyendo su sección. Con el tiempo la capacidad de la sección puede disminuir tanto que el agua desbordará por los aliviaderos. Antes de que esto suceda es necesario limpiar el canal lo que significa aumento de costos anuales de mantenimiento y molestosas interrupciones en el servicio del canal.
- 2) La sedimentación de las partículas es especialmente intensa en los tanques de presión y en los reservorios de regulación diaria debido a la velocidad baja existente en estas estructuras. Como resultado estos reservorios se llenan de arena, su capacidad disminuye y la capacidad de regulación se reduce.
- 3) En canales que sirven a las plantas hidroeléctricas la arena arrastrada por el agua pasa a las turbinas desgastándolas tanto más rápidamente cuanto mayor es la velocidad. Esto significa una disminución del rendimiento y a veces exige reposiciones frecuentes y costosas.

Así se observa que en muchas plantas es necesario reparar las turbinas 3 ó 4 veces al año y que el rendimiento disminuye entre 10 % al 50 % en periodos tan cortos como 3 meses.

Construyendo desarenadores, se demuestra que se aumenta de 5 a 6 veces la duración de las turbinas.

Los desarenadores pueden ser de muchos diseños diferentes pero básicamente, según la forma de eliminación de sedimentos, se dividen en desarenadores de lavado intermitente y desarenadores de lavado continuo. Los primeros son aquellos que se lavan periódicamente estando el intervalo de tiempo entre dos lavados, determinado por la cantidad de sedimentos que trae el agua. Los segundos permiten que el material depositado se elimine en forma continua.

6.2. DESARENADORES DE LAVADO INTERMITENTE

6.2.1. Descripción

Son el tipo más común y la operación de lavado se procura realizar en el menor tiempo posible con el objeto de reducir al mínimo las pérdidas de agua.

Para cumplir su función el desarenador se compone de los siguientes elementos, tal como se muestra en la figura 6 - 1.

- 1) **Una transición de entrada** que une el canal con el desarenador. La transición debe ser hecha lo mejor posible, pues la eficiencia de la sedimentación depende de la uniformidad de la velocidad en la sección transversal.

Es fundamental asegurar una distribución uniforme de velocidades en distintas secciones transversales del desarenador como también la reducción de la velocidad longitudinal del valor que tiene en las compuertas de admisión al valor de circulación normal dentro de la cámara de sedimentación.

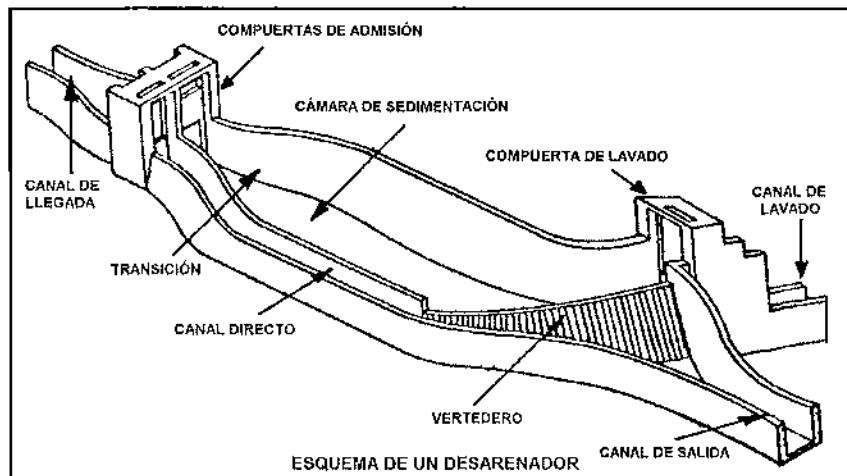


FIGURA 6 - 1

El éxito en la solución de este problema resulta tanto en la economía de la construcción como en la disminución de pérdidas hidráulicas en el desarenador.

Por esto la transición debe tener un ángulo de divergencia suave, no mayor de $12^{\circ} 30'$ y, de ser posible, las paredes curvas tangentes en todo punto a la dirección del agua. Aún cumplidas estas condiciones y especialmente cuando la entrada al desarenador es en curva a veces la corriente se desvía hacia uno de los lados de la cámara, se producen velocidades locales altas y una cantidad apreciable de sedimentos no alcanza a depositarse.

Para asegurar una buena distribución de velocidades muchas veces se utilizan dispositivos especiales que generalmente consisten de deflectores en forma de barrotes verticales u horizontales colocados al final de la transición. Esto permite a su vez reducir la longitud de la transición.

Se ensayó también el colocar rejillas y mallas a la entrada de las cámaras de sedimentación con el objeto de conseguir una distribución más uniforme de velocidades, pero se observó que puede ser contraproducente. Por negligencia inevitable el personal encargado de limpiarlas, se olvida de hacerlo y las obstrucciones parciales con material flotante producen

concentraciones de velocidades más fuertes que en las secciones desprovistas de mallas.

- 2) **La cámara de sedimentación** propiamente dicha y en la cual las partículas sólidas caen al fondo debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de sección.

Se ha visto que con velocidades medias superiores a 0.5 m/s los granos de arena no pueden detenerse en una superficie lisa como lo es el fondo de un desarenador. Según Dubuat las velocidades límites por debajo de las cuales el agua cesa de arrastrar diversas materias, son:

Para la arcilla	0.081 m/s
Para la arena fina	0.160 m/s
Para la arena gruesa	0.216 m/s

De acuerdo a lo anterior la sección transversal de un desarenador se diseña para velocidades que varían entre 0.1 m/s, y 0.4 m/s. La profundidad media varía entre 1.5m y 4.0 m.

La forma puede ser cualquiera aunque generalmente se escoge una rectangular o trapezoidal simple o compuesta. La primera simplifica considerablemente la construcción pero es relativamente cara pues las paredes deben soportar la presión de la tierra exterior y se diseñan por lo tanto como muros de sosténimiento. La segunda es hidráulicamente más eficiente y más económica pues las paredes trabajan como simple revestimiento. Con el objeto de facilitar el lavado concentrando las partículas hacia el centro conviene que el fondo no sea horizontal sino que tenga una caída hacia el centro. La pendiente transversal usualmente escogida es de 1: 5 a 1:8.

Al final de la cámara se construye un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal. Las capas superiores son las que primero se limpian y es por esto que la salida del agua desde el desarenador se hace por medio de un vertedero, que hasta donde sea posible debe trabajar libre.

También mientras más pequeña es la velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador y menos materiales en suspensión arrastra.

Como máximo se admite que esta velocidad puede llegar a $V = 1 \text{ m/s}$.

Entonces tenemos que dividiendo la ecuación del caudal

$$Q = M \times b \times H^{3/2}$$

Para el área $A = b \times H$ obtenemos la ecuación de la velocidad

$$V = M \times H^{1/2}$$

Tomando en cuenta que el valor de M varía generalmente entre 1.8 y 2.0 podemos concluir que el máximo valor de H no debería pasar de 25 cm.

Esta es una norma preferible a aquella que dice que la lámina vertiente del vertedero debe ser menor que la mitad del calado del canal de llegada.

Casi siempre el ancho de la cámara del desarenador no es suficiente para construir el vertedero recto y perpendicularmente a la dirección del agua.

Por esto se lo ubica en curva que comienza en uno de los muros laterales y continúa hasta cerca de la compuerta de desfogue.

Esta forma facilita el lavado permitiendo que las arenas sigan trayectorias curvas y al mismo tiempo el flujo espiral que se origina, las aleja del vertedero.

- 3) **Compuerta de lavado**, por lo cual se desalojan los materiales depositados en el fondo. Para facilitar el movimiento de las arenas hacia la compuerta, al fondo del desarenador generalmente se le da un gradiente fuerte del 2 % al 6 %. El incremento de profundidad obtenido por efecto de este gradiente no se incluye en el calado de cálculo, sino que el volumen

adicional obtenido se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas entre dos lavados sucesivos.

Es necesario hacer un estudio de la cantidad y tamaño de sedimentos que trae el agua para asegurar una adecuada capacidad del desarenador y no necesitar lavarlo con demasiada frecuencia.

Para lavar una cámara del desarenador se cierran las compuertas de admisión y se abren las de lavado con lo que el agua sale con gran velocidad arrastrando la mayor parte de los sedimentos. Entre tanto el caudal normal sigue pasando al canal sea a través del canal directo o a través de otra cámara del desarenador. Una vez que está vacía la cámara, se abren parcialmente las compuertas de admisión y el agua que entra circula con gran velocidad sobre los sedimentos que han quedado, erosionándolas y completando el lavado.

Hay que aclarar que el lavado de los últimos 10 % de los sedimentos es generalmente largo y requiere de cantidades demasiado grandes de agua. Por esto, estos restos generalmente no se toman en cuenta.

El proceso se completa cerrando las compuertas de lavado y llenando la cámara que se incorpora nuevamente al funcionamiento normal.

Generalmente, al lavar un desarenador se cierran las compuertas de admisión. Sin embargo, para casos de emergencia el desarenador debe poder vaciarse inclusive con estas compuertas abiertas. Por este motivo las compuertas del lavado deben diseñarse para un caudal igual al traído por el canal más el de lavado que se obtiene dividiendo el volumen del desarenador para el tiempo de lavado.

Cuando el desarenador es muy largo, el fuerte gradiente del fondo puede resultar en profundidades muy grandes al final, junto a las compuertas de lavado. Por esto muchas veces se divide la cámara longitudinalmente en dos partes y al fondo de cada una de ellas se le da una inclinación hacia la compuerta que la sirve.

De todos modos hay que asegurarse que el fondo de la o las compuertas esté más alto que el punto del río al cual se conducen las aguas del lavado y que el gradiente sea suficiente para obtener una velocidad

capaz de arrastrar las arenas. Se considera que para que el lavado pueda efectuarse en forma rápida y eficaz esta velocidad debe ser de 3 m/s a 5 m/s.

Muchas veces esta condición además de otras posibles de índole topográfica impiden colocar el desarenador inmediatamente después de la toma que es la ubicación ideal obligando a desplazarlo aguas abajo en el canal.

- 4) Canal directo por el cual se da servicio mientras se está lavando el desarenador. El lavado se efectúa generalmente en un tiempo corto, pero por si cualquier motivo, reparación o inspección, es necesario secar la cámara del desarenador, el canal directo que va por su contorno, permite que el servicio no se suspenda. Con este fin a la entrada se colocan dos compuertas, una de entrada al desarenador y otra al canal directo.

En el caso de ser el desarenador de dos o más cámaras el canal directo ya no es necesario pues una de las cámaras trabaja con el caudal total mientras la otra se lava.

6.2.2. Diseño

Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partícula es decir que se supone que todas las partículas de diámetro superior al escogido deben depositarse. Se supone también que las partículas tienen una forma cercana a la esférica.

La teoría de la desarenación se basa en la composición de velocidades. Una partícula sólida situada a una altura h sobre el fondo, bajo la influencia de la fuerza de gravedad cae con una velocidad w que puede calcularse con la ecuación de Stokes. La partícula llegará al fondo después de un tiempo.

$$t = \frac{h}{w}$$

La misma partícula tiene una velocidad horizontal V que en el tiempo t la arrastra una longitud L . Igualando los tiempos y asumiendo que la partícula está en la superficie o sea que h es el calado de la cámara de sedimentación, tenemos que la longitud de la cámara es

$$L = \frac{h \times v}{w}$$

Los valores de w calculados por Arkhangelski en 1935 (Bibl. 6 - 1) para diferentes diámetros están dados en la Tabla siguiente:

**TABLA N.- 6 - 1
VELOCIDADES DE SEDIMENTACIÓN**

D en mm	W en cm/s
0.05	0.178
0.10	0.85
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.440
2.00	15.290
3.00	19.250
5.00	24.900

El valor del diámetro máximo de partícula normalmente admitido para plantas hidroeléctricas es de 0.25 mm. En los sistemas de riego generalmente se acepta hasta d = 0.5 mm.

Algunos autores consideran una relación entre la altura de caída y el diámetro de la partícula que se sedimenta igual a $H^2 \times D = \text{constante}$ estando H en cientos de metros y D en milímetros. El valor de la constante es muy variable según la composición mineralógica de las arenas tomándose el valor de 5 para sedimentos comunes y disminuyendo este

valor a 1 ó menos en presencia de abundancia de cuarzo u otro material altamente abrasivo.

La fórmula antes presentada para L no toma en cuenta la diferente distribución de las partículas ni la variación de la velocidad según la altura. Además no se considera la característica turbulenta del flujo dentro de la cámara. Debido especialmente a la rugosidad del fondo cubierto de sedimentos, se producen corrientes transversales dentro de la masa del líquido que arrastran hacia arriba a las partículas que caen.

Los valores de W presentados corresponden a las velocidades de caída en agua tranquila. Tratándose de agua en movimiento, a esta velocidad hay que restar la velocidad de las corrientes ascendentes y que es función de algunas variables entre las que están la velocidad longitudinal, la rugosidad y el calado.

Por este motivo la fórmula reformada es:

$$L = \frac{h \times V}{W - u}$$

En la cual u - componente normal de la turbulencia.

Distintos autores tratan de encontrar experimentalmente el valor de u . La expresión más simple es la de Sokolov según el cual $u = 0.152 W$ con lo cual la fórmula se transforma en

$$L = 1.18 \times \frac{h \times V}{W}$$

Generalmente se escribe

$$L = k \times \frac{h \times V}{W} \quad 6 - 1$$

En la cual k varía de 1.2 a 1.5 según la importancia de la obra.

Otros autores dan el valor de u en función de la velocidad V y de la profundidad h .

Así tenemos que según

Velikanov, Bestelli, Buchi y Bourkoff:

$$u = \frac{0.132 \times V}{\sqrt{h}} = k_v \times V$$

I.V. Egiazarov:

$$u = \frac{V}{5.7 + 2.3 \times h} = k_e \times V$$

F.F Gubin:

$$u = \frac{V}{6.6 \times h^{0.75}} = k_g \times V$$

Es decir que se puede transformar la fórmula a

$$L = \frac{V}{\left(\frac{W}{V}\right) - k}$$

Se observa que estas fórmulas dan valores muy grandes para L y por eso se prefiere utilizar la primera mencionada es decir la de Sokolov en la cual el valor $K \approx 0$.

6.3. DESARENADORES DE CÁMARA DOBLE

Por lo general cuando el caudal pasa de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, se recomienda dividir el desarenador en dos o más cámaras.

En el caso de dos cámaras, cada una se calcula para la mitad del caudal y solamente durante el lavado de una de ellas la otra trabaja con el caudal total.

Para permitir la operación de lavado se tiene a la entrada dos compuertas y el lavado se hace también mediante compuertas independientes situadas por lo general al final de galerías que salen por el fondo y al extremo de cada cámara. Estas galerías trabajan a presión y deben ser diseñadas para velocidades suficientemente altas para arrastrar los materiales sedimentados.

Evidentemente en este caso ya no es necesario el canal directo pues una de las cámaras trabaja con caudal total, mientras la otra se lava.

Debido a las dos cámaras, el vertedero de salida no puede tener una sola curva hacia la compuerta sino que tiene una forma parabólica o elíptica simétrica respecto al eje de la cámara.

En caso de una elipse la longitud del vertedero b está dada por la ecuación aproximada

$$b = \pi \times \left[\frac{(B/2)^2 + L^2}{2} \right]^{1/2}$$

Siendo B el ancho de la cámara de sedimentación y L la longitud del semi-eje de la elipse en el sentido del flujo.

La ecuación de la curva del vertedero está dada por

$$y = \left(\frac{B}{2 \times L} \right) \times (L^2 - X^2)^{1/2}$$

6.4. DESARENADORES DE LAVADO CONTINUO

Cuando se dispone en el río de una cantidad de agua mayor que la que se necesita captar se pueden construir desarenadores de lavado continuo.

Uno de los sistemas más comunes es el de H. Dufour en el cual el fondo del desarenador está formado por una especie de reja de vigas de hormigón o madera normales a la dirección del agua.

El agua al entrar al desarenador se divide verticalmente en dos capas: una situada junto al fondo que contiene los sedimentos más pesados y que se encausa a una galería longitudinal de pequeña sección, y otra situada encima de la anterior de sección grande y en la que se produce la sedimentación. Las cámaras superior e inferior están separadas por la reja antes mencionada. El agua situada en la galería sale con velocidades relativamente altas, arrastrando consigo los sedimentos. Las arenas que se depositan en la cámara superior son arrastradas a la inferior a través de los espacios estrechos entre barrotes por el agua que pasa de la una a la otra cámara.

Las dimensiones de la galería están calculadas en tal forma para que con la carga disponible pase por ella el caudal de exceso con la velocidad necesaria para arrastrar las arenas.

Debe tomarse en cuenta que en estos desarenadores sale permanentemente por abajo un caudal Q_s razón por la cual la velocidad a la entrada V_1 y la salida V_2 no son iguales.

También debido a la componente de la velocidad hacia la galería es igual a

$$u = \frac{Q_s}{L \times b_{med}}$$

La sedimentación de las partículas es más rápida. Por lo tanto las fórmulas de la longitud se modifican a:

$$L = \frac{h}{w + u} \times \frac{V_1 + V_2}{2}$$

Transformando la fórmula para facilidad de cálculo

$$L = \frac{h}{2 \times w} \times (V_1 + V_2) - \frac{Q_s}{B \times w}$$

En el cálculo hay que tomar en cuenta que las fórmulas empleadas para el flujo de agua limpia no son aplicables para las aguas lodosas es decir para aguas que llevan en suspensión un alto porcentaje de material sólido.

EJEMPLO No. 6 – 1

Se trata de diseñar un desarenador para un sistema de riego que trabaje con un caudal normal de $Q = 4 \text{ m}^3/\text{s}$. El tamaño de las partículas de arena que deben depositarse es igual a 0.35 mm ($W = 3.78 \text{ cm/s}$). El canal que llega al desarenador tiene una sección trapezoidal con un ancho $b = 1 \text{ m}$, un calado $d = 2.06$ y una inclinación de taludes de $m = 1$. El ancho en la superficie es 5.12 m.

Adoptamos una velocidad de agua en el desarenador igual a $V = 0.3 \text{ m/s}$.

La sección transversal será igual a $A = 4.0/0.3 = 13.33 \text{ m}^2$.

Las paredes del desarenador tendrán un talud de $m = 0.5$

Adoptamos una relación de ancho en el fondo/profundidad = 2.

Tenemos entonces:

$$13.33 = 2.5 \times d^2 \quad d = 2.31 \text{ m} \quad b = 4.72 \text{ m}$$

Para facilidad de construcción tomamos $b = 4.60 \text{ m}$ con lo que la profundidad en el desarenador sale igual a $d = 2.20 \text{ m}$. El ancho en la superficie de agua será $B = 4.6 + 2 \times 0.5 \times 2.2 = 6.80 \text{ m}$.

La longitud activa del desarenador está dada por

$$L = \frac{1.20 \times 2.20 \times 0.30}{0.0378} = 20.95 \sim 21 \text{ m}$$

La longitud de la transición de entrada será igual a

En la superficie $L = (6.80 - 5.12)/(2 \times 0.222) = 3.78 \text{ m}$

En el fondo $L = (4.60 - 1.00)/(2 \times 0.222) = 8.11 \text{ m}$

Escogemos el segundo valor por ser mayor redondeándolo a 8.20 m.

El vertedero de paso tendrá una carga de $H = 0.25 \text{ m}$. Por lo tanto la longitud del vertedero con un coeficiente de $M = 2$ será de

$$4 = 2 \times b \times 0.125$$

$$b = 16 \text{ m}$$

Esta longitud es mucho mayor que el ancho del desarenador y se la ubicará a lo largo de una curva circular al final de la cual estará la compuerta de lavado.

La ubicación del vertedero es variable pero una posibilidad se ilustra en la figura No.6 - 2.

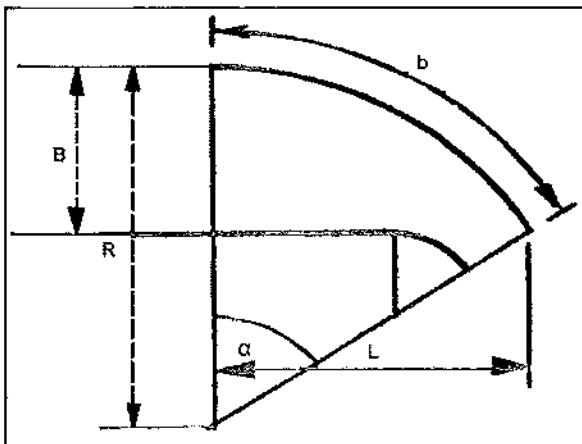


FIGURA 6 - 2

Tenemos que

$$b = \frac{\pi \times R \times \alpha}{180}$$

Y también que

$$\frac{R - B}{R} = \cos(\alpha)$$

Eliminando el radio R de las dos ecuaciones, nos queda

$$\frac{\alpha}{1 - \cos(\alpha)} = \frac{180 \times b}{\pi \times B}$$

La ecuación que se resuelve por aproximaciones.

Para el ejemplo presente tenemos que

$$\frac{\alpha}{1 - \cos(\alpha)} = 134,81$$

De aquí obtenemos que aproximadamente

$$\alpha = 52^\circ 20'$$

Y el radio

$$R = \frac{180 \times b}{\pi \times \alpha} = 17.52 \text{ m}$$

La longitud de la proyección longitudinal del vertedero está dada por

$$L = R \times \sin(\alpha) = 13.87 \text{ m}$$

Para facilidad de lavado, al fondo del desarenador se le dará una pendiente del 5 %. Esta inclinación comienza al finalizar la transición.

Tenemos que la longitud total será igual a

$$L = 21.00 + 0.5 \times (16.00 + 13.87) = 35.94 \text{ m}$$

La caída al fondo será

$$h = 0.05 \times 35.94 = 1.80 \text{ m}$$

O sea que la profundidad máxima del desarenador frente a la compuerta de lavado será de 4.00 m.

BIBLIOGRAFÍA No. 6

1. Agroskin I.I. Hidráulica (R) - Moscú 1964

7. OBRAS DE CONDUCCIÓN

7.1. DEFINICIÓN

El agua captada por las obras de toma debe ser conducida hasta el sitio de su utilización y esto se hace por medio de canales abiertos o de tuberías forzadas. A excepción de las tuberías de presión que llevan el agua a las turbinas de una planta hidroeléctrica, se va a tratar solamente de canales abiertos, pues los túneles a presión y las tuberías que sirven para abastecimiento de agua no son materia de este curso.

La diferencia que existe entre conductos que transportan agua a presión y aquella cuya circulación se realiza con una superficie libre, es que en los primeros el líquido ocupa toda la sección y tiene una presión diferente (generalmente mayor) de la atmosférica mientras que en los segundos el líquido ocupa solamente parte de la sección y la presión en la superficie es igual a la atmosférica. Por lo tanto en los conductos libres la superficie de agua coincide con la línea piezométrica y el gradiente del canal es siempre positivo. En los conductos a presión la inclinación de la tubería puede ser cualquiera con tal de estar por debajo de la línea piezométrica.

Se llaman canales a los cauces artificiales de forma regular que sirven para conducir agua. El flujo del agua se produce sin presión, o sea, siempre existe una superficie libre en el cual se tiene presión atmosférica. Puede por lo tanto considerarse canal cualquier conducto cerrado, como un tubo o un túnel, que se encuentra funcionando parcialmente lleno.

Se llaman canales abiertos a los conductos que van a cielo abierto, es decir aquellos que se excavan a media ladera por lo general y el material excavado de ser posible se utiliza en el relleno del labio inferior.

Se llaman túneles a los conductos que se excavan bajo tierra con el objeto de atravesar una loma.

7.2. CRITERIOS PARA EL TRAZADO

El criterio que dirige el trazado de los canales o túneles y la selección de una u otra posibilidad es el de conseguir la mayor eficiencia y seguridad de las obras con el menor costo.

El trabajo de trazado es similar al que se realiza para carreteras con la principal diferencia de que la pendiente longitudinal de un canal debe ser siempre positiva (bajando en dirección del movimiento del agua) y puede variar sólo dentro de ciertos límites.

Por lo general el sitio de la iniciación de la utilización del agua, como tanque de presión, comienzo de la zona de riego, etc. está establecido y desde allí se traza la línea de gradiente hacia el río para determinar la ubicación de las obras de toma.

El gradiente del canal es forzosamente menor que la del río y mientras mayor es la primera, más larga resulta la longitud del canal, y mayor el costo. A la inversa un canal disminuye de sección y consiguientemente de costo con el aumento del gradiente.

Por lo tanto el gradiente del canal debería establecerse con un criterio económico estudiando varias alternativas. Naturalmente el criterio no es exclusivamente económico sino que está sujeto a las características de los distintos sitios de toma y a la variación del caudal del río que generalmente disminuye hacia aguas arriba especialmente cuando hay muchas vertientes o fuentes.

Si se traza la línea del canal desde la toma hasta el sitio donde se utiliza el agua siguiendo las líneas de nivel del terreno y descendiendo el número de metros por kilómetro que da el gradiente escogido, se puede obtener un desarrollo sumamente tortuoso que puede tener una longitud dos o tres veces mayor que la línea recta que une los dos puntos. Por esto debe estudiarse la posibilidad de rectificar la alineación acortando su longitud por medio de túneles, acueductos, rellenos u otro tipo de obras. En cada caso es necesario comparar el costo de las distintas alternativas.

Los túneles se construyen cuando representan una solución más económica o más estable que un canal abierto.

Si la pendiente transversal del terreno es muy fuerte, 45° o más, entonces el volumen de excavación de la plataforma se hace tan grande que resulta más económico hacer un túnel.

También cuando el canal debe contornear una loma muy pronunciada, muchas veces se puede reducir considerablemente la longitud

por medio de un túnel que atraviesa la loma de un lado a otro.

Con esto se reduce el costo no sólo por la disminución de la longitud sino también por la de la sección debido al aumento de gradiente.

Frecuentemente el túnel no es más económico que un canal, pero es una solución obligada. Este caso se presenta cuando se atraviesan terrenos muy deleznables en los cuales no es posible construir un canal. La única solución es meterse con un túnel dentro de la loma hasta encontrar un terreno más firme.

La alineación de los túneles tiene que tomar en cuenta los accidentes topográficos especialmente las quebradas para investigar la ubicación de las ventanas. Se llaman ventanas a los túneles auxiliares que se construyen para acortar el tiempo de construcción creando un mayor número de fuentes de trabajo y para disminuir el costo de transporte de materiales.

Al comparar los costos de un canal con un túnel es necesario tomar en cuenta no sólo las inversiones sino también los tiempos de construcción.

Un túnel puede costar mucho menos que un canal pero su construcción tendrá un avance de 1 m a 2 m por día con lo cual, si tiene gran longitud, demoraría mucho tiempo en completarse.

Un canal, en cambio, puede construirse mucho más rápidamente puesto que siendo accesible en toda su longitud permite utilizar maquinaria pesada y poner una gran cantidad de obreros.

Por lo tanto, si con la construcción del canal la obra termina antes esto significa que los beneficios de la misma se obtienen también antes.

7.3. CANALES ABIERTOS

7.3.1. Sección transversal

Al realizar el diseño de un canal, generalmente son datos el caudal Q que se desea conducir y el gradiente de la que se dispone y que puede variar dentro de ciertos límites. También se conoce el coeficiente de rugosidad que dependerá del tipo de revestimiento que se escoja.

El área mojada se calcula en función de la velocidad aceptable en el canal. Esta generalmente varía entre 0.70 m/s y 2.00 m/s para evitar la sedimentación y la erosión.

La forma de la óptima sección, hidráulicamente hablando, es aquella que con una superficie mojada mínima conduzca el caudal máximo. La sección que tiene las mejores características hidráulicas es la semicircular pero es relativamente difícil de construir y, generalmente carece de estabilidad. Por este motivo la forma de sección más usada en canales es la trapezoidal, tal como se muestra en la figura No.7 - 1.

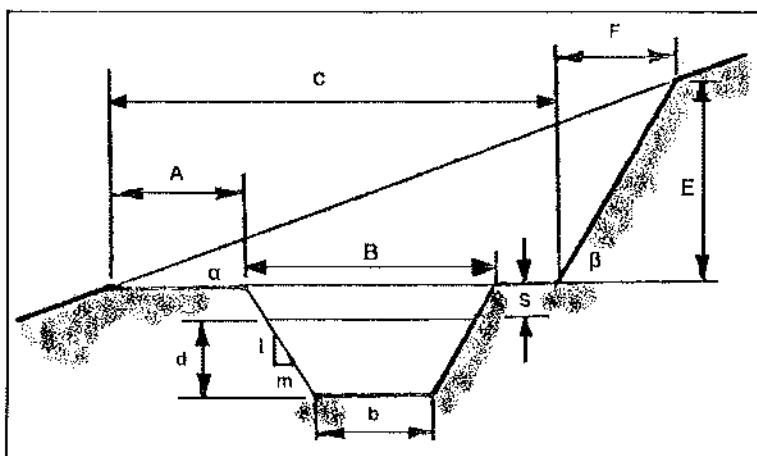


FIGURA 7 - 1

De las ecuaciones de continuidad (12 - 22) y de Chezy (12 - 13) o de Manning (12 - 16) se tiene

$$V = C \times \sqrt{R \times J} = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times J^{1/2}$$

Se deduce que a igualdad de sección mojada, el caudal es tanto mayor cuanto mayor es el radio hidráulico o lo que es lo mismo, cuanto menor es el perímetro. Se puede por lo tanto determinar las dimensiones hidráulicamente más ventajosas para distintas formas de canales.

Así tenemos para el trapecio.

$$\text{Área mojada (11 - 20)} A = b \times d + m \times d^2$$

$$\text{Perímetro mojado (11 - 21)} P = b + 2 \times d \times \sqrt{1 + m^2}$$

Despejando de la primera el ancho en el fondo

$$b = A/d - m \times d$$

y reemplazando en la segunda, se tiene

$$P = A/d - m \times d + 2 \times d \times \sqrt{1 + m^2}$$

El máximo gasto a igualdad de sección se produce cuando el perímetro es mínimo. Derivando la ecuación anterior, e igualándola a cero.

$$\frac{dP}{dd} = \frac{-A}{d^2} - m + 2 \times \sqrt{1 + m^2} = 0$$

Se obtiene el calado

$$d = \sqrt{\frac{A}{-m + 2 \times \sqrt{1 + m^2}}} = k_1 \times \sqrt{A} \quad 7 - 1$$

El valor del coeficiente k_1 y otros, que se presentan a continuación, se da en la tabla 7 - 2.

Reemplazando el valor de A en la anterior expresión tenemos el ancho del fondo

$$b = 2 \times d \times (\sqrt{1 + m^2} - m) = k_2 \times d \quad 7 - 2$$

Reemplazando en 7 - 2 se puede poner también

$$b = k_3 \times \sqrt{A} \quad k_3 = k_1 \times k_2 \quad 7 - 3$$

Para la sección óptima es fácil demostrar que el radio hidráulico es

$$R = 0.5 \times d$$

El perímetro mojado mínimo se obtiene reemplazando (7 - 3) en la ecuación (12 - 21)

$$P = 2 \times d \times (2 \times \sqrt{1 + m^2} - m) = k_4 \times d \quad 7 - 4$$

El talud más ventajoso se obtiene derivando (7 - 4) respecto a m .

$$\frac{dP}{dm} = 0; \quad m = \frac{1}{\sqrt{3}} = 0.57735$$

O sea que corresponde a un ángulo del talud con la horizontal de 60° .

Para este caso

$$d = 0.75984 \times \sqrt{A} \quad y \quad b = 0.870 \times \sqrt{A} = 1.155 \times d$$

Para el caso particular de paredes verticales $m = 0$ o sea de una sección rectangular, tenemos

$$d = \sqrt{A/2}, \quad b = 2 \times d \quad y \quad R = \sqrt{A/8}$$

Para un triángulo con el semi-ancho del espejo de agua igual a b , tendríamos

$$A = h \times d$$

$$P = 2 \times \sqrt{b^2 + d^2}$$

Haciendo las operaciones correspondientes se llega a

$$b = d = \sqrt{A}$$

O sea que la sección óptima corresponde a un triángulo con un ángulo recto en el fondo.

$$\text{El perímetro sería} \quad P = \sqrt{8 \times A}$$

$$\text{y el radio hidráulico} \quad R = \sqrt{A/8} = 0.3536 \times d$$

Para las secciones circulares se puede demostrar que la óptima corresponde a un semicírculo.

De las secciones vistas, la más económica, es decir de menor área es la del semicírculo.

Las fórmulas anteriores fueron obtenidas solamente a base de consideraciones hidráulicas sin tomar en cuenta la estabilidad de los taludes. Estos deben ser escogidos de acuerdo al material en el cual se excava el canal. A continuación se presenta el cuadro No.7 - 1 (Bibl. 7 - 5) con los valores recomendados de m para distintas clases de suelos no revestidos:

CUADRO N.- 7 - 1

Material	Valores de m	
	bajo agua	sobre agua
Arenas finas	3.00 - 3.50	2.5
Suelos limo-arenosos	2.00 - 2.50	2.0
Suelos limo-arcillosos	1.50 - 2.00	1.5
Arenas gruesas y gravas	1.00 - 1.50	1.0
Arcillas comunes y loes	1.00 - 1.50	1.0
Arcillas compactas	1.00 - 1.25	0.5 - 1.0
Suelos semirocosos (cangahua)	0.25 - 1.00	0.00 - 0.25
Suelos rocosos	0.10 - 0.50	0.00 - 0.25

EJEMPLO 7 - 1

Supongamos que necesitamos conducir un caudal

$$Q = 3 \text{ m}^3/\text{s} \text{ con un gradiente de } J = 0.0009 \\ \text{y un coeficiente de rugosidad } n = 0.020$$

Se pide encontrar la sección y la forma más económica, si el terreno es plano.

Usando la fórmula de Manning tendríamos

$$Q = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times J^{1/2} \times A$$

$$3 = \frac{1}{0.020} \times R^{2/3} \times 0.0009^{1/2} \times A$$

$$A = 2 \times R^{-2/3}$$

Los valores para los diferentes tipos de sección se presentan a continuación en forma tabulada.

TABLA N.- 7 - 1

	Sección A	Perímetro P	Calado d
Rectángulo	2.828	4.760	1.19
Triángulo	2.828	4.760	1.68
Semicírculo	2.660	4.084	1.30
Trapecio $m = 0.577$	2.729	4.347	1.26
Trapecio $m = 0.500$	2.730	4.353	1.25

Se observa que tanto la sección como el perímetro tienen valores mínimos para el semicírculo. Sin embargo debido a la dificultad de su construcción, en la mayoría de los casos se prefiere las secciones trapezoidales.

Entre las dos secciones trapezoidales casi no hay diferencia en sección y perímetro, razón por la que se utiliza la de $m = 0.5$ que es más fácil de construir.

Al comparar las secciones trapezoidal y la rectangular, es interesante determinar cuál de las dos tiene menor perímetro y por lo tanto menor volumen de revestimiento.

Supongamos que tenemos dos canales de la misma sección, el uno rectangular y el otro trapezoidal, ambos diseñados para la sección óptima.

Reemplazando los valores de b y d en la ecuación del perímetro para un trapecio, obtenemos:

$$P = \sqrt{4 \times A} \times \sqrt{-m + 2 \times \sqrt{1 + m^2}}$$

Para el rectángulo $m = 0$ y $P = \sqrt{8 \times A}$

Para el trapecio vemos que para valores de $m > 1.33$ el perímetro se hace mayor que $\sqrt{8 \times A}$ pero para valores $0 < m < 1.33$, el perímetro es menor que $\sqrt{8 \times A}$.

El perímetro mínimo es igual a $P = \sqrt{4 \times A} \times \sqrt{1.732}$ y corresponde a $m = 1/\sqrt{3}$. Para $m = 0.5$ el valor del perímetro es $P = \sqrt{4 \times A} \times \sqrt{1.74}$

Como generalmente los taludes que se revisten tienen un valor inferior a $m = 1.33$ se puede decir que en lo que a revestimiento se refiere, los canales trapezoidales son más económicos que los rectangulares.

Se debe indicar además que en los canales rectangulares generalmente las paredes no son capaces de resistir el empuje de las tierras y que, por lo tanto, deben ser diseñadas como muros de sostenimiento.

Las fórmulas anteriores tienen el inconveniente de tener que partir de una velocidad impuesta y calcular el gradiente que no siempre corresponde al valor escogido.

Por esto se las puede transformar de la manera siguiente:

Al poner el valor de ancho b en la ecuación de área, se obtiene:

$$A = d^2 \times (2 \times \sqrt{1 + m^2} - m)$$

Si reemplazamos este valor y el radio hidráulico $R = d/2$ en la ecuación de Manning, obtenemos.

$$Q = \frac{(2 \times \sqrt{1 + m^2} - m) \times J^{1/2} \times d^{8/3}}{2^{2/3} \times n}$$

Y despejando el valor del calado d en función del gradiente queda

$$d = 1.1892 \times \left[\frac{Q \times n}{(2 \times \sqrt{1 + m^2} - m) \times J^{1/2}} \right]^{3/8}$$

$$d = k_s \times (Q \times n / J^{1/2})^{3/8} \quad 7-5$$

Haciendo los reemplazos correspondientes se puede encontrar la pendiente

$$J = \frac{2.52 \times n^2 \times V^{8/3} \times (-m + 2 \times \sqrt{1 + m^2})^{2/3}}{Q^{2/3}}$$

$$J = k_6 \times \frac{n^2 \times V^{(B/3)}}{Q^{(Z/3)}} \quad 7 - 6$$

Y la velocidad

$$V = k_7 \times \frac{\frac{J}{n} \times Q}{\frac{V}{n}} \quad k_7 = (1/k_6)^{3/8} \quad 7 - 7$$

A continuación se presenta el cuadro 7-2 con los coeficientes K para diferentes valores de m .

El valor k_8 permite calcular el valor del ancho de excavación en la base b_e de acuerdo a la fórmula

$$b_e = b + k_8 \times t$$

En la que t es el grueso del revestimiento.

CUADRO N.º 7 - 2

m	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6	k_7	k_8
0.0000	0.707	2.000	1.414	4.000	0.917	4.000	0.595	2.0000
0.2500	0.743	1.562	1.161	3.624	0.951	3.742	0.610	1.5610
0.5000	0.759	1.236	0.938	3.472	0.967	3.640	0.616	1.2300
0.5774	0.760	1.155	0.878	3.464	0.968	3.639	0.616	1.1548
0.7500	0.756	1.000	0.756	3.500	0.964	3.657	0.615	1.0000
1.0000	0.739	0.828	0.612	3.657	0.949	3.767	0.608	0.8300
1.2500	0.716	0.702	0.503	3.903	0.925	3.936	0.599	0.7240
1.5000	0.689	0.606	0.418	4.210	0.899	4.143	0.587	0.6080
2.0000	0.636	0.472	0.300	4.944	0.847	4.607	0.564	0.4700
2.5000	0.589	0.386	0.227	5.770	0.799	5.106	0.542	0.3880
3.0000	0.548	0.326	0.179	6.651	0.759	5.615	0.524	0.3260

Las fórmulas anteriores dan los valores para los canales de perímetro mínimo o sea sirvan para diseños que reducen el costo del revestimiento. En lo que se refiere al costo de excavación su aplicabilidad se reduce a zonas más o menos planas.

Normalmente el costo unitario del revestimiento es mucho mayor que el costo de la excavación, razón por la que la sección de los canales debe aproximarse a la del mínimo perímetro. En este caso se utilizan las fórmulas anteriores.

Cuando el canal no es revestido, la sección hidráulica óptima ya no corresponde necesariamente a la sección más económica en lo que a excavaciones se refiere.

Cuando se tiene excavaciones en ladera, primero se corta una plataforma y después se excava la sección del canal propiamente dicha y que se llama "cajón". La suma de los volúmenes de excavación de plataforma y cajón debe ser mínima para canales no revestidos.

El ancho de la plataforma es mayor que el ancho del canal a la misma altura. Esto se debe a que del lado de la peña normalmente se deja una berma para recoger las aguas lluvias, con una cuneta y también para que cualquier derrumbe producido, quede en ésta en vez de caer directamente al canal. Del otro lado se deja un labio que evita la filtración. Cualquiera de los lados puede servir para que por el pase un camino que se usa tanto para la construcción como para el mantenimiento del canal.

En estas condiciones y especialmente cuando la pendiente transversal de terreno es fuerte, el volumen excavado sobre la plataforma puede llegar a ser grande y tiene que ser tomado en cuenta en el diseño.

La superficie de la plataforma de acuerdo a la Figura 7 - 1 está dada por

$$S = \frac{C \times E}{2}$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{E}{F}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{E}{(C+F)}$$

$$E = F \times \operatorname{tg} \beta = C \times \operatorname{tg} \alpha + F \times \operatorname{tg} \alpha$$

$$F = \frac{(C \times \operatorname{tg} \alpha)}{(\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha)}$$

$$E = \frac{(C \times \tan \alpha \times \tan \beta)}{(\tan \beta - \tan \alpha)}$$

Superficie de plataforma:

$$S = \frac{c^2 \times \tan \alpha \times \tan \beta}{2 \times (\tan \beta - \tan \alpha)}$$

$$S = \frac{c^2}{2 \times (\cot \alpha - \cot \beta)}$$

$$S = f \times c^2$$

7 - 8

Los valores de f pueden tabularse ya que varían con valores de la pendiente transversal del terreno y el talud del corte y se presentan en el cuadro N.- 7 - 3.

CUADRO N.- 7 - 3
VALORES DE - f -

α	Grad. %	0.00	0.25	0.50	0.15	1.00	1.25	1.50
4	6.993	0.0350	0.0356	0.0362	0.0369	0.0316	0.0383	0.0391
5	8.749	0.0437	0.0447	0.0457	0.0479	0.0419	0.0491	0.0594
6	10.510	0.0526	0.0540	0.0555	0.0570	0.0587	0.0605	0.0624
7	12.278	0.0614	0.0633	0.0654	0.0676	0.0700	0.0725	0.0753
8	14.054	0.0703	0.0728	0.0756	0.0786	0.0818	0.0852	0.0890
9	15.838	0.0792	0.0825	0.0860	0.0899	0.0941	0.0987	0.1040
10	17.633	0.0882	0.0922	0.0967	0.1016	0.1070	0.1131	0.1200
11	19.438	0.0972	0.1022	0.1077	0.1140	0.1206	0.1284	0.1372
12	21.256	0.1063	0.1122	0.1190	0.1260	0.1350	0.1447	0.1560
13	23.087	0.1154	0.1225	0.1305	0.1400	0.1500	0.1623	0.1770
14	24.933	0.1247	0.1329	0.1425	0.1530	0.1660	0.1811	0.1990
15	26.795	0.1340	0.1436	0.1547	0.1680	0.1830	0.2014	0.2240
16	28.675	0.1434	0.1544	0.1674	0.1830	0.2010	0.2235	0.2520
17	30.573	0.1528	0.1683	0.1804	0.1980	0.2200	0.2474	0.2820
18	32.492	0.1625	0.1768	0.1940	0.2150	0.2410	0.2736	0.3170
19	34.433	0.1722	0.1883	0.2080	0.2320	0.2630	0.3023	0.3560
20	36.397	0.1820	0.2020	0.2225	0.2500	0.2860	0.3340	0.4010
21	38.386	0.1919	0.2123	0.2375	0.2700	0.3120	0.3690	0.4520
22	40.403	0.2020	0.2247	0.2532	0.2900	0.3390	0.3920	0.5130
23	42.447	0.2122	0.2374	0.2694	0.3110	0.3690	0.4520	0.5840
24	44.523	0.2226	0.2505	0.2864	0.3310	0.4010	0.5020	0.6700
25	46.631	0.2332	0.2639	0.3041	0.3590	0.4370	0.5590	0.7760
26	48.773	0.2439	0.2777	0.3225	0.3850	0.4760	0.6250	0.9090
27	50.953	0.2548	0.2920	0.3420	0.4120	0.5190	0.7020	1.0810
28	53.171	0.2659	0.3066	0.3622	0.4420	0.5680	0.7930	1.3130
29	55.431	0.2772	0.3218	0.3830	0.4740	0.6220	0.9030	1.6450
30	57.735	0.2887	0.3374	0.4060	0.5090	0.6830	1.0370	2.1540
31	60.086	0.3004	0.3535	0.4290	0.5470	0.7530	1.2070	3.0430
32	62.487	0.3124	0.3703	0.4540	0.5880	0.8330	1.4270	4.9850
33	64.941	0.3247	0.3876	0.4810	0.6330	0.9260	1.7250	12.5310
34	67.451	0.3372	0.4056	0.5090	0.6830	1.0360	2.1500	
35	70.021	0.3501	0.4244	0.5390	0.7370	1.1680	2.8070	
36	72.654	0.3633	0.4438	0.5710	0.7980	1.3280	3.9560	
37	75.355	0.3768	0.4643	0.6050	0.8670	1.5290	6.4940	
38	78.129	0.3907	0.4855	0.6410	0.9440	1.7860	16.7220	
39	80.978	0.4049	0.5077	0.6800	1.0310	2.1290		
40	83.910	0.4195	0.5309	0.7230	1.1320	2.6070		
41	86.929	0.4346	0.5553	0.7690	1.2490	3.3250		
42	90.040	0.4502	0.5809	0.8190	1.3870	4.5210		
43	93.252	0.4662	0.6079	0.8740	1.5510	6.9060		
44	96.569	0.4829	0.6365	0.9340	1.7510	14.0850		
45	100.000	0.5000	0.6666	1.0000	2.0000	∞		
46	103.550	0.5178	0.6985	1.0074	2.3180			
47	107.240	0.5362	0.7326	1.1560	2.7390			
48	111.060	0.5553	0.7687	1.2490	3.3240			
49	115.040	0.5752	0.8074	1.3540	4.1940			
50	119.180	0.5959	0.8487	1.4720	5.6110			

EJEMPLO No. 7 - 2

Se quiere diseñar un canal no revestido ($n = 0.030$) para un caudal $Q = 8 \text{ m}^3/\text{s}$ y con un gradiente de $J = 0.0004$. La inclinación de los taludes es $m = 0.50$, la pendiente transversal del terreno es 22° y la altura de seguridad o franco es 0.8 m.

Utilizando la tabla No. 12 - 6 tenemos

$$K = \frac{Q \times n}{b^{8/3} \times J^{1/2}} = \frac{8 \times 0.030}{b^{8/3} \times 0.02} = \frac{12}{b^{8/3}}$$

Del valor de K se obtiene el calado d y la profundidad total de excavación $h = d + 0.8$. El área de excavación del cajón está dada por

$$A_c = b \times h + 0.5 \times h^2$$

La excavación de la plataforma es de acuerdo a la Tabla 7 - 3

$$A_p = 0.2532 \times c^2$$

Siendo

$$c = 3 \times m + B$$

Y el ancho del canal a la altura de la plataforma

$$B = b + 2 \times m \times h = b + h$$

La superficie total de excavación es igual a

$$A = A_c + A_p$$

El cálculo para los diferentes valores de b se presenta en la tabla adjunta.

TABLA N.- 7 - 2

b	K	d/b	d	h	A_c	c	A_p	A
1.0	12.00	3.79	3.79	4.59	15.09	8.59	18.40	33.49
1.2	7.35	2.99	3.59	4.39	14.86	8.59	18.40	33.26
1.4	4.90	2.45	3.43	4.23	14.87	8.63	18.80	33.67
1.6	3.43	2.06	3.30	4.10	14.95	8.70	19.20	34.15

Se ve que el mínimo de excavación $A = 33.26 \text{ m}^3/\text{m}$ se obtiene para un ancho de $b = 1.20 \text{ m}$.

Si el cálculo se hiciera a base de la sección óptima hidráulica se obtendría un valor del calado de la fórmula 7 - 5.

$$d = 2.45 \text{ m}$$

Y un ancho de la fórmula 7 - 2.

$$b = 2 \times 2.45 \times (1.12 - 0.5) = 3.04 \text{ m}$$

La excavación del cajón daría según la fórmula 12 - 20

$$A_c = 15.16 \text{ m}^2$$

La excavación de la plataforma daría

$$B = 3.25 + 3.04 \pm 6.29$$

$$C = 9.29$$

$$A_p = 43 \text{ m}^2$$

La excavación total sería de $A = 58.16 \text{ m}^3/\text{m}$, o sea considerablemente mayor que la antes obtenida.

7.3.2. Altura de seguridad

La sección mojada no ocupa toda la sección excavada del canal sino que entre la superficie del agua y de la plataforma se deja siempre una distancia que se llama altura de seguridad o franco. Esta distancia debe ser suficiente para impedir que las olas o las variaciones de nivel produzcan desbordamientos que podrían erosionar el labio.

No existe una norma única para establecer el valor del franco pero por lo general varía entre el 5 % y el 30 % del calado y es tanto mayor cuanto mayor es el caudal y la velocidad en el canal. Como se verá más adelante, el franco debe establecerse en función de consideraciones económicas y depende de la distancia entre aliviaderos y del gradiente del canal.

7.3.3. Filtración de canales

7.3.3.1. Exposición del problema

Generalmente los canales que sirven a las plantas hidroeléctricas son revestidos. En cambio, por razones de costa en lo que se refiera inversión inicial, muchas veces los canales de riego se dejan sin revestir, aunque esto resulta contraproducente.

Es experiencia común para los ingenieros hidráulicos que una considerable cantidad de agua se pierde por filtración cuando circula por canales de tierra no revestidos.

Esto no puede ser contemplado con indiferencia, pues al no llegar toda el agua a las zonas regadas se reduce la eficiencia del sistema con las consiguientes pérdidas económicas. Además la filtración en los canales no solamente representa pérdida de agua valiosa para los cultivos sino que invariablemente resulta en la elevación del nivel de las aguas freáticas pudiendo causar efectos perjudiciales para las plantas, salinización del suelo y focos de enfermedades en las zonas tropicales exigiendo a menudo la construcción de costosos sistemas de drenaje.

Las pérdidas se producen en el canal principal entre la toma y los canales secundarios y entre éstos y las zonas de riego. También hay pérdidas en el momento de aplicación del agua a los campos cultivados pero éstas no son afectadas por el revestimiento y es cuestión de los agricultores controlarlas aumentando la eficiencia del riego.

7.3.3.2. Factores que afectan la filtración

El movimiento del agua en el suelo ocurre a través de los espacios que existen entre las partículas y se debe a fuerzas capilares, a las fuerzas de gravedad o a las dos combinadas. En suelos no saturados, es decir en aquellos en los que la mayoría de los poros o vacíos están llenos de aire, dominan las fuerzas capilares y el movimiento de agua se produce en cualquier dirección desde el suelo húmedo hacia el suelo seco. Mientras más pequeños son los vacíos, mayores son las fuerzas de tensión superficial y mayor la distancia que puede subir el agua en un suelo. Así tenemos los siguientes valores teóricos de elevación de agua:

Grava fina	10 centímetros
Arena gruesa	45 centímetros
Arena fina	230 centímetros
Limo	950 centímetros
Arcilla	5000 centímetros

Naturalmente el tiempo en que esto ocurre es también largo, tanto mayor cuanto más fino es el suelo siendo del orden de algunos meses para limos y arcillas.

En los suelos saturados, es decir en aquellos en los que casi no hay aire el flujo de agua obedece a la ley de permeabilidad de Darcy o sea

$$V = K \times i$$

Siendo V la velocidad, K el coeficiente de permeabilidad e i el gradiente hidráulico.

Es fácil ver que la filtración en los canales depende por lo tanto de numerosos factores entre los que podemos citar como principales los siguientes:

1. La permeabilidad del suelo

Las pérdidas por absorción son mayores en suelos de textura fina que tienen gran capacidad para retener el agua capilar, pero las pérdidas por percolación dependen de la permeabilidad del suelo y son tanto mayores cuanto más poroso y grueso es el suelo. Siendo las pérdidas por percolación predominantes, se puede decir que las pérdidas son directamente proporcionales a la permeabilidad.

2. El calado del agua en el canal

Siendo el gradiente hidráulico la relación entre la carga y la longitud del camino que tiene que recorrer el agua, es obvio que la filtración aumenta con el calado. Lo que queda por determinar es la función en la cual el calado afecta a la filtración. Mientras que algunos autores consideran que las pérdidas son directamente proporcionales al calado, otros afirman que la influencia de la profundidad del agua es grandemente exagerada y toman

solamente la raíz cuadrada o cúbica del mismo.

3. Temperatura

El aumento de la temperatura disminuye la viscosidad del agua aumentando la percolación. Según Kennedy, en Punjab, India, la filtración en los seis meses calientes (abril - septiembre) es 50 % mayor que en los meses fríos.

4. Edad del canal

La pérdida de agua en los canales es generalmente máxima inmediatamente después de construidos y después disminuye gradualmente con el tiempo a medida que el fondo y los lados son cubiertos por el fango, impermeabilizándolos. Las partículas de limo y arcilla llevadas por el agua son atraídas por las corrientes de percolación y se incrustan en los poros obstruyéndolos. La rapidez de este proceso depende de la cantidad de limo llevada por el agua pero en término medio las pérdidas se reducen en un 10% por año.

5. Caudal

Las pérdidas son proporcionalmente menores en los canales grandes que en los pequeños. Un estudio por A. Kostiakov (Bibl. 7 - 7) da los siguientes resultados para la Unión Soviética:

CUADRO No. 7 - 4

Caudal en m ³ /s	Pérdida en % del caudal por kilómetro		
0.03 - 0.1	16.00	-	12.00
0.10 - 0.2	12.00	-	9.00
0.20 - 0.5	9.00	-	6.00
0.50 - 1.0	6.00	-	4.00
1.00 - 1.5	4.50	-	3.00
1.50 - 2.0	3.00	-	2.50
2.00 - 3.0	2.50	-	1.80
3.00 - 10.0	1.10	-	0.60
10.00 - 20.0	0.60	-	0.50
20.00 - 50.0	0.50	-	0.20
50.00 - 100.0	0.20	-	0.15
100.00 - 200.0	0.15	-	0.05
200.00 - 300.0	0.05	-	0.02

7.3.3.3. Fórmulas utilizadas para canales no revestidos

Existen varias fórmulas para el cálculo de la cantidad de agua perdida por filtración en canales. De estas, las más conocidas, reducidas a unidades métricas son:

a) Fórmula de T. Ingham:

Desarrollada por este autor en 1896 a base de observaciones hechas en los canales de Punjab, India.

$$P = 0.0025 \times \sqrt{d} \times (b + 2 \times m \times d)$$

Siendo P - pérdidas en $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}$

d - calado en metros

b - ancho de la solera

m - tangente del ángulo con la vertical

b) Fórmula de Etcheverry, 1915 (Bibl. 7 – 3)

$$P = 0.0064 \times C_e \times \sqrt{d} \times (b + 1.33 \times d \times \sqrt{1 + m^2})$$

Siendo C_e un coeficiente que representa la permeabilidad y que según Etcheverry es:

CUADRO N.- 7 - 5

Clase de suelo	C_e		
Arcillosos	0.25	-	0.50
Franco Arcillosos	0.50	-	0.75
Limosos y francos	0.75	-	1.00
Franco Arenosos	1.00	-	1.50
Arenas Finas	1.50	-	1.75
Arenas Gruesas	2.00	-	2.50
Gravas	2.50	-	6.00

c) Fórmula de Pavlovski, 1924: (Bibl. 7 - 7)

$$P = 1.000 k \times [b + 2 \times d \times (1 + m)]$$

Siendo k el coeficiente de permeabilidad en m/s

d) Fórmula de Davis & Wilson, (Bibl. 7 - 1)

$$P = \frac{C_d \times d^{1/3} \times (b + 2 \times d \times \sqrt{1 + m^2})}{(8861 + 8 \times \sqrt{v})}$$

Siendo v la velocidad del agua en m/s y C_d un coeficiente que representa la permeabilidad y que según los autores es:

CUADRO N.- 7 - 6

Material	C_d
Hormigón de 10 cm de espesor	1
Arcilla de 15 cm de espesor	4
Enlucido de cemento de 2.5 cm	6
Suelo arcilloso	12
Suelo franco – arcilloso	15
Suelo franco	20
Suelo franco – arenoso	25
Arcilla limosa	30
Arena	40 – 70

e) Fórmula de Punjab

Actualmente usada en esta región y mencionada en Transactions of the 3rd. Congress on Irrigation and Drainage (Vol. II. Pag. 7. 151. 1967).

$$P = C_p \times Q^{0.563}$$

Siendo Q el caudal en m^3/s y C_p un valor que varía según el suelo.

CUADRO N.- 7 - 7

suelos muy permeables	0.03
suelos comunes	0.02
suelos impermeables	0.01

f) Fórmula de Kostiakov (Bibl. 7 - 7)

$$P = 1000 \times k \times (b + 2.4 \times d \times \sqrt{1 + m^2})$$

La variación de los coeficientes de permeabilidad para distintos suelos se da en el cuadro 5 - 7.

Estos valores son meramente de orientación y se asume que los suelos son uniformes y más o menos compactos. La presencia de grietas e intersticios originados por raíces u otras causas, los altera totalmente. Este es el caso de los muchos canales excavados en suelos arcillosos que al secarse se agrietan produciendo grandes pérdidas a pesar de ser el suelo en sí impermeable.

g) Fórmula de E. A. Moritz:

Usada en los Estados Unidos según "Ingeniería Hidráulica en México" (Julio - Agosto - Sep. 1951, pág. 46).

$$P = 0.0375 \times C_m \times A^{1/2}$$

Siendo A la superficie y C_m un coeficiente que depende del material en el que está excavado el canal. Tiene los valores siguientes:

CUADRO N.- 7 - 8

Franco arcilloso	0.08	-	0.30
Franco arenoso	0.30	-	0.45
Arenas sucias	0.45	-	0.55
Arenas y gravas	0.55	-	0.75

h) Fórmula de V.V. Vedernikov (Bibl. 7 - 6)

$$P = K \times C_v \times (b + 2 \times d \times \sqrt{1 + m^2})$$

C_v es un coeficiente que depende de características geométricas del canal tales como relación entre ancho y calado e inclinación de taludes. Varía entre los valores 1.0 y 1.4.

7.3.3.4. Pérdidas en canales revestidos

De acuerdo a Davis (Bibl. 7 - 1) todo canal debe ser revestido cuando las pérdidas por filtración exceden de 1.5 ft/día (0.46 m/día) = 5.3×10^{-4} cm/s.

El revestimiento de un canal no elimina completamente las pérdidas por filtración pues siempre hay fugas a través de grietas que se producen o del mismo hormigón, pero las reduce considerablemente.

De acuerdo a Hinds (Bibl. 7 - 1) un revestimiento de 3 pulgadas hecho con hormigón de buena calidad debe reducir las pérdidas a 0.04 ft/día (0.0122 m/día = 1.41×10^{-7} cm/s).

Según Uginchus (Bibl. 7 - 6) las pérdidas en un canal revestido pueden obtenerse multiplicando por un factor las pérdidas que se producen en el mismo canal no-revestido. Para el caso de un revestimiento de hormigón de 7.5 cm se encuentra que el coeficiente es igual a 0.13 o sea que las pérdidas se reducen a la octava parte.

También se puede utilizar la fórmula

$$P = K \times \frac{d}{t} \times (b + d \times \sqrt{1 + m^2})$$

En la que K - permeabilidad de revestimiento de hormigón que varía de 10^{-5} cm/s a 10^{-7} cm/s.

t - grueso del revestimiento

7.3.3.5. Pérdidas totales

Es necesario conocer la pérdida total de agua que se produce en un canal. Se observa que las pérdidas no son un porcentaje constante del caudal Q sino que aumentan cuando este disminuye.

Tal como lo estableció Kostiakov (Bibl. 7 - 7) este porcentaje puede representarse con la ecuación.

$$r = \frac{a}{Q^n}$$

Siendo a y n constantes que varían con la clase de suelo. El valor del exponente n varía entre 0.3 para suelos impermeables y 0.5 para suelos muy permeables pudiendo tomarse como valor medio 0.4.

Si r fuera un valor constante, el caudal Q al final del tramo de canal de longitud L sería:

$$Q = Q_0 \times (1 - r \times L)$$

Al ser r un valor variable, hay que tomar para el cálculo un valor promedio entre el valor inicial r_0 correspondiente a Q_0 y el valor final, o este último si se quiere tener un margen de seguridad.

EJEMPLO No. 7 – 3

Tenemos un canal no revestido ($n = 0.028$) de sección trapezoidal, que lleva un caudal de $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ con un gradiente de $J = 0.0003$.

El ancho de solera es $b = 3 \text{ m}$, el calado do = 3 m y los taludes tienen una inclinación de $m = 1$.

La sección mojada es $A = 18.0 \text{ m}^2$

El perímetro mojado es $P = 11.5 \text{ m}$

La velocidad es $V = 0.835 \text{ m/s}$

El canal fue excavado en un suelo franco-arenoso cuyo coeficiente de permeabilidad es $K = 5 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$.

Si la longitud del canal es 60 km se pide encontrar las pérdidas por km y el caudal final.

Tenemos según:

a) Ingham

$$P = 0.0025 \times 1.73 \times (3 + 2 \times 1 \times 3)$$

$$P = 0.039 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}$$

b) Etcheverry

$$P = 0.064 \times 1.2 \times 1.73 \times (3.00 + 1.33 \times 1.41 \times 3.00)$$

$$P = 0.115 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}$$

c) Pavlovski

$$P = 100 \times 5 \times 10^{-6} (3 + 6 \times 2)$$

$$P = 0.075 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}$$

d) Davis

$$\text{CD} = 25$$

$$P = \frac{25 \times 1.44 \times (3.00 + 6.00 \times 1.41)}{8861.00 + 8 \times 0.91}$$

$$P = 0.047 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}$$

e) Punjab

$$C_p = 0.02$$

$$P = 0.02 \times 15^{0.563}$$

$$P = 0.092 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}$$

f) Kostiakov

$$P = 1000 \times 5 \times 10^{-6} (3.00 + 2.40 \times 3.00 \times 1.41)$$

$$P = 0.066 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}$$

g) Moritz

$$\text{CM} = 0.40$$

$$P = 0.0375 \times 0.4 \times 18^{1/2}$$

$$P = 0.064 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}$$

En promedio se tendría para el tramo inicial una pérdida de $P = 0.070 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}$ que representa el 0.47 % del caudal total o sea $r = 0.0047$.

De la ecuación de Kostiakov se obtiene el valor de a

$$0.0047 = a / 15^{0.4} \quad a = 0.0138$$

Si las pérdidas fueran constantes

$$Q = 15 \times (1 - 0.0047 \times 60) = 10.77 \text{ m}^3/\text{s}$$

El valor final de r sería:

$$\text{El mínimo caudal es: } r = 0.0138 / 10.77^{0.4} = 0.0053$$

$$Q = 15 (1 - 0.005366) = 10.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

o sea que en 60 km se perdería $4.8 \text{ m}^3/\text{s}$ o sea el 32 % del caudal de entrada.

EJEMPLO No. 7 – 4

Supongamos que el canal del ejemplo anterior se cubre con un revestimiento de hormigón de 10 cm de espesor y de $2 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ de permeabilidad.

Se quiere encontrar la pérdida por kilómetro

$$p = 2 \times 10^{-8} \times \left(\frac{3}{0.1} \right) \times (3 + 3 \times 1.414) \times 1000 = 0.00434 \text{ m}^3/\text{s/Km}$$

o sea que las pérdidas disminuyeron 16 veces con relación a lo que se tenía para el canal no revestido.

En este caso se puede suponer constante la pérdida por km o sea que la pérdida total en 60 km sería

$$0.0034 \times 60 = 0.26 \text{ m}^3/\text{s}$$

lo que significa el 1.73 % del caudal total.

7.3.3.6. Medición en el terreno

En vista de la imprecisión de las fórmulas existentes se trató de medir en el terreno las pérdidas de agua en los canales no revestidos. Los métodos más conocidos son tres:

1. Midiendo los caudales que entran y salen de un tramo de canal para obtener las pérdidas por diferencia. Los caudales se aforan por medio de un molinete o vertedero.

La exactitud del método depende de la exactitud del aforo. Si las pérdidas son muy pequeñas el error puede ser muy grande o para compensarlo hay que tomar tramos de canal sumamente largos. La gran ventaja de este método es que no interfiere con el funcionamiento normal del canal y cuesta poco.

2. Aislando un tramo del canal por medio de un relleno de tierra al principio y al final del tramo y observando la rapidez con que se pierde el agua. Esto último puede hacerse sea observando el tiempo en el cual el nivel de agua baja una determinada cantidad o midiendo el caudal de agua que es necesario introducir al tramo para mantener el nivel constante.

El método tiene la desventaja de ser costoso además de interrumpir el servicio del canal durante la medición. Además hay factores que pueden reducir la precisión de los resultados. Así la filtración a través de los diques de tierra que cierran el tramo puede exagerar los resultados mientras que una sedimentación en el fondo del material arrastrado puede disminuirlos.

3. Por medio de permeámetros que generalmente consisten de tubos verticales enterrados en la solera del canal. Se determinan las pérdidas por filtración midiendo el tiempo en el cual baja el nivel de agua en el tubo. El método es generalmente inexacto.

7.3.4. Velocidades admisibles

Uno de los problemas que tiene que enfrentar el ingeniero hidráulico al proyectar canales consiste en el transporte de los sedimentos. Generalmente los canales son construidos en terrenos erosionables y muy pocos de ellos son revestidos. Es decir que si la velocidad sobrepasa un cierto límite, el agua comienza a destruir las paredes y el fondo del canal, cambiando la alineación y a veces alterando completamente las condiciones para las cuales fue calculado. Por otro lado, una velocidad demasiado baja produce el depósito de los sedimentos disminuyendo la sección del canal y a veces azolvándolo por completo. La corrección de estos defectos es costosa y por eso desde hace mucho tiempo se viene estudiando la forma de crear un canal estable.

Por definición, un canal estable es aquel en el que no se presenta ni erosión ni azolvamiento. En otras palabras, el canal está en equilibrio respecto a los sedimentos que arrastra en tal forma que la cantidad de material transportado permanece constante en tramos de igual caudal. La misma cantidad de sedimentos entra y sale del canal y si éste se divide en ramales, en cada división la cantidad de sedimentos se distribuye proporcionalmente a los caudales. Para conseguirlo es necesario que la velocidad sea lo suficientemente grande para arrastrar todos los sedimentos que lleva el agua sin llegar a erosionar ni las paredes ni el fondo del canal.

La mayor parte de estudios de esta clase de canales son hechos originalmente por ingenieros británicos en India, en conexión con los enormes proyectos de riego realizados en este país. Una cierta cantidad de estudios se hizo en Egipto en los trabajos de regadío en el Nilo, y durante este siglo un gran número de ingenieros investigaron el problema en Estados Unidos, en la Unión Soviética y en otros países.

El primer estudio sobre canales estables fue publicado por Kennedy en 1895. Su obra llegó a ser clásica en este campo y contribuyó a economizar grandes cantidades de dinero reduciendo el costo de la limpieza de canales en India y en otras partes. Como resultado de observaciones realizadas en los canales de riego del Punjab, Kennedy llega a la conclusión que estos canales no producían erosión ni azolvamiento cuando la velocidad media estaba en cierta relación definida de la profundidad.

La explicación es que en todo canal hay corrientes transversales que mantienen los sedimentos en suspensión. La fuerza de estas corrientes es función de una cierta potencia de la velocidad y tienen un efecto mayor para pequeñas que para grandes profundidades. Por lo tanto, para dos canales de igual velocidad pero de distinta profundidad, el menos profundo podrá llevar en suspensión una cantidad de sedimentos mayor que el otro. Como resultado de sus mediciones, Kennedy encontró que para cada profundidad hay una velocidad límite por debajo de la cual comienzan a depositarse los sedimentos. A esta velocidad la llama velocidad crítica.

La fórmula desarrollada por Kennedy fue:

$$V_c = c \times h^n$$

En la cual:

V_c - velocidad crítica en pies por segundo

h - la profundidad del agua en pies

n - un exponente asumido como constante e igual a 0.64

c - un coeficiente que depende de los sedimentos y que varía desde $c = 0.82$ para limo fino hasta $c = 1.09$ para limo arenoso grueso.

La ecuación desarrollada por Kennedy era empírica basada en observaciones de los canales de India. Despues de él muchos otros investigadores desarrollaron ecuaciones con el mismo propósito.

Estas fórmulas de velocidades que no azolian así como otras similares para velocidades no erosivas tienen el defecto de basarse solamente en el tamaño medio de la partícula del sedimento.

En realidad el fenómeno es mucho más complejo y depende no solamente del diámetro medio de la partícula sino también de la curva granulométrica y del estado de compactación del terreno. También depende de la profundidad del agua y de la cantidad de material sólido que lleva en suspensión o en forma de arrastre de fondo.

Existe además la dificultad práctica de no poder establecer el valor del diámetro medio durante el diseño antes de que se excave el canal, tomando en cuenta que este diámetro varía de tramo en tramo.

Finalmente el problema pierde su importancia si se tiene desarenadores que eliminan la mayor parte del material sólido, llevado por el agua desde el río.

Se recomienda sin embargo que la velocidad no sea menos de 0.7 m/s para evitar el crecimiento de vegetación acuática que disminuye la capacidad de los canales.

En lo que se refiere a velocidades no erosivas por lo general se siguen normas establecidas para esto a base de investigaciones prácticas.

En el cuadro 7 - 9 presentada a continuación se da los valores recomendados por Chugaiev (Bibl. 12 - 1) y por el Instituto VODGEO (Bibl. 7 - 7).

**CUADRO N.- 7 - 9
VELOCIDADES MÁXIMAS NO EROSIVAS**

Material	Velocidad en m/s
Limo	0.15 - 0.30
Arena	0.20 - 0.60
Grava	0.60 - 1.20
Suelos arcillosos	0.70 - 1.20
Arcilla	1.00 - 2.00
Rocas sedimentarias	2.50 - 4.50
Rocas cristalinas	20.00 - 25.00

CUADRO N.- 7 - 10

Resistencia Kg/cm ²	Hormigón	Profundidad en metros				
		0.5	1	3	5	10
50	50	9.6	10.6	12.3	13.0	14.1
	75	11.2	12.4	14.3	15.2	16.4
	100	12.7	13.8	16.0	17.0	18.3
	150	14.0	15.6	18.0	19.1	20.6
	200	15.6	17.3	20.0	21.2	22.9

7.3.5. Revestimiento en canales.

7.3.5.1. Finalidad y justificación

Los revestimientos deben satisfacer los siguientes requerimientos:

- 1) Crear una barrera impermeable al paso del agua disminuyendo las pérdidas de ésta y permitiendo extender el beneficio del riego a una mayor superficie cultivable.
- 2) Proteger las tierras colindantes de los daños que en ellas causa la filtración eliminando con esto la necesidad de costosas obras de drenaje.
- 3) Proteger el canal contra la erosión permitiendo una mayor velocidad. Esto a su vez permite reducir la sección con la consiguiente economía en la excavación.
- 4) Reducir el coeficiente de rugosidad permitiendo el aumento de velocidad.
- 5) Evitar el ablandamiento de las tierras con la humedad y proteger así los taludes contra el derrumbamiento.
- 6) Evitar el crecimiento de plantas acuáticas y también los huecos hechos por distintos animales.
- 7) Como consecuencia de los numerales anteriores reducen considerablemente los costos de mantenimiento.

Por lo tanto, las características de un buen revestimiento deben ser las siguientes:

- 1) Ser impermeable.
- 2) Ser resistente a la erosión.
- 3) Ser de bajo costo en cuanto a construcción como a mantenimiento.
- 4) Ser durable ante la acción de agentes atmosféricos, plantas y animales.

Depende de muchas circunstancias, pero en general aunque el revestimiento de un canal representa una inversión inicial mayor es mucho más valioso si se toma en cuenta el mantenimiento y el ahorro del agua.

7.3.5.2. Diferentes tipos de revestimiento

Existen numerosas investigaciones tratando de encontrar los materiales más convenientes y más económicos para revestimientos. Se utilizaron los materiales más diversos entre los cuales para casos excepcionales se puede citar la madera, el acero, los plásticos y el aceite.

Pero los materiales más comunes son los siguientes:

- 1) Mezclas de cemento: Fundidas en el sitio; prefabricadas
- 2) Mezclas asfálticas
- 3) Materiales téreos
- 4) Tratamientos químicos del terreno

La decisión final entre estos materiales depende de las facilidades y costos en el lugar, tanto de la mano de obra como de los materiales. Naturalmente las circunstancias relacionadas a la construcción de revestimientos de canales varían considerablemente en diferentes partes del mundo. La existencia o no de mano de obra especializada y el costo de la misma es un factor importante que produce diferencias notables en los revestimientos usados. En algunas ocasiones el bajo costo de la mano de obra o la abundancia de gente que necesita trabajo hace injustificable el empleo de métodos altamente mecanizados.

a) Revestimiento de hormigón.

Es el revestimiento más común de los usados en canales de riego y demuestra ser muy satisfactorio para una gran variedad de condiciones.

Además de la impermeabilidad, una característica importante del hormigón es su dureza y rigidez que le permiten resistir velocidades de hasta 12 m/s cuando el agua es limpia y no hay cambios bruscos de dirección.

De acuerdo a experiencias realizadas en los Estados Unidos la duración de los revestimientos de hormigón es de alrededor de 40 años y muchos siguen sirviendo satisfactoriamente después de 60 años.

A fin de asegurar la impermeabilidad del hormigón se aconseja que la cantidad de cemento no sea menos de 250 kg por metro cúbico y la relación de agua - cemento no pase de 0.6.

Muchas veces consideraciones económicas obligan a usar una proporción de cemento bastante inferior a la mencionada. En este caso el revestimiento obtenido es permeable y su función principal inicialmente se reduce a proteger los taludes contra la erosión y a disminuir el coeficiente de rozamiento. La impermeabilización se consigue con el transcurso del tiempo con las partículas de limo y arcilla que traídas por el agua se van depositando en los poros, sellándolos.

Por lo tanto un canal nuevo revestido de hormigón no puede considerarse impermeable hasta que el agua cargada de limo y arcilla haya circulado por un tiempo suficiente.

Un factor importante para la impermeabilidad es el alisado que se le da a la superficie del hormigón antes de que haya fraguado completamente. El alisado forma una capa o corteza superficial que en impermeabilidad es equivalente a varios decímetros de revestimiento.

En algunas partes a la superficie terminada de hormigón se le pinta con un compuesto que forma una membrana impermeable y que contiene un pigmento blanco a fin de evitar la elevación de temperatura debido a la acción del sol.

Se han hecho estudios sobre los efectos de varios materiales incorporados al hormigón para impermeabilizarlo, tales como compuestos químicos, cal apagada, arcillas, etc. Con todos ellos puede producirse hormigones prácticamente impermeables pero resultados igualmente buenos se obtienen aumentando la proporción de cemento. Esto se hace a un costo no mayor y con la ventaja de que el aumento de cemento aumenta también la resistencia del hormigón mientras que los otros materiales generalmente lo disminuyen. Además el uso de ingredientes impermeabilizantes induce al descuido, pues el contratista confía en ellos para compensar la mala preparación del hormigón.

Es importante no sólo la proporción y mezclado prolongado sino también la colocación y compactación del hormigón. Es preciso mantenerlo húmedo y protegerlo del sol por lo menos dos semanas.

Antes de colocar el hormigón, la tierra de los taludes debe ser humedecida y apisonada.

Para canales de pequeña sección o para tramos cortos, la colocación se hace a mano. Fuera de estos casos es más económico y se obtienen mejores acabados si se usan máquinas de operación continua provistas de equipo de vibración y formas deslizantes. En estos casos normalmente la inclinación de los taludes es de 1:1.

A mano el hormigón se lleva en carretillas hasta el borde del canal y de allí se descarga por canales a los taludes y a la base. Se nivela para formar la losa de espesor estipulado. Este espesor varía de (5 a 15) cm de acuerdo a las dimensiones del canal y a la clase de suelos. También influye el clima, pues en países fríos donde la temperatura llega a cero grados los espesores deben ser mayores.

Si los taludes tienen una inclinación de 45° o menos, la forma de colocar el hormigón es similar a la usada en carreteras, aceras y otras construcciones de este tipo. Si los taludes hacen con la horizontal un ángulo de 45° entonces es necesario usar encofrados y compactar el hormigón.

Es necesario hacer juntas de contracción. Estas se hacen rayando ranuras transversales de una profundidad igual a la cuarta parte del espesor del revestimiento. En esta forma al fraguar el hormigón estas partes debilitadas se agrietan, y luego se llenan de masilla asfáltica. La distancia entre estas ranuras debe ser de (20 a 100) veces el espesor del revestimiento.

En terrenos impermeables deben instalarse drenes para evitar el efecto de la subpresión al vaciarse bruscamente el canal. Antes de colocar el revestimiento se construye en una o en ambas intersecciones de la solera con los taludes una zanja llena de grava donde se aloja una tubería de (10 a 15) cm de diámetro. Estos drenes longitudinales que quedan inmediatamente debajo del revestimiento se conectan con drenes transversales que descargan el agua fuera del canal. Otra posibilidad es dejar pequeños orificios (mechinales) en el revestimiento.

Antes se consideraba indispensable reforzar con tela metálica o con varillas el hormigón empleado en el revestimiento de canales. Dicho refuerzo representa una importante proporción del costo total. Mediante la construcción de juntas de contracción debidamente espaciadas es posible suprimir esta armadura abaratando el costo de revestimiento sin reducir su duración ni su eficiencia.

La armadura se coloca para prevenir el agrietamiento y evitar las filtraciones y también para impedir los movimientos debidos al asentamiento y empuje de los taludes. La sección de la armadura es:

(0.1 a 0.4) % de la del hormigón en sentido longitudinal

(0.2 a 0.2) % de la del hormigón en sentido transversal

Una armadura de este tipo resultaba en algo de economía de agua. Pero sin armadura el hormigón es casi igualmente impermeable. Además el daño causado por movimiento de tierras es menor sin armadura, pues una rotura local disminuye la presión y limita el daño a un área menor. Por lo tanto se llegó a la conclusión que es más económico aumentar la sección del revestimiento.

La rugosidad de los canales de hormigón a veces aumenta ligeramente con el tiempo debido al crecimiento de moho y algas sobre su superficie. Las grietas que se presentan son sin importancia, pues fácilmente se las sella con asfalto. Por lo tanto el costo de mantenimiento de canales revestidos con hormigón es casi siempre insignificante.

b) Revestimiento de mortero

En algunos canales pequeños se usan como revestimiento un simple enlucido de los taludes con mortero de cemento y arena. Cuando los taludes son firmes el espesor de este revestimiento no necesita ser de más de 5 cm. La arena debe ser previamente cernida por un tamiz de 3/16". La proporción usada es de 1:3 a 1:4. Si la mezcla es más rica en cemento puede agrietarse y si es más pobre no llega a tener la resistencia e impermeabilidad requeridas. La desventaja de este tipo de revestimiento es que cuando no hay buen drenaje la presión de agua detrás de la capa de mortero puede romperlo. Otra dificultad es que muchas veces los obreros no

enlucen bien las superficies y es necesaria por lo tanto una cuidadosa inspección.

Para evitar esto se inventó la "pistola de cemento" por medio de la cual el mortero es disparado contra la superficie a recubrirse por medio de presión de aire (alrededor de 3 atmósferas). Este revestimiento se conoce como torcreto o a veces gunita y en Inglés shotcrete. La pequeña cantidad de equipo (generalmente una mezcladora, una compresora y mangueras para el soplete) y su gran movilidad hacen que este método sea especialmente ventajoso para revestir tramos cortos distantes entre sí. Las obras de arte no son un obstáculo y el mortero puede ser colocado fácilmente sobre superficies curvas.

Este método es especialmente apropiado para canales excavados en grava. En este material el mortero se adhiere firmemente a las irregularidades de la superficie. Además la alta permeabilidad de la grava provee al suelo de excelente drenaje evitando la subpresión. También es ventajoso este método en revestimientos de cortes en roca para disminuir el coeficiente de fricción y para reparar tramos de revestimiento viejo muy agrietado.

El revestimiento no necesita acabado a mano, aunque sí es aconsejable cuando se quiere obtener una superficie lisa para reducir el coeficiente de rozamiento.

La armadura de hierro, normalmente malla de alambre o tela de gallinero, sirve para el mismo propósito que en el caso del hormigón, y son válidas las mismas consideraciones. La armadura debe ser bien centrada, lo cual es difícil de conseguir y en vista de esto muchas veces es preferible no usarla.

A veces se hacen juntas de contracción, pero muchas veces es preferible esperar que se formen las grietas para ir tapándolas después. La duración de este tipo de revestimiento es de alrededor de veinte años.

c) Revestimiento de mampostería.

Es uno de los métodos más antiguos y más comunes, especialmente en regiones donde el costo de la mano de obra es bajo. Consiste en cubrir la superficie con bloques pequeños unidos entre sí con

mortero de cal o cemento. Estas juntas de mortero proporcionan al revestimiento una cierta flexibilidad.

Los materiales usados fueron molones de piedra, ladrillos y bloques prefabricados de hormigón.

d) La mampostería de piedra.

Es usada en el Ecuador y en muchos otros países con espesores de revestimiento (20 a 40) cm. Es conveniente enlucir la piedra para reducir el coeficiente de rugosidad.

e) El ladrillo

Es usado especialmente en India y Pakistán. Es un revestimiento barato y que no exige ninguna experiencia de los obreros para ser colocado. Tiene un coeficiente de dilatación menor que el hormigón y se adapta a las curvas. El ladrillo es permeable y por eso normalmente se colocan dos filas con mortero 1:3 entre ellos. A veces se enluce también la superficie.

f) Los bloques prefabricados.

Se han usada en muchos países como España, África del Norte, Japón, etc.

El tamaño de las planchas es variable, pero se procura siempre que sean fácilmente maniobrables, es decir de alrededor de 30 libras.

Así por ejemplo, las dimensiones usadas en U.S.A. son 20 cm x 60 cm x 5 cm, en Portugal de 25 cm x 50 cm x 6 cm.

Planchas más grandes llevan a veces armadura que consiste en una malla de (20 a 25) cm, hecha con hierro de 1/4". La proporción usada es 1:2, 5:3, 5 cuando las planchas se hacen de hormigón y 190 kg de cemento por m^3 de arena cuando se hacen de mortero.

Los bordes de las planchas tienen una ranura por la cual se inyecta mortero (500 kg de cemento por m^3 de arena) o asfalto, según si la unión se quiere hacer rígida o flexible.

g) Revestimiento de terrocemento

Este material ofrece una buena solución cuando el suelo en el que se excava el canal es arenoso y no existen otros materiales apropiados cerca. Para obtener buenos resultados la tierra no debe tener más del 35 % en peso de fracción menor que el tamiz US No. 200.

Como su nombre lo indica, el terrocemento consiste en una mezcla de tierra y cemento en bajas proporciones de este último. Las proporciones en volumen más comunes son: 1:12 y 1:15.

Se divide el terrocemento en dos clases: el standard y el plástico.

La primera consiste en apisonar la mezcla de suelo y cemento con una cantidad pequeña de agua, aproximadamente igual a la humedad óptima de compactación de Proctor.

El terrocemento plástico tiene una cantidad de agua semejante a la del hormigón, con el resultado de que se produce una masa semifluida.

Por esta razón el empleo del terrocemento plástico es mucho más cómodo e inclusive a veces más económico que el del compactado, aunque las características tanto de resistencia como de permeabilidad son inferiores a las de este último.

El terrocemento puede ser preparado en una mezcladora común y se lo coloca también igual al hormigón. QUITADO el encofrado es aconsejable mantenerlo húmedo por lo menos durante una semana.

A pesar de su bajo costo, el terrocemento reúne las condiciones de un buen revestimiento, es decir, que tiene una resistencia mecánica aceptable y es tan impermeable como el hormigón. También tiene un coeficiente de rugosidad semejante al hormigón, impide el crecimiento de plantas y resiste bastante bien a la erosión.

h) Revestimiento asfáltico.

El asfalto es escogido para revestimientos por sus propiedades adhesivas y de impermeabilidad.

El asfalto se usa puro o con la mezcla de un componente volátil que se evapora después de colocado.

Hay muchos tipos de revestimiento asfáltico, pero cabe mencionar sólo dos tipos principales. La membrana enterrada y el concreto asfáltico.

i) **Membrana enterrada.**

El canal se excava con un exceso de 30 cm a 50 cm. Las superficies secas son igualadas, compactadas y humedecidas a fin de evitar la formación de polvo durante la colocación. Despues el asfalto a la temperatura de 190 °C – 200 °C es rociado sobre la superficie con una manguera hasta formar una membrana de 6 mm a 9 mm de espesor. La cantidad que entra es 6 kg/m² a 9 kg/m².

Después la membrana es recubierta con una capa de tierra compactada de 30 cm a 50 cm de espesor. Los taludes del canal deben ser 1:1.5 o más tendidos.

Este tipo de revestimiento no permite velocidades mayores de 0.35 m/s. Cuando se quiere velocidades mayores, la membrana debe ser recubierta no de tierra sino de ladrillo de hormigón.

j) **Concreto asfáltico.**

Se mezcla el asfalto con arena o con arena y ripio en la proporción de 6 % al 11 % en peso y se le añade material fino (70 % menor del No. 200) en peso igual al del asfalto. Esta mezcla se coloca sobre los taludes con un espesor de 4 cm - 5 cm y a la temperatura de 180 °C - 190 °C.

La mezcla se hace con el mismo equipo que para el asfaltado de carreteras, es decir, con una mezcladora, caldera para hervir el asfalto y secadora de agregados.

El colocado puede ser a mano o mecánico. La compactación se hace con pisones o con rodillos. Cuando es con rodillos es aconsejable aplicar primero una presión de 3 kg/cm de ancho del rodillo y después 10 kg /cm de ancho del rodillo.

Una desventaja de este método es que el asfalto expuesto al aire y al agua se deteriora rápidamente formando huecos por donde escapa el agua. El costo del concreto asfáltico es más o menos igual al del hormigón.

La duración de ambos tipos de revestimiento asfáltico es de más o menos 8 años y muchas veces se deteriora en menos tiempo.

Un gran inconveniente del asfalto es que las plantas que germinan debajo de su superficie son capaces de penetrar hasta 5 cm comenzando su destrucción. Es por eso necesario esterilizar la tierra antes de colocar el asfalto, utilizándose distintas substancias químicas para esto.

La dificultad de tener que usar equipo especial para la colocación de revestimientos asfálticos originó la creación de planchas prefabricadas, de un espesor de 1/2", de asfalto sobre base de tejido, asbesto o tela metálica. Estas planchas son semiflexibles, lo que les permite adaptarse a la forma del canal. Se usan como membranas enterradas.

El costo de los revestimientos de asfalto puede ser inferior al del hormigón, pero tiene la desventaja de necesitar de obreros especializados para su colocación.

k) Revestimiento con la tierra.

La gran cantidad de canales que necesitan revestimiento y la necesidad de encontrar un material económico originó la idea de revestir con tierra. Estos revestimientos son baratos, pero en cambio, generalmente son altos los costos de mantenimiento.

Otras desventajas son:

No impiden el crecimiento de plantas

No permiten velocidades de más de 0.6 m/s.

Obligación a taludes muy tendidos no mayores de 1:1.5

Vert : Horiz. Con el resultado de secciones muy anchas.

El tipo más común es el de la tierra compactada, de 15 cm a 45 cm de espesor aunque se usan espesores mayores de hasta 1 metro en los taludes. Se determina en laboratorios con el ensayo standard proctor la humedad óptima y después se compacta con rodillos lisos o pata de cabra.

El suelo debe ser arenoso con una cantidad de arcilla de no más del 15 % en peso. Si esta clase de materiales no hay en la localidad, entonces hay que hacer mezclas. Si el suelo es demasiado arcilloso se le aumenta arena y viceversa. El suelo debe ser bien mezclado y escarificado antes de compactarlo. A veces se le añaden compuestos químicos que son matamalezas. Se intenta revestir con suelos arcillosos, pero sin buenos resultados. Estos suelos sometidos a humedecimientos y secados alternados se agrietan con la consecuencia de hacerse permeables y fácilmente erosionables. También se probó recubrirlos con una capa de 15 cm a 30 cm de grava con el tamaño de la piedra no mayor de 12 cm.

Otro tipo es de tierra no compactada que se esparce sobre los taludes en capas de 15 cm a 30 cm. Este sistema reduce la filtración momentáneamente, pero pronto es lavado por la erosión. Además necesita taludes aún más tendidos que en el caso anterior.

También se ensayaron capas de bentonita. La bentonita es una arcilla coloidal que con agua aumenta su volumen hasta treinta veces su volumen en seco. Se mezcla la bentonita con suelo arenoso en la proporción de 5% al 25% en peso y con la mezcla se recubre el canal con una capa de 5 cm a 8 cm. Esta membrana así formada hay que recubrirla con 15 cm a 30 cm de tierra o grava. El método es económico solamente en regiones donde se encuentra la bentonita.

I) Azolve artificial.

Los canales que llevan limo en suspensión se impermeabilizan por sí solos con el tiempo. Se observó que el agua lodosa avanza más lejos en una zanja que el agua limpia. Esto inspiró la idea de usar limo artificialmente para impermeabilizar los canales.

El azolve artificial puede ser aplicado, sea por la operación normal del canal dejando que corra el agua cargada de limo y permitiendo que éste se deposite siguiendo las leyes normales de la sedimentación.

Otra forma sería colocando el limo directamente en las secciones permeables durante un período de suspensión de servicio en el canal. Este segundo método es más eficiente pero muchas veces difícil de realizar.

El limo arrastrado por el canal no puede ser controlado en cuanto al lugar de su sedimentación y por eso hay que suministrarlo en exceso a fin de que cubra toda la superficie. Esto tiene efectos perjudiciales cuando se forman depósitos muy grandes, pues favorecen el crecimiento de la vegetación.

Una vez depositado, el limo resiste a la erosión a velocidades más altas que aquellas que fueron necesarias para transportarlo.

En vez de limo se utilizó también la bentonita con dispersantes en la proporción de 0.5 a 1 lb/pie cuadrado de área mojada. Esto naturalmente es mucho más caro.

Las desventajas del azolve artificial son:

- No penetra bien en la superficie mojada formando una capa delgada que es fácilmente erosionada.
- No es permanente y el procedimiento tiene que ser repetido muchas veces.
- Tanto el limo como la arcilla se depositan principalmente en el fondo y a corta distancia del sitio donde se los ha soltado.

m) Tratamiento químico del terreno.

En vista del gran costo de los revestimientos se ha pensando en efectuar algún tratamiento químico del perímetro mojado de los canales para reducir su permeabilidad.

En la Unión Soviética se han hecho ensayos para este fin con el cloruro de sodio, es decir, con la sal común, dejando correr agua salada por los canales. Los resultados tanto en lo que se refiere a la rapidez del tratamiento como a su costo, son magníficos para todas las regiones donde los suelos predominantes son el chernozem, el burozem y los castaños.

El chernozem es un suelo formado por grupos de humus y con una estructura muy porosa, lo cual es magnífico para la agricultura y pésimo para la filtración. Estos grumos del chernozem tienen una gran estabilidad y no se disgregan mientras la arcilla y el humus que los forman están asociados con el ión calcio.

La sal, al penetrar en los grumos, entra en reacción química con las partículas de arcilla desalojando el calcio. Como resultado de este intercambio iónico los grumos se disgregan y las partículas de humus y de arcilla de tamaños desde un micrón hasta centésimas de un micrón son arrastradas por el agua y se sedimentan en los intersticios. En esta forma, rápidamente se forman una serie de barreras impermeables en la masa del suelo que impiden el paso del agua.

En la Caja Nacional de Riego (INERHI) en el Regadio de Portoviejo, se realizaron ensayos haciendo circular por los canales una suspensión de cal apagada. En un tiempo muy corto la permeabilidad del terreno ha disminuido hasta cuarenta veces de la inicial. La velocidad del proceso hace pensar que la causa es física y no química, es decir que la disminución de la permeabilidad se debe a que las partículas de la cal en suspensión se han incrustado en los poros, grietas e intersticios obturándolos y así impidiendo el paso del agua. El tratamiento es económico, pues con un quintal de cal es posible impermeabilizar cerca de mil metros cuadrados de canal. Lamentablemente esta deposición de la cal probablemente es superficial, pues el efecto no es muy duradero.

7.4. TÚNELES

7.4.1. Generalidades

Los túneles son obras de conducción subterránea que se excavan siguiendo su eje.

Se utilizan en los siguientes casos:

- 1) Cuando es necesario pasar el agua de un valle a otro, atravesando el macizo montañoso que los separa.
- 2) Cuando de este modo se evita un desarrollo muy largo de canal abierto y, con el consiguiente aumento de pendiente y reducción de la sección, se consigue una apreciable economía.
- 3) Cuando la pendiente transversal demasiado elevada y el material de mala calidad no permiten asegurar la estabilidad del canal abierto. Dentro de este caso están los túneles que entran y salen de centrales en caverna.

Los túneles pueden trabajar a gravedad o a presión según si tienen una superficie libre a presión atmosférica como los canales abiertos o si llenan toda la sección como las tuberías.

Los túneles a gravedad deben seguir rigurosamente la alineación vertical dado por el gradiente calculado mientras que los túneles a presión pueden tener una alineación cualquiera con tal de estar por debajo de la línea piezométrica.

Los túneles a gravedad se utilizan cuando se tiene un nivel de agua casi constante a la entrada, o sea en las tomas por derivación directa. En este caso, generalmente, el costo del túnel a gravedad es menor que el del túnel a presión pues aunque tiene una sección mayor, el revestimiento es menor. Cuando la captación se hace desde un reservorio, el túnel es de presión y su entrada se ubica a no menos de 2 m por debajo del nivel mínimo de agua. Al final del túnel se pone una chimenea de equilibrio.

En principio el trazado de un túnel debe seguir la distancia más corta, que une las obras de captación con las de entrega. Sin embargo una serie de consideraciones, especialmente de tipo topográfico, geológico y económico hacen que la alineación se aparte de la línea recta.

Así por ejemplo es necesario evitar las zonas de roca meteorizada, descompuesta o agrietada o por lo menos reducir la longitud del túnel que pasa por ellas.

Por otro lado es necesario tomar en cuenta el tiempo de construcción y el costo del transporte de materiales excavados.

En el caso de túneles muy largos, estos factores pueden tener una incidencia económica muy grande. En este caso conviene seguir una alineación poligonal, acercando la línea del túnel a depresiones naturales o quebradas desde las que se pueda construir accesos adicionales llamados ventanas, para aumentar frentes de trabajo. El aumento en la longitud del túnel se compensa ampliamente con el ahorro conseguido por reducción de costos de transporte y del tiempo de construcción.

7.4.2. Diseño de la sección

La forma de la sección de un túnel debe ser tal que para un área dada, el caudal que circula sea máximo y también que resista bien las presiones del suelo.

La construcción de túneles así como la selección de su forma y tipo de revestimiento está íntimamente ligada con la geología y la mecánica de suelos y rocas, puesto que uno de los datos más importantes es la presión que se debe soportar.

La forma circular es la más conveniente desde el punto de vista hidráulico y estático, pues además de tener la máxima capacidad para la mínima sección, es la que mejor resiste cualquier tipo de presiones.

Sin embargo, debido a la dificultad de su construcción, muchas veces se prefiere las secciones tipo baúl, es decir de forma rectangular en la parte inferior, cubiertas con un arco semicircular en la parte superior.

Una sección intermedia es la de herradura en la cual los tramos rectos de la anterior se reemplazaron con arcos de círculo de distinto radio. Cuando el radio de las paredes y la solera es igual a dos veces el radio de la bóveda, la sección se llama de herradura standard.

A más de satisfacer condiciones hidráulicas y estructurales, los túneles deben tener dimensiones mínimas que permitan el libre tránsito de obreros y maquinaria durante la construcción.

Estas dimensiones se recomienda que no sean menores que los siguientes valores interiores.

- 1.80 m para sección baúl
- 2.00 m para sección herradura
- 2.20 m para sección circular

Las tres secciones pueden inscribirse en un cuadrado. Cuando debido al pequeño caudal o gran pendiente la sección se reduce hasta el extremo de que el cuadrado llega a tener valores menores de 1.80 m, entonces debe cambiarse la forma a una que ya no se inscribe en un cuadrado sino en un rectangular cuya altura es una vez y media o doble de ancho. Estos túneles pequeños se hacen prácticamente a mano pero de todos modos no deben

tener menos de 1.80 m de alto y se recomienda que el ancho no baje de 1.40 m.

Todas las secciones de túnel son secciones cerradas en su parte superior por un arco semicircular. A partir del momento en que el agua llega a la altura del semicírculo, el perímetro hidráulico aumenta mucho más rápido que la sección mojada. Debido a esto la máxima capacidad del túnel no se obtiene a sección llena sino a un valor de calado algo menor. El cálculo directo es engorroso y es más cómodo utilizar tablas.

En el caso de la sección tipo baúl (véase Figura 7 - 2) llamamos:

r - radio de la bóveda

β - ángulo con la horizontal que hace el radio que toca la intersección de la superficie del agua con la bóveda.

h - calado de agua

Y considerando que las esquinas están redondeadas con un radio de curvatura igual a $0.25 r$, tenemos:

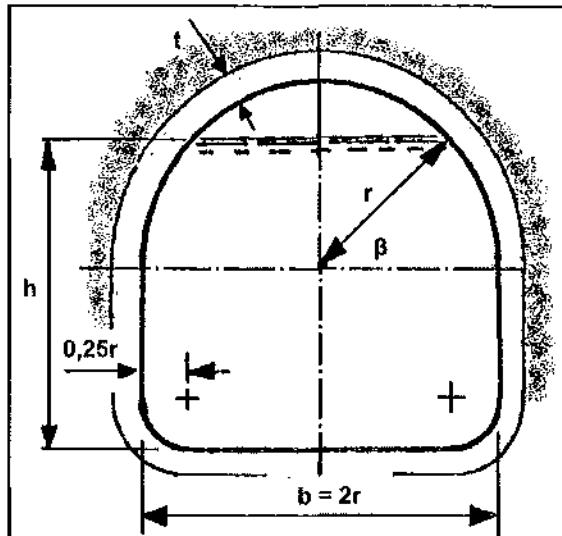


FIGURA 7 - 2

Área mojada

$$A = 0.5 \times r^2 \left(3.9462 + \frac{\pi \times B}{90} + \operatorname{sen} 2B \right) = K_1 \times r^2$$

Perímetro mojado

$$p = r \left[3.785 + \frac{\pi \times B}{90} \right] = K_2 \times r$$

Radio Hidráulico

$$R = \frac{A}{p} = \frac{K_1 \times r^2}{K_2 \times r} = K_3 \times r$$

Reemplazando en la ecuación de Manning (12 - 16) tenemos:

$$Q = \frac{K_1 \times r^2}{n} \times (K_3 \times r)^{2/3} \times i^{1/2} = \frac{K_4 \times r^{8/3}}{n} \times i^{1/2} = K_q \times i^{1/2} \quad 7 - 9$$

En la cual

$$K_4 = \frac{K_q \times n}{r^{8/3}}$$

En forma similar pueden obtenerse ecuaciones y coeficientes para otras formas de sección transversal.

A continuación se presentan los cuadros N.- 7 - 11 y 7 - 12 y gráficos de cálculo N.- 2 y 3 para las secciones circular, baúl y otras que no se inscriben en un cuadrado.

La velocidad de diseño en los túneles oscila entre 1.5 y 2.5 m/s para caudales constantes, pudiendo admitirse valores mayores cuando el caudal es muy variable. En los túneles a presión las velocidades generalmente varían de 2.5 m/s a 4.5 m/s. Tomando en cuenta que el revestimiento generalmente se realiza con encofrados metálicos que producen superficies bastante lisas, el coeficiente de rugosidad se toma entre $n = 0.013$ y $n = 0.015$.

CUADRO N.º 7 - 11
CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE TÚNELES TIPO BAÚL PARA
DISTINTOS CALADOS

h/r	$K_1 = A/r^2$	$K_2 = P/r$	$K_3 = R/r$	$K_4 = K_3 \times n/r^{2/3}$
2.00	3.5439	6.9266	0.5116	2.269
1.99	3.5421	6.6435	0.5331	2.329
1.98	3.5387	6.5260	0.5422	2.353
1.97	3.5342	6.4355	0.5491	2.370
1.96	3.5290	6.3590	0.5549	2.383
1.95	3.5230	6.2915	0.5600	2.394
1.94	3.5165	6.2302	0.5644	2.402
1.93	3.5094	6.1737	0.5684	2.408
1.92	3.5018	6.1213	0.5720	2.413
1.91	3.4937	6.0716	0.5754	2.417
1.89	3.4763	5.9797	0.5814	2.420
1.88	3.4669	5.9367	0.5840	2.421
1.87	3.4573	5.8953	0.5865	2.421
1.86	3.4473	5.8555	0.5887	2.420
1.85	3.4368	5.8170	0.5908	2.418
1.84	3.4261	5.7795	0.5928	2.416
1.83	3.4153	5.7435	0.5946	2.414
1.82	3.4039	5.7080	0.5963	2.410
1.81	3.3924	5.6736	0.5979	2.406
1.80	3.3804	5.6393	0.5994	2.405
1.70	3.2485	5.3362	0.6088	2.330
1.60	3.0967	5.0784	0.6105	2.236
1.50	2.9298	4.8326	0.6063	2.100
1.40	2.7513	4.6084	0.5970	1.952
1.30	2.5640	4.3918	0.5834	1.781
1.20	2.3705	4.1881	0.5650	1.620
1.10	2.1728	3.9857	0.5452	1.453
1.00	1.9728	3.7854	0.5213	1.280

CUADRO N.- 7 - 12

SECCIONES CIRCULARES PARCIALMENTE LLENAS

Para sección llena $A/D^2 = 0.7854$

$$A \times R^{2/3} = 0.3117$$

$$\text{Valores de } \frac{Q \times n}{D^{2.67} \times f^{0.5}} = \frac{A \times R^{2/3}}{D^{2.67}}$$

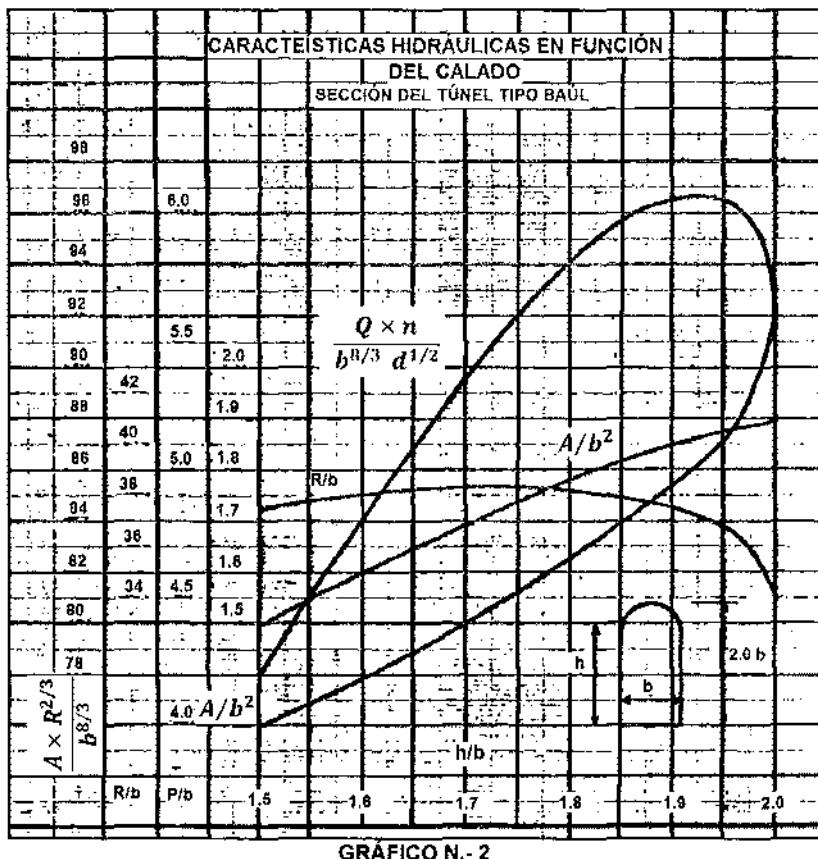
$Y \text{ de } A/D^2$

D = Diámetro

d = calado

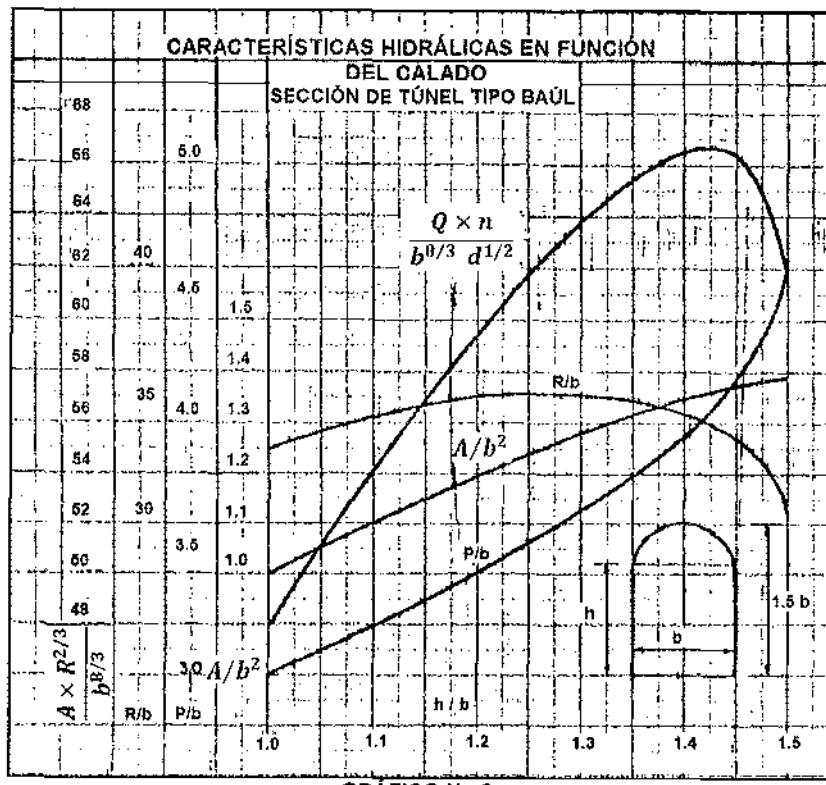
d/D	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0	0.00000	0.00005	0.00020	0.00051	0.00092	0.00151	0.00221	0.00306	0.00404	0.00518
	0.0000	0.0013	0.0037	0.0069	0.0105	0.0147	0.0192	0.0242	0.0294	0.0350
0.1	0.00647	0.00798	0.00949	0.01123	0.01311	0.01517	0.01736	0.01957	0.02205	0.02457
	0.0409	0.0470	0.0534	0.0600	0.0668	0.0739	0.0811	0.0885	0.0961	0.1039
0.2	0.02735	0.03013	0.03304	0.03610	0.03944	0.04275	0.04622	0.04979	0.05328	0.05708
	0.1118	0.1199	0.1281	0.1365	0.1449	0.1535	0.1623	0.1711	0.1800	0.1890
0.3	0.06107	0.06514	0.06908	0.07338	0.07755	0.0818	0.08649	0.09096	0.09554	0.10020
	0.1982	0.2074	0.2167	0.2260	0.2355	0.2450	0.2546	0.2642	0.2739	0.2836
0.4	0.10498	0.10982	0.11475	0.11980	0.12457	0.12978	0.13470	0.14007	0.14513	0.15067
	0.2934	0.3032	0.3130	0.3229	0.3328	0.3428	0.3527	0.3627	0.3727	0.3827
0.5	0.1560	0.1612	0.1665	0.1719	0.1773	0.1828	0.1883	0.1930	0.1986	0.2038
	0.393	0.403	0.413	0.423	0.433	0.443	0.453	0.462	0.472	0.482
0.6	0.2096	0.2149	0.2202	0.2251	0.2305	0.2355	0.2410	0.2460	0.2510	0.2561
	0.492	0.502	0.512	0.521	0.531	0.540	0.550	0.559	0.569	0.578
0.7	0.2607	0.2659	0.2705	0.2752	0.2798	0.2845	0.2881	0.2928	0.2970	0.3011
	0.587	0.596	0.605	0.614	0.623	0.632	0.640	0.649	0.657	0.666
0.8	0.3047	0.3079	0.3115	0.3151	0.3183	0.3212	0.3243	0.3263	0.3287	0.3300
	0.674	0.681	0.689	0.697	0.704	0.712	0.719	0.725	0.732	0.738
0.9	0.3324	0.3331	0.3343	0.3349	0.3348	0.3347	0.3340	0.3326	0.3299	0.3250
	0.745	0.750	0.756	0.761	0.766	0.771	0.775	0.779	0.782	0.784

Tratándose de túneles que trabajan a gravedad el calado no debe pasar del 85 % de la altura total sin que el franco o sea el espacio de aire sea menor de 40 cm. En algunos casos de túneles pequeños se admiten francos de hasta 30 cm.



EJEMPLO No. 7 – 5

Encontrar las dimensiones necesarias de un túnel en forma de baúl para un caudal $Q = 2 \text{ m}^3/\text{s}$ con un gradiente de $i = 0.0004$. El material del túnel es roca y se deben comparar los costos del túnel con y sin revestimiento.



- a.) Túnel sin revestimiento ($n = 0.04$)

Tenemos de la ecuación 7 - 9.

$$3 = K_q \times 0.02$$

$$K_q = 150$$

Se asume una relación $h/r = 1.70$ para la cual de acuerdo a lo de la tabla 7-9

$$\frac{K_q \times n}{r^{8/3}} = 2.33$$

Entonces

$$r^{8/3} = \frac{150 \times 0.04}{2.33} = 2.58$$

$$r = 1.43 \text{ m.}$$

La altura de seguridad es $0.3 \times r = 0.43 > 0.40$, o sea que está bien. Se puede comprobar que con otras relaciones de d/r esto no se cumple.

Tenemos entonces que el alto y el ancho del túnel debe ser

$$2 \times r = 2.86 \text{ m}$$

$$\text{El calado de agua será....} \quad d = 1.7 \quad r = 2.43 \text{ m.}$$

$$\text{El área mojada.....} \quad A = 3.2485 \times 1.43^2 = 6.65 \text{ m}^2$$

$$\text{La velocidad.....} \quad V = 2/6.65 = 0.45 \text{ m/s}$$

$$\text{El área excavada.....} \quad A_{ex} = 3.5439 \times 1.43^2 = 7.25 \text{ m}^2$$

Poniendo el costo de excavación en roca a \$ 30/m³ tendríamos que el costo por 1 metro lineal del túnel sería \$ 217.50/m.

b.) Túnel revestido ($n = 0.015$)

Tratándose de roca compacta que resiste altas velocidades y no produce filtraciones, aparentemente no hace falta revestimiento. No obstante las asperezas de la roca, muchas veces la reducción con el coeficiente de rugosidad permite disminuir la sección tanto que compensa el costo del revestimiento.

Asumiendo una relación $h/r = 1.60$ tenemos:

$$r^{8/3} = \frac{150 \times 0.015}{2.236} = 1.008 \sim 1\text{m}$$

El calado es 1.60 m, o sea que se cumple con la condición de que la altura de seguridad no debe ser menor de 40 cm. El área mojada sería 3.07 m² y la velocidad 0.97 m/s.

Asumiendo un espesor medio de revestimiento de 8 cm de concreto tendremos:

Área de excavación	3.5439×1.08^2	4.13 m^2
Área interior	3.5439×1	3.54 m^2
Área de revestimiento		0.60 m^2

Tomando para el revestimiento un precio unitario de \$ 250.00 el m^3 tendríamos el costo por un metro de túnel:

Excavación	4.13×30	123.90
Revestimiento	0.60×250	150
TOTAL:		\$ 273.90/m

O sea que revistiendo el túnel disminuimos su costo, mejoramos su funcionamiento (aumentando la velocidad de 0.45 m/s a 0.97 m/s y naturalmente mejoramos el aspecto.

EJEMPLO No. 7 - 6

Calcular la sección de un túnel que debe llevar un caudal de $Q = 2.8 \text{ m}^3/\text{s}$ con un gradiente de $i = 0.0012$. El túnel tendrá un revestimiento de 20 cm de espesor ($n = 0.015$) y la altura de seguridad no debe ser menor de 30 cm.

- 1.) Probamos primero con una sección tipo baúl con el alto igual al ancho.

$$Q = kq \times i^{0.5} \quad kq = 81$$

Tanteando en la Tabla 7 - 9 con distintos valores de h/r llegamos que para $d/r = 1.60$. Para que se cumpla la condición de $S > 0.30$.

$$r^{8/3} = \frac{81 \times 0.0015}{2.236} = 0.545$$

$$r = 0.796 \sim 0.8 \text{ m}$$

$$h = 1.60 \times 0.8 = 1.28 \text{ m.}$$

La altura de seguridad cumple con las condiciones de

$$S = 2r - h = 1.60 - 1.28 = 0.32 > 0.30 \text{ m.}$$

Pero el alto del túnel de $2 \times r = 1.60 \text{ m}$ es insuficiente para realizar cómodamente los trabajos de excavación y revestimiento. Por lo tanto es necesario cambiar la sección a la mínima aceptable.

Tomamos:

$$r = 0.90 \text{ m} \quad r^{8/3} = 0.754$$

$$\frac{K_q \times n}{r^{8/3}} = \frac{81 \times 0.015}{0.754} = 1.61$$

Interpolando en la Tabla 7 - 9, obtenemos que este valor corresponde a la relación:

$$h/r = 1.194$$

O sea que

$$h = 1.194 \times 0.9 = 1.08 \text{ m.}$$

Altura de seguridad

$$S = 1.80 - 1.08 = 0.72 \text{ m.}$$

Área de excavación	3.5439 x 1.21 =	4.30 m ²
--------------------	-----------------	---------------------

Área interior	3.5439 x 0.81 =	2.87 m ²
---------------	-----------------	---------------------

Área de revestimiento	1.43 m ²
-----------------------	---------------------

- 2.) Probamos ahora con una sección tipo baúl con la relación alto-ancho = 1.5

Tenemos que igual que en la anterior.

$$K_q = 81$$

Del gráfico No.3 tanteando con distintos valores obtenemos para $d/b = 1.25$

$$b^{8/3} = \frac{81 \times 0.015}{0.618} \quad b = 1.29$$

Alto del túnel	1.5×1.29	= 1.94 m
Calado	1.25×1.29	= 1.61 m
Franco		0.33 m

Se observa que tanto el franco como las dimensiones para la construcción son aceptables:

Área de excavación	1.395×1.69^2	= 3.98 m ²
Área interior	1.395×1.29^2	= 2.32 m ²
Área de revestimiento		1.66 m ²

Debe hacerse el análisis para establecer cuál de las secciones es más barata.

EJEMPLO No. 7 – 7

Con los datos del segundo túnel del ejemplo anterior $Q = 2.8 \text{ m}^3/\text{s}$, $i = 0.0012$ calcular los caudales y velocidades correspondientes a los diferentes calados.

Tenemos que los gráficos Nos. 2 y 3 permiten el cálculo solamente a partir de los arranques del área y para calados inferiores se tiene simplemente una sección rectangular. Con la fórmula de Manning: (12 – 16)

Siendo

$$i^{1/2}/n = 0.0346/0.0015 = 2.31 \text{ tenemos:}$$

TABLA N.- 7 - 3

D/b	h	A	P	R	R ^{2/3}	V	Q
0	0	0	1.290	0	0	0	0
0.2	0.268	0.246	1.826	0.186	0.330	0.762	0.264
0.4	0.536	0.691	2.362	0.293	0.442	1.021	0.708
0.6	0.804	1.037	2.898	0.358	0.504	1.164	1.207
0.8	1.072	1.383	3.434	0.403	0.546	1.261	1.744
1.0	1.290	1.664	3.870	0.430	0.570	1.317	2.191

Para la sección sobre el arranque del arco tenemos que

$$b = 1.29 \text{ m} \quad b^{8/3} = 1.97 \quad b^2 = 1.664$$

$$\frac{n}{b^{8/3} \times i^{1/2}} = \frac{0.015}{1.97 \times 0.0346} = 0.22$$

TABLA N.- 7 - 4

D/b	$\frac{Qn}{i^{3/8} \cdot i^{1/2}}$	Q	A/b ²	A	V	H
1.00	0.481	2.190	1.664	1.664	1.317	1.290
1.10	0.452	2.470	1.100	1.830	1.350	1.386
1.20	0.595	2.700	1.195	1.990	1.355	1.512
1.25	0.618	2.800	1.240	2.063	1.357	1.610
1.30	0.638	2.900	1.280	2.130	1.362	1.638
1.40	0.666	3.030	1.350	2.246	1.349	1.764
1.42	0.662	3.040	1.360	2.263	1.343	1.789
1.44	0.667	3.040	1.365	2.271	1.339	1.814
1.46	0.664	3.020	1.380	2.296	1.315	1.840
1.84	0.655	2.980	1.385	2.305	1.293	1.865
1.50	0.622	2.830	1.390	2.313	1.224	1.890

7.4.3. Revestimiento de Túneles

7.4.3.1. Consideraciones sobre el terreno a excavarse

Los suelos o rocas en el interior de un macizo montañoso, o en general, los situados a una cierta profundidad de la superficie, se encuentran en un estado de compresión más o menos uniforme y tiene variaciones debidas solamente a la presencia de estratos o lentes de materiales que tienen características diferentes.

Antes de la excavación del túnel, las fuerzas dentro de la masa del suelo están en equilibrio. El esfuerzo de compresión al que está sometido el suelo

depende de una serie de factores entre los que están las características físicas del material, el espesor del material que está encima, la continuidad geológica (fallas, grietas) y ocasionalmente esfuerzos tectónicos.

Al perforar una galería o túnel y a medida que aumentan las dimensiones de la excavación, este estado de equilibrio es alterado y los materiales adyacentes pasan por un reajuste dinámico.

Las cargas producidas por este reajuste deben ser absorbidas por el suelo no excavado y solamente una pequeña fracción de éstas debe actuar sobre el revestimiento.

La redistribución de cargas toma tiempo. El proceso más o menos es el siguiente:

- 1) En el primer instante debido a la descompresión producida por la excavación, el suelo situado sobre la parte excavada actúa como bóveda apoyada en los lados del túnel.
- 2) Por efecto de las cargas, las paredes ceden ligeramente y la bóveda se deforma.
- 3) Como consecuencia y en forma gradual el perímetro del túnel absorbe todos los esfuerzos.

Antes de llegar a este estado final, los materiales del perímetro del túnel sufren deformaciones y se agrietan. Dependiendo de la forma y tamaño de la sección y de la clase de materiales, el comportamiento de las paredes de un túnel puede ser diferente.

En el caso de suelos rocosos, el material absorbe los esfuerzos tangenciales que se producen en la superficie de la excavación y el túnel se mantiene estable. Si la roca es muy agrietada la zona contigua a la excavación se descomprime y se derrumba pero este proceso generalmente no es inmediato y da tiempo para sostener el terreno, sea en forma provisional con entibados o definitiva con revestimiento.

En el caso de suelos plásticos, es decir de arcillas, la reducción de la presión hacia la galería puede producir el esponjamiento y derrumbe progresivo del material. Generalmente las arcillas están consolidadas y

tienen un contenido de humedad que es función de la presión. Al disminuir la presión el contenido de agua aumenta y el suelo comienza a dilatarse, aunque debido a la permeabilidad muy pequeña del material, este proceso es necesariamente lento. Por lo tanto, generalmente da tiempo para revestir el túnel y si el revestimiento es suficientemente impermeable, el peligro queda eliminado.

En el caso de suelos no cohesivos como las arenas, el efecto es muy similar, con la diferencia de que éstas no se consolidan y por lo tanto el proceso puede ser inmediato. Además, por ser las arenas altamente permeables el fenómeno se agrava considerablemente si hay aguas subterráneas, pues éstas, además de sumarle una presión adicional correspondiente a la carga hidrostática pueden producir la tubificación.

En el caso de una gran cantidad de túneles de la sierra ecuatoriana los suelos a atravesarse son de cangahua, es decir que no están en ninguno de los casos anteriores.

La cangahua, si bien no existe una clasificación definitiva podría definirse como un suelo de origen eólico semejante al loess, pero producido no tanto por la erosión sino principalmente por la actividad volcánica.

Es un suelo fino, compuesto en gran parte por limo y muy poca arena fina y arcilla. Por lo tanto no es suelo plástico, pero al mismo tiempo no es incoherente, pues las partículas están cementadas entre sí, generalmente con sales de hierro y aluminio aunque a veces el cemento puede ser calcáreo o arcilloso. Esta presencia de agentes cementantes permite que la cangahua sea también clasificada como roca suave.

El grado de compactación, de cementación y la composición química de cemento, hacen que exista una gran variedad de cangahuas, especialmente en lo que a dureza se refiere.

De todos modos las cangahuas participan de todas las características de los loess (capacidad de mantenerse firmes en taludes verticales) por ejemplo, pero generalmente no cambian de volumen con los cambios de humedad.

En el caso de una cementación débil se producen desprendimientos de trozos de tamaño variable del techo o paredes.

En las cangahuas los desprendimientos más comunes siguen superficiales paralelas al perímetro, dando como resultado el "descascamiento" de las paredes. Pero tal como se observó en otros túneles, este fenómeno no se propaga hacia el interior de la masa de tierra ni altera las características de ella.

En el caso de la presencia de aguas subterráneas en cantidad apreciable, éstas pueden disolver el cemento y debilitar el suelo, pero dada la pequeña permeabilidad de la cangahua y la poca solubridad de las sales, el proceso sería bastante lento. Por lo tanto igual que en un caso anterior habría tiempo suficiente para construir el revestimiento.

7.4.3.2. Cálculo del revestimiento

Salvo raras excepciones todos los túneles deben ser revestidos.

La función del revestimiento es resistir la presión del material dentro del cual se hizo la excavación y, en caso del túnel a presión, resistir o transmitir a la roca que le rodea la presión del agua. Adicionalmente el revestimiento reduce el coeficiente de rugosidad reduciendo con esto la sección y el costo del túnel.

La presión del material puede ser vertical u horizontal. Depende de las características del material (suelo, cementado, compacto, rocoso) grado de agrietamiento, peso específico, presencia de vetas de material suave, contenido de agua, meteorización, etc. Las rocas duras no descompuestas y poco agrietadas, prácticamente no transmiten ninguna presión.

Los materiales suaves como arenas, limos y arcilla y combinaciones de éstos producen presiones considerables.

Debe tomarse en cuenta además que la presión aún dentro del mismo material varía de tramo en tramo. Por este motivo la presión sobre el revestimiento de un túnel puede ser establecida sólo en forma aproximada y debe tomarse coeficientes de seguridad.

De acuerdo a M.M. Protodiakonov (1930) (Bibl. 7 - 5), tenemos que la presión vertical unitaria es igual a

$$P_v = 0.35 \times \frac{B}{f} \times W$$

7 - 10

En la que

w - peso específico del terreno

B - ancho del túnel

f - coeficiente dado en el cuadro 7 - 13.

CUADRO N.- 7 - 13

Tipo de Terreno	Coeficiente f	Peso específico w	Ángulo de fricción interna A
Cuarcitos y basaltos	20	2.8 - 3	67
Granitos y otras rocas ígneas	10 - 15	2.5 - 2.7	82 - 85
Calizas, Dolomitas y Areniscas	3 - 8	2.5 - 2.7	70 - 80
Esquistos, pizarras, conglomerado	2 - 4	2.5 - 2.8	70
Roca descompuesta, arcilla, loess	1 - 1.5	1.8 - 2	60
Suelo arcilloso, grava, limo	0.8 - 1	1.6 - 2	45
Suelo vegetal, arena	0.5	1.5 - 1.9	30
Suelo saturado de agua	0.3	1.4 - 1.91	20

Los valores de f de los primeros 5 materiales deben ser multiplicados por 0.7 si están ligeramente fracturados y por 0.3 si están muy fracturados.

La presión horizontal unitaria está dada por

$$P_H = W \times (h + 0.5 \times H) \times \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0.5 \times A) \quad 7 - 11$$

Siendo

$$h = \frac{2}{3f} \times [B + H \times \operatorname{tg}(45^\circ - 0.5 \times A)] \quad 7 - 12$$

H - altura del túnel

A - ángulo de rozamiento interno total (incluida la cohesión)

Robert Hennes (Design of Tunnels in Unstable Ground. Civil Engineering 1932) hizo una serie de experimentos en materiales no recosos para encontrar la relación entre la presión horizontal y la presión vertical encontrando los siguientes valores para $K = P_H/P_V$.

CUADRO N.- 7 - 14

Cuarzo pulverizado	0.42
Arena de Detroit	0.32
Arcilla suave de Detroit	0.67
Suelo franco arcilloso	0.70
Arcilla plástica azul	0.75

El momento máximo producido en la clave del arco de una sección circular está dado por

$$M = 0.0625 \times (1 + k) \times P_v \times B^2$$

7 - 13

El revestimiento de la mayoría de los túneles modernos se hace con hormigón simple, aunque en ciertos casos especiales (para aguas servidas de determinada composición química) se utiliza mampostería de piedra o de ladrillo. A veces se utiliza el hormigón armado, lo que naturalmente hace mucho más resistente el revestimiento pero lo encarece y dificulta considerablemente la construcción.

El espesor se escoge de gráficos especiales o se toma directamente, según la norma antigua igual a un doceavo del diámetro, o del gráfico No.4 (Bibl. 5 - 13).

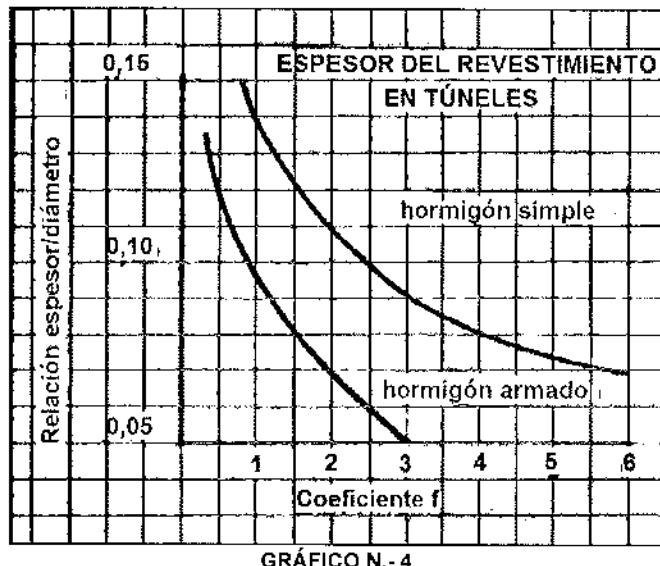


GRÁFICO N.- 4

En todo caso el mínimo espesor aceptable es de 15 cm para roca y 20 cm para tierra.

Los esfuerzos se comprueban con la fórmula 5 - 15.

$$S = \frac{F}{L \times t} + \frac{G \times M}{L \times t^2}$$

7 - 14

Siendo

F - fuerza de compresión que según el sentido puede ser

$$P_v \quad o \quad P_h$$

L - largo del tramo considerado (100 cm)

t - espesor del revestimiento

Cuando la presión vertical es mucho mayor que la horizontal tiende a aplastar a un túnel de sección circular transformándolo en una sección elíptica con el eje mayor horizontal.

El empuje activo hacia los lados del revestimiento del túnel es soportado por la resistencia pasiva del suelo.

La resistencia pasiva del suelo es siempre mucho mayor que la activa, o sea que es capaz de resistir el empuje del túnel.

Por lo tanto, si no se dejan espacios vacíos entre el suelo y el revestimiento, no puede producirse ningún movimiento ni falla de la sección.

Si es que el suelo cede un poco y hay un ligero movimiento entonces se producirían grietas en el interior en la clave y solera y en el exterior en las paredes, siempre y cuando los esfuerzos a la tracción excedan de un valor límite que generalmente se toma igual a la décima del esfuerzo a la compresión.

Se han hecho inspecciones de túneles antiguos de más de 50 años de antigüedad, encontrándose que aunque algunos de los revestimientos cedieron y se agrietaron, las secciones se mantienen estables. La causa de los daños en la mayoría de los casos se debe a no haber llenado bien el espacio entre el revestimiento y el terreno.

Es muy importante por lo tanto que no queden vacíos entre el revestimiento y el material excavado. Estos se eliminan inyectando a presión lechada o mortero de cemento, detrás del revestimiento ya terminado a través de orificios especiales previstos para este objeto.

EJEMPLO No. 7 – 8

Se tiene un túnel en forma de baúl de 4 m de ancho.

Qué espesor de revestimiento se debe poner si es:

- a. Roca dura ligeramente fracturada
 $f = 0.7 \times 1.5 \times 10.5$
 $W = 2.6 \quad A = 85$

- b. Esquisto
 $f = 4$
 $W = 2.8 \quad A = 70$

- c. Tierra
 $f = 0.5$
 $W = 1.5 \quad A = 30$

a) Utilizando las fórmulas 7 – 10, 11 y 12 se tiene

Empuje vertical

$$P_v = \frac{0.35 \times 2.6 \times 4}{10.5} = 0.35 \text{ T/m}^2$$

$$h = \frac{2}{3 \times 10.5} (4 + 4 \times \tan 2.5) = 0.265$$

Empuje horizontal

$$P_H = 2.6 \times (0.265 + 2) \times \tan^2 2.5 = 0.0112 \text{ T/m}^2$$

$$P_H/P_v = 0.032$$

Momento en la clave según 7 – 13

$$M_c = 0.0625 \times (1 - 0.032) \times 0.35 \times 16 = 0.339 \text{ Tm.}$$

Empuje horizontal

$$q_H \times H = 4 \times 0.0112 = 0.0448 \text{ T}$$

El espesor mínimo que se puede poner es tal que el esfuerzo a la tracción en el hormigón no pase del un décimo del valor del esfuerzo de trabajo a la compresión.

En el caso presente se puede tomar $S_t = 50 \text{ T/m}^2$

Entonces de la ecuación 7 - 14 se obtiene el espesor t

$$-50 = \frac{0.0448}{t} - \frac{6 \times 0.339}{t^2}$$

$$t = 0.20 \text{ m.}$$

que representa el 5 % del diámetro.

El momento en los hastiales (paredes) suponiendo que trabajan como vigas empotradas sería:

$$M_H = \frac{P_H \times H^2}{12} = \frac{0.0112 \times 16}{12} = 0.015 \text{ Tm}$$

Empuje vertical $P_v B = 0.35 \times 4 = 1.40 \text{ T}$

Los esfuerzos son

$$S = \frac{1.40}{0.20} \pm \frac{6 \times 0.015}{0.04} = 7.0 \pm 2.25$$

Se tiene 9.25 T/m^2 a la compresión y 4.75 T/m^2 a la tracción, que está bien.

Para los otros materiales se tiene:

b) $P_v = 0.98 \text{ T/m}^2$ $h = 0.784$ $P_H = 0.25 \text{ T/m}^2$
 $M_c = 0.738 \text{ Tm}$ $P_H \times H = 0.97 \text{ T}$

El espesor necesario es $t = 0.29 \text{ m}$.

Los esfuerzos son $S_c = 34.6 \text{ T/m}^2$
 $S_t = -8.4 \text{ T/m}^2$

c) $P_v = 4.48 \text{ T/m}^2$ $h = 8.41$ $P_H = 5.55 \text{ T/m}^2$

Este es un resultado inaceptable pues la presión horizontal no puede ser mayor que la vertical. Quiere decir que las fórmulas 7 - 11, 12 y 13 no son aplicables.

Se tomaría como momento en la clave

$$M = \frac{P_v \times H^2}{12} = 5.97 \text{ Tm}$$

$$P_v B = 4.48 \times 4 = 17.92 \text{ T}$$

El espesor necesario será

$$t = 0.69 \text{ m}$$

Este es un resultado inaceptable pues la presión horizontal no puede ser mayor que la vertical.

Quiere decir que las fórmulas 7 - 11, 12 y 13 no son aplicables

$$M_H = \frac{4.48 \times 16}{12} = 5.97 \text{ Tm}$$

$$P_v B = 4.48 \times 4 = 17.92 \text{ T}$$

$$t = 0.69 \text{ m.}$$

7.4.4. Construcción de Túneles

7.4.4.1. Métodos utilizados

Dentro de la práctica usual de la excavación de túneles se llegó a establecer diferentes procedimientos de acuerdo con las dimensiones y la clase de terrenos.

Por lo general se consideran como secciones pequeñas las que son menores de 15 m² en las cuales la excavación se realiza atacando todo el frente.

Las secciones mayores de 15 m² son consideradas como grandes. En general se refiere a túneles para carreteras, ferrocarriles, canales de navegación o canales para plantas hidroeléctricas. En estos casos con los sistemas de construcción tradicionales la excavación se afrontaba, de acuerdo con la clase de suelos de las siguientes maneras:

- a) **Método Inglés.-** Se excava en toda la anchura del túnel en diversos niveles de arriba hacia abajo. Cuando es necesario entibiarlos se lo hace por banquetes de acuerdo con los niveles excavados. El revestimiento debe seguir muy cerca a la entibación. La evacuación de escombros de un nivel a otro exige trasbordos. La evacuación del agua es molestosa. La probabilidad de derrumbos aumenta por excavación total, en ancho.
- b) **Método Belga.-** Trata de excavar en la forma más rápida posible la bóveda del túnel y revestirla, si es necesario. Con este objeto se excava en primer lugar un túnel en la parte superior central de la

sección (galería de avance) que si es posible se la profundiza hasta el arranque de la bóveda y después se la ensancha, trabajo en el cual se obtiene mayor rendimiento.

Los entibados se efectúan por partes de acuerdo a la clase de terrenos que determinan su forma y resistencia.

- c) **Método Francés.**- Es una variable del método anterior que se la utiliza cuando el terreno no es lo bastante sólido para soportar la bóveda en cuyo caso se hacen excavaciones laterales para la construcción de estribos. La construcción en estos últimos dos métodos es rápida. La evacuación de los escombros y el agua es molesta.
- d) **Método Austriaco.**- En este método el revestimiento no se inicia hasta cuando está lista la excavación de la sección por la cual se impone generalmente la entibación total de la misma. La excavación empieza con la construcción de una galería de avance ejecutada en la parte central de la base del túnel y cuando esta galería tiene cierta longitud se perfora con otra en la clave del túnel que luego se la ensancha totalmente. La evacuación del agua es fácil en este sistema. En entibado es más costoso y cuando el empuje de los suelos es fuerte el entibado no es suficiente y hay que proceder al revestimiento inmediato.
- e) **Método Alemán.**- Se construyen tres galerías de avance, dos laterales en la base y una superior en el centro, sirviendo el núcleo central no excavado de apoyo a los entibados. La sección en que se emplea este método debe ser muy grande y el costo es elevado.
- f) **Método Americano.**- La excavación se realiza en toda la sección utilizándose este método, especialmente en terrenos de rocas resistentes y estables.

Una de las ventajas de este método está en que es el que más se presta para la mecanización de los trabajos, mientras que los anteriores son más apropiados para ser realizados a mano.

7.4.4.2. Túnel piloto

Frecuentemente cuando las dimensiones del túnel son lo suficientemente grandes para justificarlo, se construye primero un túnel piloto, es decir una galería de dimensiones mínimas que se ubica por lo general en la parte inferior del principal.

Las ventajas que se obtienen con esto son las siguientes:

- a) El túnel piloto permite conocer exactamente las condiciones geológicas que se van a presentar.

Es sumamente importante conocer de antemano el tipo de material y otras características geológicas (fallas, grietas, presencia de agua, etc.) que pueden presentarse en la perforación de un túnel, para poder determinar la forma de sección, espesor de revestimiento y los métodos constructivos más convenientes.

Por este motivo es necesario contar con un estudio geológico que por lo general se lo realiza mediante la construcción de pozos y por perforaciones verticales. Sin embargo hay algunos inconvenientes, entre los que se puede citar.

- 1) Cuando el túnel pasa a gran profundidad bajo la superficie, las perforaciones se encarecen enormemente hasta hacerse económicamente prohibitivas. En este caso se las realiza solamente a corta distancia de los portones de entrada y salida del túnel.
- 2) Las perforaciones dan una idea del material que existe en la vertical en la que se hacen. No permiten determinar el material que existe entre ellas.

El túnel piloto, es decir una galería de pequeña sección, que se perfora siguiendo la alineación del túnel principal, atraviesa los mismos terrenos que éste y por lo tanto no deja un solo metro sin investigar.

b) El túnel piloto permite prever las condiciones de construcción del túnel.

Al conocer por anticipado los suelos que se van a atravesar, es posible prever los avances en cada tipo de material y por lo tanto establecer un programa fijo de construcción. Esto es una gran ventaja, pues así se pueden organizar de antemano los trabajos y la adquisición de materiales, contratar a la gente, etc. y determinar con bastante exactitud los costos unitarios y totales.

Esto se aprecia especialmente en el caso de entibaciones. Si se encuentra terreno malo, el túnel piloto permite conocer con exactitud la longitud del tramo en que éste se encuentra. Así, de acuerdo a la extensión de este tramo se puede calcular con suficiente anticipación si conviene atravesar el mal terreno o si es más económico y conveniente desviar la alineación del túnel principal. Ramificaciones desde el túnel piloto permitirán explorar lateralmente el terreno y determinar la magnitud de la desviación.

Si se opta por la solución de atravesar el mal terreno sin desviar la alineación, el conocimiento de la extensión de éste permite tener preparada la madera suficiente para los entibados como también contratar los carpinteros necesarios.

En el caso de no construir el túnel piloto, aparece un factor de incertidumbre en la excavación. De encontrar terreno malo no se puede saber si conviene o no desviar la alineación. No se conoce la probable extensión de mal terreno y no se puede prever la cantidad de entibados necesarios. O se prepara una cantidad excesiva y se desperdicia madera o se prepara una cantidad insuficiente y es necesario paralizar la obra hasta prepararla y pagar sobre-tiempos o hacer contratos de emergencia. Cualquiera que sea la solución adoptada, el resultado es encarecimiento de la obra y alteración del programa de trabajo.

c) El túnel piloto disminuye la sobre-excavación

Como se indicó antes, al perforar un túnel se produce un reajuste dinámico de las presiones en la masa del suelo. Este puede extenderse algunos metros hacia el interior desde la sección excavada y durar varias semanas.

Debido a esto no convendría revestir la sección inmediatamente después de excavada, pues impediría el reajuste y sometería el revestimiento a la totalidad de la carga.

Es preferible dejar la sección libre durante un cierto tiempo para permitirle recuperar su equilibrio. La desventaja en esto se debe a que al producirse el reajuste hay desprendimientos que aumentan el costo de la excavación y especialmente del revestimiento.

Una posible solución es excavar un túnel de sección menor que la diseñada a fin de que sin impedir el reajuste dinámico, no se tenga el efecto perjudicial del aumento de excavación y revestimiento.

Esta solución es la dada por un túnel piloto o sea que el túnel piloto permite que la excavación se ciña más estrictamente a la sección de diseño, lo que puede representar un ahorro considerable.

d) El túnel piloto permite un mejor diseño del revestimiento.

El revestimiento del túnel principal se diseña en forma general en función de sus dimensiones y en menor grado en función del suelo por ser este cangahua que es un material semejante a roca suave y bastante estable.

Sin embargo, pueden encontrarse otros materiales o variaciones de características físicas dentro de la misma cangahua que obliguen a cambiar de espesor el revestimiento (lo que implicará el correspondiente cambio del diámetro de excavación y de longitudes de las piezas del entibado) y en el peor de los casos de la forma misma del túnel.

En este caso habría que recalcular el revestimiento, lo que se haría a base de datos del laboratorio de suelos o por lo menos de una inspección visual de la clase de terreno.

Ambas cosas, tanto el cálculo como los ensayos de materiales de laboratorio, especialmente estos últimos, toman tiempo.

Si es que hay el túnel piloto, se conoce con suficiente anticipación la clase de suelos que hay que atravesar, se pueden tomar cómodamente todas las muestras que se necesita y se tiene tiempo para los diseños.

Si se avanza con toda la sección, la presencia de un material inestable y malo no puede ser prevista y puede producir atrasos en el revestimiento y a veces hasta en la excavación.

e) El túnel piloto disminuye el costo de la excavación del túnel.

De acuerdo a las dimensiones del túnel principal y el tipo de maquinaria a usarse, la velocidad de avance de la excavación prácticamente no cambia con o sin túnel piloto. Por lo tanto, habiendo el túnel piloto, el volumen de tierra movida por unidad de tiempo es menor que si no hay túnel piloto. Esto hace que los costos unitarios de excavación con el túnel piloto sean más altos que sin piloto.

El aumento de estos costos unitarios no es mayor debido al hecho que hay factores que reducen los costos totales.

Así, tenemos que el consumo de los explosivos, existiendo el túnel piloto es menor pues, en primer lugar el volumen a excavarse es menor, y en segundo lugar, porque su eficiencia es mayor al poder hacer los barrenos no sólo perpendiculares a la superficie del frente de trabajo sino también paralelamente a la misma.

También disminuyen los costos de ventilación. Si no existe túnel piloto es necesario proveer la cantidad de aire necesaria, según las normas para cada trabajador y además expulsar los gases producidos por la explosión. La ventilación para los obreros debe ser permanente, mientras que la correspondiente a la explosión. La ventilación para los obreros debe ser permanente, mientras que la correspondiente a la explosión se prevee solamente alrededor de 30 minutos después de ésta.

En el caso de existir el túnel piloto la ventilación para los obreros se suprime, pues existe renovación de aire suficiente. Queda solamente la ventilación correspondiente a la explosión, pero aún para ésta la cantidad de aire necesario es menor (y por lo tanto menor la potencia de los ventiladores) por disminuir la cantidad de explosivos usados.

7.4.4.3. Entibaciones

Cuando el terreno a través del que se perfora el túnel es muy inestable, se derrumba poco tiempo después de excavarlo y no da tiempo para revestirlo. En este caso es necesario utilizar soportes temporales llamados entibados,

para sostener las paredes y el techo y poder avanzar con la excavación. Estos entibados pueden recuperarse antes de realizar el revestimiento si el terreno lo permite, o pueden dejarse a sitio y quedan embebidos en el hormigón del revestimiento.

Los entibados pueden ser de madera constituidos por bastidores hechos en postes de sección cuadrada o redonda (de 15 cm hasta 30 cm de diámetro) colocados cada (0.6 a 2) m detrás de los cuales en sentido paralelo al eje del túnel se coloca otros postes más delgados o tablones que impidan o sostengan el derrumbo del material de las paredes o techo.

Actualmente se está extendiendo cada vez más el uso de perfiles de acero para los entibados.

También es popular el método de anclar la bóveda contra el interior mediante pernos largos.

7.4.4.4. Fases de la construcción

El trabajo de excavación de un túnel se hace en varios ciclos. Normalmente se utilizan explosivos y se comienza por barrenar los huecos y rellenarlos de explosivos. Después la gente sale del túnel y se realiza la detonación. Eliminados los humos entra otro equipo llamado de escombreo que retira los materiales derrumbados. Terminada la limpieza, se repiten los ciclos comenzando otra vez por la perforación de los huecos.

El tiempo empleado en cada ciclo es variable y depende del equipo utilizado, forma de trabajo y clase de suelo o roca. Aproximadamente la proporción de tiempo utilizada en los ciclos es la siguiente:

Perforación	(20 a 40) %
Colocación de explosivos y detonación	(10 a 25) %
Ventilación	(10 a 15) %
Escombrero	(25 a 45) %

Muchas veces los turnos no se establecen de 8 horas sino de menos, con el objeto de aprovechar el tiempo entre los turnos para la colocación de rieles.

a) **Perforación.**- La perforación se hace con barrenos neumáticos.

Los soportes de los barrenos están diseñados en tal forma que se pueden perforar huecos en cualquier punta de la sección.

Los huecos se perforan según diseño que depende del tamaño de la sección, profundidad y número de los huecos y la clase del terreno. Generalmente tiene un pequeño ángulo con la dirección del túnel. Además existe un ligero retraso en los contactos eléctricos, de manera que explotan primero los cartuchos que están en el centro y después de formado en cono central, la explosión se propaga hacia el exterior.

Se gasta mucho tiempo en alistar y poner en posición las perforadoras y para reducirlo se diseñó una serie de sistemas perfeccionados para el montaje de las mismas. Cuando se utilizan varias máquinas en un mismo frente de trabajo se usan carros-plataformas o carretones (en inglés jumbo) provistos de perforadoras montadas y conectadas con las conducciones de aire y agua.

Esto permite economizar mucho tiempo y así se tiene el caso de una galería en la que cuatro perforadoras montadas en un carreteón se colocaron en posición en 6 minutos mientras que para una sola perforadora de columna se requirió de 20 minutos.

Otro de los adelantos en el equipo minero consiste en el empleo de puntas sueltas de barrenos. Aunque todavía se utilizan barrenos largos cuyas puntas se aguzan repetidamente, la mayoría de las perforadoras modernas usan las puntas o brocas sueltas que se atornillan en el extremo del barreno.

Un gran aumento en la velocidad de perforación como también en la vida de la herramienta se consigue con inclusiones de carburo de tungsteno en los bordes cortantes de las brocas.

Cuando la roca que se perfura contiene sílice, los barrenos tienen un dispositivo que inyecta agua para eliminar el polvo que es dañino para salud de los obreros.

El tiempo que se gasta en la perforación de los huecos es variable, y como ejemplo se dan los siguientes valores:

CUADRO N.- 7 - 15

Túnel	Material	Profundidad del hueco	Tiempo hueco
Chamion – Suiza	Pizarra Cristalina	1.2/1.5 m	4 minutos
Gsall – Austria	Gneis	2 m	2 minutos
Brooklyn - USA	Granito	3 m	3 minutos

Al tiempo de perforación propiamente dicho, hay que sumar el que se gasta en el cambio de barrenos y en alistar la herramienta.

- b) **Explosión.**- La fase de explosión comprende la colocación de los explosivos, el taponamiento de los huecos, la salida de la gente y de los equipos y la detonación.

La colocación de cartuchos y el taponamiento se hacen generalmente con la velocidad de 20 m/minuto.

Como explosivos se utilizan distintas sustancias, como: dinamita, nitrato de amonio con dinamita (nilite), driftita, gelamite, etc.

Las cantidades aproximadas de dinamita son:

Cuarcita y gneiss	1.8	Kg/m ³
Pizarra y dolomita	1.1	Kg/m ³
Pizarra cristalina y gneiss	1.2 a 1.5	Kg/m ³
Basalto	1.2 a 2	Kg/m ³
Cangahua	0.5 a 1	Kg/m ³

El peso medio de un cartucho de dinamita de 1 ¼" x 8" es de 0.2 Kg.

Se recomienda que la longitud del hueco ocupada por el explosivo no pase del 75 % del vacío y del 66 % ya taponado.

- c) **Escombeo.**- El material derrumbado por la explosión tiene que ser llevado al exterior. Hay que tomar en cuenta que al pasar del estado natural compacto al desmenuzado, su volumen aumenta de (1.5 – 2.0) veces.

Generalmente el volumen que debe ser movido es grande y por eso el escombrero a mano es totalmente abandonado, salvo para túneles de sección pequeña. Un hombre para tener un rendimiento satisfactorio necesita contar con un ancho mínimo de 75 - 90 cm. La excavación dentro de un túnel es trabajo duro y por eso los hombres que trabajan en un frente deben alternarse con los que palean y con los que empujan los carros. En túneles pequeños se usan cuadrillas de seis hombres: dos picando, dos paleando y dos transportando. El equipo en conjunto puede excavar alrededor de 0.4 m³/ hora-hombre.

Las cargadoras mecánicas tienen una pala que recoge el material pasando por encima de la maquina, lo pone en una cinta sínfin o en los carros que están atrás. Una cargadora grande, carga un carro de 5 yardas cúbicas en (1 a 3) minutos.

La gente se emplea solamente para desencajar el material fragmentado por la explosión y que no ha caído, para acomodarlo junto a la pala de la cargadora y para recoger lo que cae a los lados de los carros o de la cinta.

La limpieza del fondo del túnel, antes de la colocación del revestimiento, se realiza a mano.

- d) **Transporte.-** El material es cargado en carros decauville empujados o arrastrados por locomotoras, para ser llevado hacia afuera.

En general, exceptuando secciones muy grandes, se procura evitar motores de combustión interna en el interior de un túnel y por eso las locomotoras y de ser posible el equipo sobre llantas neumáticas, trabajan con energía eléctrica proporcionada por baterías. El transporte sobre neumáticos es mucho más cómodo pues no se necesita colocar rieles.

La velocidad de la locomotora es en promedio de 9 Km/h, mientras que la velocidad de la gente es de 2.5 km/h. Por este motivo los trenes se usan no sólo para transportar materiales sino también gente.

Los carros decauville pueden vaciarse lateralmente a fin de no tener que desengancharlos para hacerlo. Tienen frecuentemente una capacidad de 5 cu yd (3.82 m³).

No todos los túneles tienen ancho suficiente para poner doble vía, pero los carros llenos deben poder salir y los vacíos acercarse libremente a la cargadora. Se diseñaron por lo tanto distintos sistemas para permitir el cambio de los carros por lo menos cada 400 m. Uno de los más eficientes es el llamado California switch que consiste en dos vías paralelas sujetas en durmientes de acero que se colocan sobre la vía existente y que pueden deslizarse sobre la misma, movido por una locomotora.

Otro dispositivo es el "cherry picker" que consiste en una viga transversal sobre soportes provista de un aparejo que levanta los carros mientras los otros pasan por debajo. Otra solución es dejar ensanchamientos en la sección del túnel.

Los carros que entran al cambio son movidos a mano, por un cable accionado por la cargadora o por una locomotora. Un hombre puede cambiar un carro que pesa (1.5 a 2) toneladas (3/4 a 1) yarda cúbica pero empujar hacia afuera sólo carros que no pasen de una tonelada. Por esto, cuando se necesita tres hombres para realizar el cambio de un carro, es preferible utilizar una locomotora.

Los otros equipos como el jumbo de perforación a la cargadora deben salir antes de la explosión y no necesitan de cambios.

Para escoger la locomotora se deben calcular las resistencias que ésta debe vencer. Así tenemos que la resistencia a la rodadura es de alrededor de (5 a 15) Kg/tonelada y la resistencia a iniciar el movimiento es de 10 Kg/tonelada. Además, por cada 1 % de gradiente hay que añadir (o restar) 10 Kg/tonelada.

Las locomotoras se clasifican a base de su peso y se asume que ejercen sobre rieles secos una tracción igual a (20 a 25) % de su peso.

EJEMPLO No. 7 – 9

Se pregunta cuántos carros puede arrastrar una locomotora de 4 toneladas sobre un gradiente del 1 %.

Los carros vacíos pesan 0.6 T. y llenos 2.1 T.

La resistencia por fricción es 15 Kg/T.

La resistencia inicial es 10 Kg/T.

La resistencia por gradiente es 10 Kg/T.

La resistencia total es $15 + 10 + 10 = 35 \text{ Kg/T}$.

La tracción total producida por la locomotora es: $0.2 \times 4\,000 = 800 \text{ Kg}$.

Por lo tanto, el peso total que puede mover la locomotora es de:

$$\frac{800 \text{ Kg}}{35 \text{ Kg/T}} = 22.8 \text{ T}$$

Inclusive el peso propio.

La locomotora puede arrastrar

$$\frac{18.8}{0.6} = 31 \text{ carros vacíos}$$

$$\frac{18.8}{2.1} = 9 \text{ carros llenos}$$

Con el objeto de reducir la resistencia a la rodadura debe procurarse que los rieles estén bien puestos. Debe evitarse el uso de rieles viejos que pueden estar retorcidos o doblados. El aumento de resistencia a la rodadura no solamente demora el transporte, sino que puede producir descarrilamientos sólo para colocar la enrieladura y mantenerla.

Los rieles se ponen por lo general a 24" (60 cm) o 36" (90 cm) de distancia entre sí. Los carros y las locomotoras tienen un ancho igual al doble de la enrieladura. Por lo tanto, como dos trenes deben poder cruzarse dentro del túnel, la distancia entre rieles no debe ser mayor que un cuarto del ancho del túnel.

Los rieles se clasifican por su peso. Generalmente tienen longitudes de 8 a 10 metros y un peso mínimo para que no se doblen bajo el peso de las cargas. A continuación se presenta un cuadro de pesos dada por Richard y Mayo (Bibl. 7 - 4).

CUADRO N.- 7 - 16
MÁXIMA CARGA RECOMENDADA DE UNA RUEDA (en Lb.)

Peso del riel en (lb/pie)	Espaciamiento de durmientes, en pulgadas			
	24	30	36	42
8	800	600	500	400
12	1 800	1 300	1 100	1 000
16	2 700	2 200	1 800	1 500
20	3 800	3 100	2 500	2 100
25	4 700	3 800	3 100	2 700
30	6 700	5 400	4 500	3 900
35	8 100	6 400	5 400	4 600
40	9 700	7 700	6 400	5 500
45	11 300	9 100	7 600	6 500
50	13 300	10 600	8 900	7 600
55	15 300	12 300	10 200	8 800
60	17 700	14 100	11 600	10 000

Los durmientes son de madera, pero se recomienda utilizar también un cierto número de durmientes de acero. Las dimensiones recomendadas por los mismos autores son las siguientes:

CUADRO N.- 7 - 17

Peso del riel en lb/pie	Dimensiones del durmiente en pulgadas
8 a 20	3 x 4
20 a 30	4 x 6
35 a 40	6 x 6
Más de 50	7 x 9

e) Utilización de aire comprimido.

Todos los equipos en el interior del túnel, tales como barrerías y cargadora trabajan con aire comprimido traído por tuberías desde la boca de entrada en la cual se coloca la compresora.

Hay tablas en libros especializados que permiten determinar la cantidad de aire que necesitan consumir las diferentes máquinas o herramientas. La presión empleada a la salida, varía generalmente entre 80 y 125 psi. (6 - 9 Kg/cm²). Las tuberías empleadas son de acero de 4 - 6 " de diámetro.

- f) **Ventilación.**- La ventilación tiene por objeto:
- 1) Proporcionar aire fresco a los obreros.
 - 2) Remover el aire viciado por anhídrido y monóxido carbónico y otros gases deletéreos producidos por la explosión.
 - 3) Remover el polvo producido durante el trabajo.

Si no se emplean explosivos, en general no hay que tomar ninguna disposición si la longitud del túnel no pasa de 300 m. Así mismo si se perfura previamente un túnel piloto, la ventilación para la gente no es necesaria.

Si se emplean explosivos, la ventilación es indispensable.

Se utilizan diferentes sistemas. Así, puede inyectarse aire fresco en el sitio de trabajo, pero con el inconveniente que el aire viciado sale muy lentamente por toda la sección del túnel hacia afuera. También se puede succionar el aire viciado producido en el sitio de la explosión, pero entonces el aire fresco tiene que atravesar todo el túnel calentándose y absorbiendo humedad por el camino. Por esto se prefiere combinar los dos sistemas cambiando la conexión de los ventiladores. Durante el trabajo normal se inyecta aire fresco hacia el interior. Inmediatamente después del disparo se invierte el sentido de la ventilación y se aspiran los humos de la explosión durante (15 a 30) minutos.

La tubería debe llegar lo más cerca posible 30 m a 50 m del frente de trabajo. La tubería tiene un diámetro de 12" a 30". Si solamente se insufla aire la tubería puede ser de tela o plástica. Si con la misma tubería se aspira también, debe utilizarse acero delgado para que no se aplaste.

De acuerdo a las normas se debe suministrar (12 a 18) $m^3/minuto$ 420 cfm a 630 cfm por 1 Kg. de explosivo durante 20 minutos.

Además por cada trabajador se debe proporcionar una cantidad de aire de (200 a 500) cfm. (en promedio 300 cfm). La ventilación debe ser realizada inmediatamente después de la explosión. En vista de que los humos de la ventilación no permiten realizar ningún trabajo dentro del túnel, es conveniente hacer coincidir la ventilación con el descanso o la comida de los obreros.

- g) **Revestimiento.**- Cuando el túnel es en roca sólida, es conveniente esperar que esté completamente excavada la sección antes de comenzar el revestimiento para no estorbar los trabajos de excavación.

Cuando el terreno es suave, el revestimiento debe hacerse simultáneamente con la excavación. En terrenos completamente inestables generalmente se excava durante dos turnos y se reviste en el tercero.

Hay dos formas de colocar el revestimiento:

- 1) Se funde primero la solera y después las paredes y la bóveda.
- 2) Se funden primero las paredes y la bóveda y por último la solera.

El primer sistema tiene la ventaja de proveer una fundación firme para las paredes y es recomendable cuando el túnel es en roca y el revestimiento se realiza cuando toda la sección está ya excavada. En cambio presenta grandes complicaciones cuando la excavación aún no es terminada, pues implica doble colocación de enriedadura. Por esto se prefiere el segundo sistema. En este caso es necesario construir primero fundaciones de hormigón a los lados del túnel que sirvan de apoyo a las paredes.

El revestimiento por lo general se realiza con hormigón que se bombea detrás del encofrado o sea que se utiliza ripio de un tamaño pequeño (no mayor de 1") y mezclas relativamente húmedas (relación agua cemento alrededor de 0.6).

La resistencia del hormigón a la rotura no debe ser menor de 300 Kg/cm² a los 28 días.

No menos de 30 días después de fundido el hormigón se inyecta detrás del revestimiento un mortero líquido (relación agua: cemento 0.95) de cemento-arena a través de huecos que se deja con este propósito. A fin de llenar todo el espacio que queda por retracción del hormigón así como las grietas que pueden haber en la roca, se lo inyecta a una presión de 7 - 18 Kg/ cm².

En el caso de túneles a presión, es necesario prever la instalación de un sistema de drenaje detrás del revestimiento para evitar el peligro de una posible contrapresión en el momento de vaciado del túnel.

- h) Encofrados.**- Actualmente se prefiere utilizar encofrados metálicos formados por plancha de hierro soportada en su interior por perfiles de acero. Este encofrado se desplaza por la misma enriedadura estrecha de la excavación cuando el revestimiento se hace después de ésta, o por una enriedadura ancha colocada en los extremos de la sección cuando se hace simultáneamente. En este último caso, los encofrados son soportados por pórticos o gálibos de acero que tienen ancho y alto suficiente para permitir el paso por el interior del equipaje de excavación.

En cualquiera de los tipos, los encofrados deben tener goznes y riostas sujetas con gotas u otros dispositivos, que les permiten plegarse separándose del hormigón en el momento en que se necesita moverlos.

Generalmente los encofrados se quitan 48 horas después de fundido el hormigón aunque a veces, en casos de construcción muy rápida, se los quita después de 12 horas.

- i) Preparación y colocación del hormigón.**- El hormigón se mezcla afuera del túnel en las proporciones debidas y se la carga en un tanque (hopper) que puede ser herméticamente cerrado. El tanque está provisto de un agitador para evitar la segregación del hormigón y de una bomba de émbolo neumática. Una vez colocado en su sitio el tanque, se conecta la bomba a la línea de aire comprimido y se bombea el hormigón detrás del encofrado.

El encofrado tiene aberturas provisionales a través de las cuales se bombea el hormigón y a medida que el nivel de éste sube, la tubería se va conectando más arriba hasta terminar en la clave.

Durante la colocación del hormigón, éste debe ser vibrado.

El tubo para el hormigón debe tener un diámetro de 6" a 8".

7.4.4.5. Velocidades de construcción

El costo unitario de excavación y de revestimiento en túnel es siempre más caro que a cielo abierto, debido principalmente al espacio reducido en el que hay que trabajar, a los costos adicionales de transporte, entibados, iluminación y ventilación, y también a ciertas resistencias psicológicas a trabajar en condiciones incómodas y a veces peligrosas.

Las mismas causas hacen que el trabajo sea relativamente lento. A continuación se da la información obtenida de revistas técnicas sobre el avance por frente de trabajo en 24 horas de trabajo (3 turnos) para algunos túneles:

CUADRO N.- 7 - 18

UBICACIÓN	SECCIÓN (m ²)	AVANCE (m/d)
Georgia - USA	39	9
Charnion - Suiza	5	14
Cechako - Kitimat - Canadá	54	13
Niagara - USA	190	27
Boqueron - Venezuela	65	5
Río Comprimido - Brasil	81	2
Gsall - Austria	6	9
Brooklyn - USA	20	10
Monte Blanco - Francia	86	9
Karaganda - U RSS	12	8
West Delaware - Australia	13	20

Como orientación, el Corps of Engineers de USA (1961), recomienda los siguientes valores de avance para túneles entre 2.5 m. y 8 m. de diámetro:

Sin entibados..... 8 m/frente-día

Con entibados..... 3 m/frente-día

En vista de la lentitud de los trabajos en el túnel, siempre que se pueda, se construyen las entradas auxiliares llamadas ventanas que permiten aumentar el número de los frentes de trabajo.

7.4.4.6. Medidas de seguridad

La construcción de túneles es un trabajo difícil y peligroso. Por un lado, para asegurar un trabajo rápido y el cumplimiento de los plazos fijados, se requiere que un alto grado de actividad se concentre en espacios relativamente pequeños. Por otro, la posible inestabilidad del terreno, el manejo de explosivos y de maquinaria pesada y otros factores, crean una situación propicia para accidentes.

Si bien algunos de estos accidentes están hasta ahora fuera del control humano, la mayoría se deben al descuido o a la falta de previsión y es por lo tanto fundamental establecer ciertas reglas de seguridad que no deben ser violadas en ningún caso. Entre éstas tenemos las siguientes:

- 1) Debe asegurarse la estabilidad de la sección. La mayor parte de los accidentes en túneles y los peores de éstos se deben a derrumbos o desprendimientos del techo. Por este motivo deben realizarse frecuentes y cuidadosas inspecciones de la bóveda y paredes del túnel y todos los tramos de material inestable deben ser entibados.
- 2) Se deben seguir prácticas correctas de explosión:
 - a) Debe asegurarse que en el momento de la explosión no se encuentre ninguna persona a una distancia peligrosa.
 - b) Los explosivos y detonadores deben ser manipulados en forma adecuada y por personal responsable.
 - c) Los alambres para los contactos eléctricos deben ser revisados para que las conexiones estén bien hechas y no haya la posibilidad de que se introduzca en el circuito ninguna corriente fuera de la debida.
 - d) El frente de trabajo debe ser revisado después de la explosión, comprobándose que no hayan quedado cartuchos sin explotar.
 - e) Debe revisarse todo el frente de trabajo y derrumbarse todos los bloques que hayan quedado inestables en las paredes y bóveda del túnel.
- 3) El equipo motorizado debe tener las siguientes seguridades:
 - a) Debe estar provisto de reflectores adelante y luces de guía atrás.
 - b) Deben usarse campanas o cualquier otro sistema de alerta sonoro antes de mover el equipo.
 - c) El equipo debe ser movido por personal autorizado.

- d) Los carros no deben ser sobrecargados.
 - e) Debe establecerse un horario exacto del paso de los trenes y que sea conocido por los trabajadores.
- 4) Todas las herramientas y equipos deben estar en perfectas condiciones y ser revisadas periódicamente.
 - 5) Todos los equipos o materiales de construcción que no sean necesarios al trabajo deben ser retirados del sitio del mismo para que no estorben el movimiento de los obreros. Si es que se presenta agua de filtración, ésta debe ser eliminada en forma eficiente.
 - 6) Debe proveerse de iluminación y ventilación adecuadas en todos los frentes de trabajo.
 - 7) Debe proporcionarse de ropa adecuada, es decir, cascos, guantes y botas a los trabajadores.

BIBLIOGRAFÍA No.7

- 1) Davis AP & Wilson HM Irrigation Engineering. John Wiley & Sons - New York. 1946.
- 2) Davis Calvin Victor Handbook of applied hydraulics McGraw Hill. New York 1952.
- 3) Etcheverry & Harding Irrigation Practice and Engineering - McGraw Hill. New York 1952.
- 4) Mostkov Manual de Hidráulica Moscú 1954 (R)
- 5) Richardson and Mayo Practical Tunnel Driving. McGraw Hill, New York 1941.
- 6) Shaveliev Utilización de energía hidráulica (R) Moscú 1965.
- 7) Uginchus A.A. Cálculo hidráulico y económico de Canales -Moscú 1965 (R).
- 8) VODGEO Manual de Hidrotécnica. Moscú 1955 (R)
- 9) VODGEO Recomendaciones para proyectos de canales (R). Moscú 1972.

8. OBRAS ESPECIALES EN CANALES

Cuando se proyecta un canal hay que prever la necesidad de una serie de obras auxiliares que sirven para protegerlo, para cruzar depresiones y para facilidad o seguridad de la gente, que vive en la cercanía.

Entre las primeras tenemos los aliviaderos, las cunetas de coronación y los pasos de aguas.

Entre las segundas tenemos los rellenos, acueductos y sifones.

Entre las terceras están los puentes, los pasos para peatones y las cercas.

8.1. CRUCES DE QUEBRADAS Y DEPRESIONES.

Muchas veces un canal se encuentra en su camino con una depresión que debe cruzar. A veces es posible mover toda la alineación hacia arriba o subir con el canal por el cauce de la quebrada para pasar por debajo de ésta con una alcantarilla o túnel o disminuir el tamaño de la obra. Sin embargo, esto no siempre es posible, pues puede representar un desarrollo muy largo del canal o secciones de excavación muy grandes cuando la quebrada tiene los taludes casi verticales.

En este caso es necesario cruzar la quebrada con una obra especial que puede ser un acueducto, un relleno o un sifón.

8.1.1. Acueductos.

Son puentes de hormigón armado y menos frecuentemente de mampostería de piedra, hierro o madera que conducen el agua sobre la depresión. A menudo el acueducto se aprovecha para combinarlo con un puente para vehículos o peatones, con un aliviadero o con ambos.

Normalmente hasta 10 m ó 15 metros se usan acueductos en forma de vigas rectas sobre pilas. Para luces mayores o cuando las pilas se hacen muy altas, siempre que el terreno lo permita, se hacen acueductos en forma de arcos. El cálculo es idéntico al de un puente, o sea netamente estructural.

8.1.2. Rellenos

Un relleno consiste de una estructura de tierra compactada hecha con materiales locales que cierra la sección de la quebrada elevando el nivel del terreno en este sitio hasta el nivel del canal.

Un relleno tiene el mismo diseño y forma de construcción que una presa de tierra, con la diferencia de que no debe almacenar agua ni quedar sumergido.

Con esta consideración la inclinación de los taludes es mucho más parada que en las presas de tierra, llegando a $m = 2$ y a veces a $m = 1.5$. Para proteger los taludes del relleno contra la erosión causada por las lluvias se siembra césped u otro tipo adecuado de hierba.

Para que el talud superior no quede sometido a la acción del agua, se debe permitir el paso de la máxima creciente que pueda producirse en la quebrada, sin sumergir el relleno.

La selección depende de varios factores, entre ellos de la magnitud del caudal de la quebrada y de si es permanente o se produce solamente unos pocos meses o días en el año.

En todo caso no se puede permitir que el agua se acumule en el lado superior del relleno ni que pase por encima, pues podría producir a más de la destrucción del mismo, graves daños a la gente y propiedades que puedan encontrarse en el tramo bajo de la quebrada.

El canal pasa por la parte superior del relleno por medio de una sección revestida con hormigón armado. La armadura es una forma de malla, tiene una sección mínima y no sirve para ningún propósito estructural sino para disminuir la posibilidad de aparición de grietas y en caso de su formación para sostener el revestimiento en su sitio.

Por lo general debajo del delgado revestimiento de hormigón armado se deja otro de hormigón simple y entre los dos una capa de ripio como drenaje. En el fondo del revestimiento exterior se deja un pequeño canal recolector con el objeto de llevar el agua que pueda haberse filtrado hacia los lados del relleno y desde allí hacia el fondo de la quebrada.



ACUEDUCTO EN EL REGADIO DE CHIMBORAZO

En el proyecto de un relleno se debe tomar en cuenta aspectos constructivos y aspectos de diseño hidráulico propiamente dicho.

- 1) **Aspectos constructivos.-** El relleno debe ser construido con un material adecuado que después de ser propiamente compactado no sufra asentamientos que podrían resquebrajar el revestimiento en el canal.

Para esto se buscan los sitios más adecuados de préstamos de materiales en función de la calidad de la tierra (determinada con ensayos de compactación Proctor y otros), volumen suficiente y distancia mínima de transporte.

El relleno se compacta siguiendo procedimientos normales con radillos pata de cabra o si sus dimensiones son muy pequeñas, con pisones neumáticos. Estos pisones se usan también para hacer la compactación alrededor de las estructuras de la alcantarilla de fondo.

- 2) **Diseño Hidráulico.-** Este consiste en la determinación del caudal máximo de creciente y después en el cálculo de las dimensiones necesarias de la alcantarilla.

Se pueden producir una serie de casos de flujo entre los que se puede citar las siguientes:

Si la salida está sumergida, la alcantarilla trabaja llena como tubo corto o sea a presión, y el gradiente se define como el cociente de la diferencia de niveles Z_o entre las superficies de aguas arriba y abajo de la alcantarilla, divididas para su longitud.

En este caso el valor Z_o (incluida la velocidad de aproximación) está dado por:

$$Z_o = \frac{Q^2}{2 \times g \times A^2} \times \left(1 + K + \left(2 \times g \times n^2 \times \frac{L}{R^{4/3}} \right) \right)$$

Siendo:

K- coeficiente de contracción que depende de la forma de entrada.

L- longitud de la alcantarilla.

A- sección de la alcantarilla.

Si la salida es libre, la alcantarilla trabaja como canal abierto. El caudal que pasa se calcula con la fórmula de los orificios o sea

$$Q = A \times \sqrt{\frac{1}{1+K} \times \sqrt{2 \times g \times (H_o - d)}}$$

Siendo:

A- sección mojada al comienzo de la alcantarilla.

d- calado al comienzo.

H_o- carga aguas arriba.

Los muros de ala en la entrada deben diseñarse de tal manera que su altura sea mayor de H y en forma de transición suave para reducir el valor de K.

8.1.3. Sifones.

Los sifones son tuberías que bajan hasta el fondo de la depresión siguiendo los taludes de la misma. Dependiendo de la altura entre la parte alta y del fondo del sifón y por lo tanto de la presión que soporta, los sifones pueden ser de tubería de un solo diámetro o pueden tener los diámetros decrecientes hacia abajo. Esto se hace por economía, pues un diámetro menor es capaz de soportar una presión mayor sin necesidad de aumentar el espesor de las paredes.

A la entrada de un sifón, y a veces también a la salida, es necesario poner rejillas y cajones desarenadores para evitar que entre material sólido y flotante hacia el interior. En la parte más baja de un sifón, normalmente se coloca una válvula que permite vaciarlo en caso de necesidad, lavando la arena que puede haberse depositado en el fondo.

La selección entre las tres estructuras mencionadas se basa en consideraciones constructivas y económicas. En general el volumen de un relleno es proporcional al cuadrado de su altura, mientras que el costo de un acueducto es casi directamente proporcional a su longitud.

Por lo tanto las quebradas poco anchas pero profundas conviene cruzarlas con acueductos, mientras que las anchas y poco profundas se prestan para

rellenos. Cuando el cruce es ancho arriba y profundo en el centro, muchas veces lo más conveniente es un sifón, pues cualquiera de las otras dos soluciones serían demasiado caras. También podría estudiarse la posibilidad de utilizar un acueducto con rellenos laterales o alguna otra combinación.

El canal que pasa sobre un relleno tiene el mismo gradiente que los tramos vecinos. Los acueductos pueden tener el mismo gradiente, pero conviene aumentarla un poco con el objeto de disminuir la sección del acueducto, y por lo tanto, su peso y costo. En el caso del sifón, la pérdida de carga que se produce entre los extremos es función del diámetro y por lo tanto se determina con un cálculo económico. De todos modos el sifón es la estructura que mayor pérdida produce en el nivel de agua.

En lo que a estabilidad se refiere, especialmente en regiones sujetas a movimientos sísmicos, el relleno es la obra más segura de todas. El revestimiento del canal puede resquebrajarse y el escape del agua puede dañar parcialmente el relleno, pero son daños relativamente fáciles de reparar.

Un sifón puede destruirse con un terremoto, pero la mayoría de las piezas son de acero que pueden ser recogidas y enderezadas. Por lo tanto, el sifón puede ser rehabilitado y armado nuevamente, utilizando en gran parte las mismas piezas. En el caso del acueducto, una destrucción causada por terremoto es total y la obra debe abandonarse.

Desde el punto de vista constructivo, el sifón necesita gente especializada para armarlo, el acueducto de albañiles y carpinteros y el relleno de gente prácticamente sin ninguna preparación a excepción del tractorista.

La maquinaria utilizada es también diferente. Se necesita equipo pesado para movimiento de tierras como tractores, rodillos pata de cabra, etc. para los rellenos. En el caso de acueductos principalmente se necesita hormigoneras y para sifones equipos de elevación (grúas, polispastos) y probablemente de sueida.

En lo que se refiere a materiales, los rellenos se construyen con los existentes en sitio, los acueductos con piedras y arena que debe encontrarse cerca y los sifones con materiales importados.

Los rellenos pueden ser construidos solamente en estiaje cuando el caudal que corre por el fondo de la depresión es pequeño y puede ser desviado fácilmente. Si el caudal que corre por la quebrada es grande, la

construcción del relleno se dificulta considerablemente. Igual es el caso del sifón que cruza el río por debajo del cauce. En cambio, para el acueducto y el sifón que pasa sobre el río, con un puente, la construcción puede ser en cualquier época del año, aunque naturalmente, es más fácil en estiaje.

8.2. PASOS DE AGUAS LLUVIAS.

Normalmente el canal abierto está situado en media ladera.

En este caso cada lluvia puede perjudicarlo, pues además de incrementar su caudal en forma descontrolada, lleva hacia él, grandes cantidades de material sólido de arrastre, producto de la erosión de la ladera. Para evitar esto, paralelamente al canal principal y encima de él se construyen unas acequias de recolección de las aguas lluvias y que se llaman cunetas de coronación. En sitios apropiados, y en posible a distancias regulares, el agua recogida por las cunetas debe pasar, sobre o bajo el canal. Normalmente este paso se hace por encima del canal por medio de estructuras de hormigón armado.

La razón para preferir los pasos superiores es porque tienen menor excavación, la rapidez de bajada es menos alta y por lo tanto menos costosa y especialmente porque pueden ser construidos después de estar funcionando el canal, lo cual disminuye la magnitud de la inversión inicial. Además así se puede ubicarlos en el sitio más conveniente y diseñarlos con las dimensiones determinadas por la experiencia. También se los diseña de tal manera que puedan servir de paso de peatones o animales.

Los pasos inferiores se utilizan generalmente en los casos cuando convergen a una quebrada que de todos modos debe pasar por debajo del canal con una alcantarilla.

8.3. ALIVIADEROS.

8.3.1. Criterios de Diseño.

Cuando un canal está excavado en ladera es inevitable que algún día y en alguna parte, imposibles de predecir, esta ladera se derrumbe obstruyendo el canal. En este momento, como el agua sigue llegando sin poder pasar el obstáculo, el nivel en el canal comienza a subir hasta que en un momento dado se desborda sobre el tabio. Debido a la pendiente transversal fuerte del terreno, las velocidades adquiridas son grandes, la erosión intensiva y

en poco tiempo pueden destruirse tramos de canal bastante grandes; la reparación de los cuales sería sumamente costosa.

Otro peligro es el daño u obstrucción de las cunetas de coronación en tiempo de fuertes lluvias. En este caso una gran parte de las aguas que escurren por la ladera entran en el canal aumentando considerablemente su caudal y produciendo el desbordamiento.

Para evitar esto se construyen aliviaderos que son estructuras destinadas a evacuar el agua en forma segura siempre que el nivel del agua en el canal pase de un cierto límite adoptado.

Los aliviaderos se proyectan en forma de vertederos laterales o sifones ubicados en el labio del canal, siendo los primeros mucho más comunes que los segundos por razones de facilidad de construcción.

Para el diseño de los aliviaderos se toman las peores condiciones, osea, se asumen un derrumbe instantáneo que se produce inmediatamente aguas arriba de un aliviadero. Por lo tanto, para que el agua pueda desfogar por el aliviadero situado aguas arriba, debe remansarse en toda la longitud que separa los dos aliviaderos entre si. De aquí podemos obtener la relación entre la distancia, entre aliviaderos L y la altura de seguridad O franco S . Tenemos que si el gradiente del canal es J :

$$S = J \times L + H$$

8-1

Se puede ver que habiendo tres variables, no es posible tener una respuesta sino que igual que en otros casos ya vistos es necesario buscar la alternativa más económica, calculando algunas variantes.

En este caso, mientras más grande es el valor de la sobreelevación del agua H , menor es la longitud necesaria del aliviadero y menor por lo tanto el volumen del hormigón empleado.

También, mientras mayor es la distancia L entre aliviaderos menor es el número de éstos. Pero en cambio aumenta el valor de la altura de seguridad S y por lo tanto el costo de excavación del canal. Disminuyendo S se disminuye la excavación. Pero se aumenta el volumen de hormigón. O sea que hay una relación entre S y L que da el mínimo costo. Para encontrarla es necesario hacer una serie de cálculos para cada posibilidad. Al valor de S se le debe sumar también la altura de la onda de traslación producida por el

derrumbe instantáneo. Además debido a la imprecisión del valor n usado en el cálculo de la sección, generalmente se añade un franco adicional de 5 cm. Por lo tanto: una fórmula más exacta es:

$$S = J \times L + H + e + 0.05$$

en la cual e es la altura de la onda de traslación.

8.3.2. Aliviaderos en forma de vertederos.

Consisten de un vertedero lateral en el canal, con la cresta unos pocos centímetros encima del nivel normal del agua. El agua que pasa por el vertedero es recogida por un canal de recolección que se diseña para un caudal variable. (Véase Figura 8-1).

Generalmente se aprovecha la estructura del aliviadero para instalar una compuerta frontal en el canal y una lateral al lado del vertedero. En esta forma el aliviadero puede ser aprovechado para interrumpir el servicio en el canal en caso de que esto sea necesario por razones de reparación o inspección.

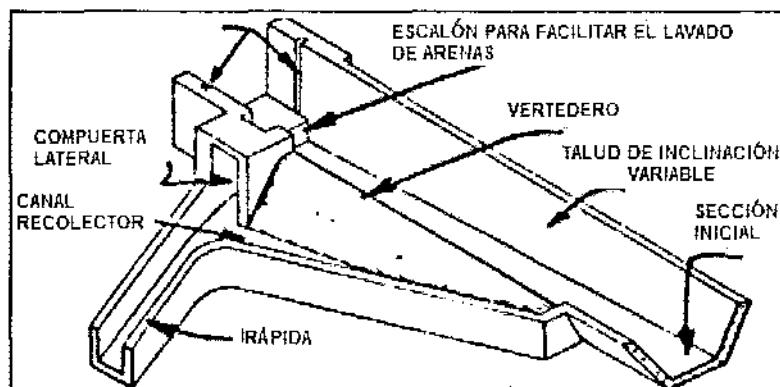


FIGURA 8 - 1

El agua que puede salir del vertedero o de la compuerta debe ser llevada a una quebrada o río donde ya no pueda producir erosión o causar ningún otro daño.

Frecuentemente esto debe hacerse en terrenos de gran pendiente y hay que diseñar estructuras especiales como rápidas, sucesiones de colchones de agua, deflectores parabólicos y otras.

El vertedero de un aliviadero es lateral, es decir que tiene la cresta paralela al eje del canal. A pesar de esto, en el caso de un derrumbe se calcula con la fórmula común (12 - 6) de los vertederos frontales pues, todo el caudal del canal pasará por el aliviadero y entre éste y el derrumbe, el agua estará inmóvil.

Para el caso de la eliminación de un exceso de caudal producido por las lluvias o por entrada de parte de la creciente en la toma, el aliviadero debe ser calculado con las fórmulas del vertedero lateral. Entonces el calado en el canal sube por encima de la cresta del vertedero, y una parte del agua se desborda por el mismo. Este es un caso de caudal variable y se calcula como vertedero lateral.

Existen numerosas fórmulas diferentes para el cálculo de vertederos laterales, presentándose aquí el método del Prof. F.J. Domínguez (Bibl. 8 - 1) que consiste en lo siguiente:

Se desprecian las pérdidas por fricción y la caída del fondo debido al gradiente, por ser valores muy pequeños. Tenemos por lo tanto que la energía específica a lo largo de la cresta del vertedero es una cantidad constante:

$$E = d + \frac{Q^2}{2 \times g \times A^2} = \text{const.}$$

Diferenciando:

$$dE = dd + \frac{Q \times dQ}{g \times A^2} - \frac{Q^2 \times dA}{g \times A^3} = 0$$

Reemplazando el valor $dA = Bdd$ y despejando

$$dd = \frac{Q \times dQ}{(g \times A^2) \times \left(\frac{Q^2 \times B}{g \times A^3} - 1 \right)}$$

Pero $\frac{Q^2 \times B}{g \times A^3} = F^2 = \text{parámetro de cineticidad}$

O sea

$$d\ddot{d} = \frac{Q \times dQ}{g \times A^2 \times (F^2 - 1)}$$

Por lo tanto, el signo de $d\ddot{d}$ depende sólo de la relación entre la velocidad normal y crítica.

El régimen subcrítico $F < 1$. Como el caudal disminuye a lo largo del vertedero, $dQ < 0$. Por lo tanto $d\ddot{d} > 0$, o sea, que la altura del agua a lo largo del vertedero aumenta.

La superficie del agua es curva, pero como la curvatura es pequeña, podemos asumir que la variación es lineal.

Entonces, llamando H_1 a la carga al principio del vertedero, H_2 a la carga al final y b a la longitud del vertedero, tendremos que a una distancia x :

$$H_x = H_1 + \frac{H_2 - H_1}{b} \times x$$

El caudal sale por un ancho dx es:

$$dQ = M \times H_x^{3/2} dx$$

El caudal total se obtiene integrando x en la expresión anterior entre 0 y b y asumiendo que la variación de M con H es insignificante:

$$Q = \frac{2}{5} \times M \times \left[H_1 + \frac{H_2 - H_1}{b} \times x \right]^{5/2} \frac{b}{H_2 - H_1}$$

$$= \frac{2}{5} \times M \times b \times \frac{H_2^{5/2} - H_1^{5/2}}{H_2 - H_1}$$

Por comodidad de cálculo se introduce un coeficiente $K = H_1/H_2$ y se tiene:

$$Q = \frac{2}{5} \times \left[\frac{1 - K^{5/2}}{1 - K} \right] \times M \times b \times H_2^{3/2} = C \times M \times b \times H_2^{3/2}$$

O sea que la fórmula para el paso de agua por un vertedero lateral es igual a la de un vertedero frontal afectada de un coeficiente de corrección C que depende de la relación de las cargas al principio y al final del vertedero.

Los valores de C en función de K se presentan en el Gráfico No. 5 adjunto:

CAUDAL DE VERTEDEROS LATERALES $Q = C \times M \times b \times H_2^{3/2}$

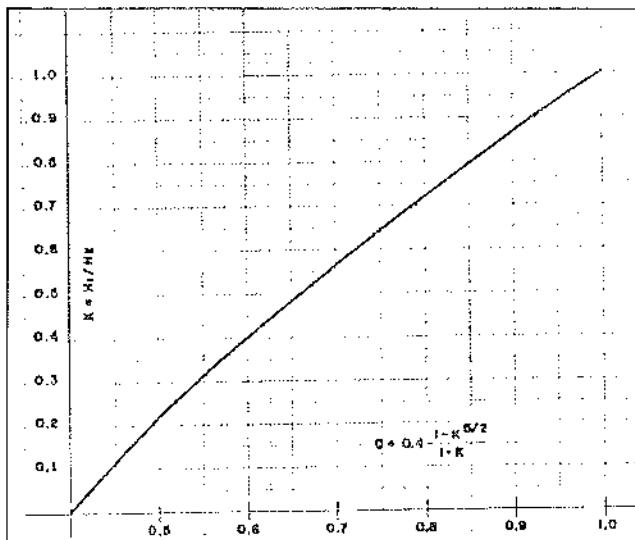


GRÁFICO N.- 5

EJEMPLO No.8 - 2

Se tiene un canal de sección rectangular revestido ($n = 0.015$) que tiene un ancho de $b = 4$ m y un gradiente de $i = 0.0004$. Por este canal circula normalmente un caudal de $Q = 10.7 \text{ m}^3/\text{s}$. con un calado de $d = 2$ m.

Cuando el caudal aumenta a $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$, se quiere extraer $Q = 3 \text{ m}^3/\text{s}$. por un vertedero cuya cresta está a 2 m. sobre el fondo. Se pregunta ¿qué longitud debe tener el vertedero?

De la ecuación de Manning obtenemos el calado después del vertedero:

$$Q_2 = 15 - 3 = 12 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$K_1 = \frac{Q \times n}{b^{2.67} \times i^{0.50}} = \frac{12 \times 0.015}{4^{2.67} \times 0.0004^{0.50}} = 0.223$$

De la Tabla 12 – 6 obtenemos que y d / B = 0.55

$$d_2 = 4 \times 0.55 = 2.20 \text{ m}$$

$$A_2 = 2.20 \times 4 = 8.80 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 12 / 8.80 = 1.36 \text{ m/s} \quad V_2^2 / 2g = 0.0946$$

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

$$E = 2.20 + 0.0946 = 2.2946$$

De aquí podemos obtener el calado al comienzo del vertedero

$$2.2946 = d_1 + \frac{15^2}{19.6 \times 16d_1^2} = d_1 + \frac{0.0717}{d_1^2}$$

Ecuación que se resuelve para $d_1 = 2.137 \text{ m}$.

Tenemos entonces que:

$$H_1 = 2.137 - 2 = 0.137$$

$$H_2 = 2.20 - 2 = 0.20$$

$$K = \frac{0.137}{0.20} = 0.685$$

$$C = 0.4 \frac{1 - k^{3/2}}{1 - k} = 0.7775$$

La ecuación del vertedero se obtiene de la fórmula:

$$Q = C \times M \times b \times H_2^{3/2}$$

Y asumiendo M = 2 tenemos:

$$b = \frac{3}{0.7775 \times 2 \times 0.20^{1/2}} = 21.6m$$

EJEMPLO No.8 - 3

Se tiene un canal trapezoidal revestido ($n = 0.016$) que tiene un ancho en la base de $b = 2$ m. y taludes de $m = 0.5$. La gradiente del canal es $i = 0.000284$ y el caudal normal de $Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$. se produce con un calado de $d = 2$ m.

Hay un aliviadero en forma de vertedero lateral cuya cresta está a una altura de 2 m. sobre el fondo y tiene una longitud de $b = 19$ m. Se toma como coeficiente del vertedero el valor de $M = 2.00$.

En época de creciente el caudal que viene por el canal aumenta a $Q_1 = 7.2 \text{ m}^3/\text{s}$. Se pregunta qué caudal Q_v se vierte por el vertedero y qué caudal Q_2 pasa.

Este problema debe ser resuelto por aproximaciones sucesivas, asumiendo diferentes valores de Q_v .

Supongamos que $Q_v = 0.6 \text{ m}^3/\text{s}$.

Entonces el caudal después del vertedero es:

$$Q_2 = 7.2 - 0.6 = 6.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con la fórmula de Manning y la Tabla 12 – 6 encontramos el calado correspondiente:

$$K_1 = \frac{Qn}{b^{2.67} \times i^{0.5}} = \frac{6.6 \times 0.016}{6.35 \times 0.01685} = 0.99$$

$$\frac{d}{b} = 1.06 \quad d = 2.12 \text{ m}$$

Y la carga al final del vertedero $H_2 = 2.12 - 2 = 0.12$

El coeficiente de corrección **C** para vertederos laterales encontramos de la fórmula:

$$Q_v = C \times M \times b \times H_2^{3/2}$$

Que nos da:

$$C = \frac{0.6}{2 \times 19 \times 0.0415} = 0.381$$

Este valor es menor que el mínimo **C = 0.4** dado par el Gráfico 5, o sea que el **Q_v** escogido no corresponde a la realidad.

Supongamos que:

$$Q_v = 0.8; Q_2 = 6.4$$

$$K_1 = 0.96 \quad d/b = 1.04 \quad d = 2.08 \quad H_2 = 0.08$$

$$C = \frac{0.8}{38 \times 0.0225} = 0.925$$

Y del gráfico obtenemos **K = 0.90**

$$A_2 = 2.08 \times 2 + 0.5 \times 2.08^2 = 6.32$$

$$V_2 = \frac{6.4}{6.32} = 1.01$$

$$V^2_2 / 2g = 0.0523$$

$$E = 2.08 + 0.0523 = 2.1223$$

Como el contenido de energía específica es constante a lo largo del vertedero:

$$2.1323 = d_1 + \frac{Q_1^2}{2g \times A^2}$$

$$H_1 = K \times H_2 = 0.09 \times 0.08 = 0.072$$

$$d_1 = 2.072$$

$$A_1 = 2.072 \times 2 + 0.5 \times 2.072^2 = 6.295$$

$$2.1323 = 2.072 + \frac{Q_1^2}{19.6 \times 6.295^2}$$

$$Q_1^2 = 0.0603 \times 19.6 \times 6.295^2 = 46.6$$

$$Q_1 = 6.85$$

Este valor es menor que $Q = 7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ que es dato del problema, y por lo tanto inaceptable.

Sea: $Q_v = 0.7 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_2 = 6.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$K_1 = 0.975 \quad d/b = 1.046 \quad d_2 = 2.092 \quad H_2 = 0.092$$

$$C = 0.645$$

$$K = 0.47$$

$$A_2 = 6.374$$

$$V_2 = 1.02$$

$$V^2_2 / 2g = 0.053$$

$$E = 8.145$$

$$H_1 = 0.0432 \quad d_1 = 2.0432$$

$$Q^2 = 81$$

$$Q = 9 \text{ m}^3/\text{s}$$

Este valor es mayor que $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$, y por lo tanto inaceptable. Quiere decir que el valor correcto de Q_v se encuentra entre $(0.8 \text{ y } 0.7) \text{ m}^3/\text{s}$ y se procede a determinarlo mediante aproximaciones sucesivas.

Así tenemos para $Q_v = 0.769 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$Q_2 = 6.431 \quad K_1 = 0.962 \quad d_2 = 2.0806 \quad H_2 = 0.0806$$

$$A_2 = 6.33 \quad V_2 = 1.015 \quad V^2_2 / 2g = 0.0527 \quad E = 2.1347$$

$$C = 0.89 \quad K = 0.85 \quad H_1 = 0.0685$$

$$A = 6.2756 \quad Q^2 = 51.3 \quad Q = 7.17 \text{ m}^3/\text{s}$$

Este valor se considera bastante cercano al impuesto y no hace falta precisar más el cálculo.

8.3.3. Aliviaderos en forma de sifón.

Tienen la forma de un vertedero cubierto por una losa curva de hormigón armado o a veces de metal en forma de una U invertida. También pueden utilizarse tubos y piezas especiales prefabricadas de hormigón que se colocan en el sitio y sobre las que se funde después una tapa para asegurar su inmovilidad.

La parte superior del conducto que generalmente es la más estrecha se llama garganta.

La parte frontal del sifón se introduce dentro del agua de 0.7 m a 1.0 m. para evitar la entrada de material flotante y tiene una sección ensanchada para disminuir la velocidad de entrada e impedir la succión del aire.

La cresta del vertedero se pone a la altura del nivel normal del agua en el canal o un poco más arriba. Al aumentar el calado, el agua vierte por el vertedero, llena el brazo inferior del sifón y con esto interrumpe el contacto con la atmósfera. El aire es arrastrado por el agua a gran velocidad y se produce el vacío en el interior del sifón. En este momento comienza a actuar toda la carga, igual a la diferencia de nivel que existe entre el agua arriba y abajo del sifón, y éste trabaja a sección llena.

A la altura del nivel normal del agua se dejan orificios para interrumpir el trabajo del sifón cuando el agua regresa a este nivel. La superficie sumada de estos orificios se toma del 2 % al 10% de la sección transversal de la garganta.

Las principales ventajas de los sifones están en que:

- 1) Permiten pasar grandes caudales con pequeñas dimensiones.
- 2) Se conectan y se desconectan automáticamente sin tener partes móviles.
- 3) Permiten regular los calados con una exactitud dentro de 10 cm a 20 cm.

El gran caudal que comienza a fluir súbitamente a través de un sifón produce una onda que requiere de costosas estructuras de disipación de energía aguas abajo del mismo. Por esto se recomienda construir no un solo sifón grande sino varios sifones en paralelo, o sea una batería de sifones. Las crestas de los vertederos se colocan a distintas alturas con una diferencia de 5 cm a 10 cm. En esta forma los sifones se conectan y se desconectan en una forma sucesiva.

En la Figura 8 - 2 se presenta en forma esquemática el corte de un sifón.

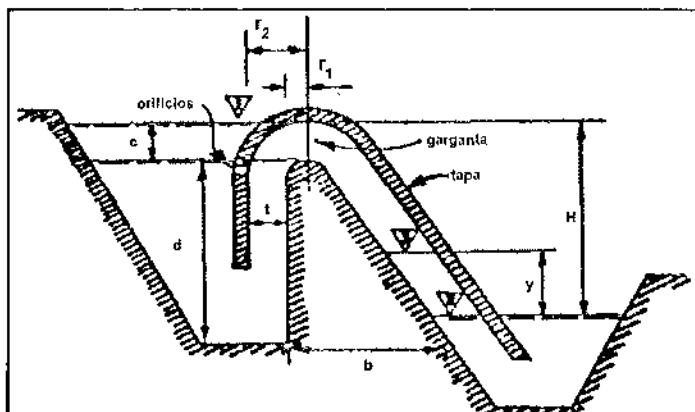


FIGURA 8 - 2

Si aplicamos la ecuación de Bernoulli entre los puntos 1 y 2, sin considerar la presión atmosférica, obtenemos:

$$H = \frac{V^2}{2g} + K \frac{V^2}{2g} = (1+K) \frac{V^2}{2g}$$

K: representa la suma de los coeficientes de pérdida de carga por entrada y cambio de dirección y de sección y puede variar de 0.4 a 1.3.

Despejando la velocidad se obtiene:

$$V = \sqrt{\frac{1}{1+K} \sqrt{2 \times g \times H}} = C \sqrt{2 \times g \times H}$$

Similar a la fórmula 12 - 4

- C varía de 0.65 a 0.85

El caudal está dado por: $Q = C \times A \sqrt{2g \times H}$

Se observa que el sifón tiene una capacidad mucho mayor que un vertedero. Si hacemos la comparación entre un sifón y un vertedero, ambos para una misma altura admisible de sobre elevación de agua Z, vemos que ésta, en el caso del sifón, sería igual a la altura de la garganta Z y en el caso del vertedero sería, igual a la carga.

Por ejemplo para un caudal de $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$, $Z = 0.3 \text{ m}$, y para coeficientes $C = 0.7$ y $M = 2$, tendríamos.

Para el vertedero:

$$b = \frac{Q}{M \times Z^{3/2}} = \frac{5}{2 \times 0.3^{3/2}} = 15.2 \text{ m}$$

Para el sifón, suponiendo un valor de $H = 2 \text{ m}$.

$$b = \frac{Q}{C \times Z \sqrt{2g \times H}} = \frac{5}{0.7 \times 0.3 \times \sqrt{19.6 \times 2}} = 3.8 \text{ m}$$

Se observa que la longitud se reduce a una cuarta parte, lo que significa una considerable economía en el costo de las obras.

Una de las razones por las que los sifones no se construyen en mayor cantidad es la necesidad de asegurarse que la tapa sea impermeable al paso del aire, cuya entrada al interior estorbaría en el funcionamiento.

Aparentemente una economía cada vez mayor se podría conseguir aumentando la altura H, pero esto tiene un límite.

Si aplicamos la ecuación de Bernoulli entre el punto 1 y otro punto 3 situado en el interior del sifón a una altura y desde el nivel de agua inferior, tendremos:

$$H + \frac{P_{atm}}{w} = (1+K) \times \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{w} + y$$

Tomando en cuenta que ($p = P_{man} + P_{atm}$) y que el vacío puede representarse como: $P_{vac} = P_{atm} - p$

$$\frac{P_{vac}}{W} = \frac{P_{atm} - P}{w} = (1+K) \times \frac{V^2}{2g} + y - H$$

O sea

$$P_{vac}/w = y$$

El máximo valor del vacío es H o sea se produce en la garganta del sifón.

La presión p no debe nunca bajar hasta el valor de la tensión del vapor pues el trabajo del sifón se interrumpirá.

Para la sierra ecuatoriana, para una elevación de 3000 msnm y 20°C se tienen $P_{atm} = 7.15$ m. y $P_{vapor} = 0.24$ m.

Para la costa se tiene $P_{atm} = 10.33$ m. y $P_{vapor} = 0.43$ m.

O sea que los máximos valores teóricos para H serían:

$$\text{Sierra} \quad H = 7.15 - 0.24 = 6.91 \text{ m.}$$

$$\text{Costa} \quad H = 10.22 - 0.43 = 9.30 \text{ m.}$$

En la práctica se deben tomar valores menores.

Para disminuir el vacío conviene, tal como se ve en la fórmula, disminuir el valor de las pérdidas. Por esto los sifones se hacen lo más lisos posible.

El cálculo estructural del sifón se hace a base de las siguientes consideraciones:

a) Cálculo del vertedero

El vertedero será de hormigón simple, o sea que la resultante de todas las fuerzas no debe salirse del tercio medio de la base para que no se produzcan tracciones. En el límite, cuando el ancho de la cresta del vertedero es cero, por triángulos semejantes debe cumplirse la igualdad.

$$\frac{E}{G} = \frac{b}{d}$$

Siendo:

b - ancho del muro

d - altura del muro

$E = w d^2/2$ - empuje del agua.

$G = W_c b d/2$ - el peso propio del muro.

Reemplazando:

$$\frac{\frac{2W \times d^2}{2W_c \times b \times d}}{d} = \frac{b}{d}$$

$$\frac{W}{W_c} = \frac{b^2}{d^2}$$

De donde:

$$b = d \sqrt{\frac{w}{w_c}}$$

Para el hormigón simple el peso específico es igual a $w_c \approx 2.2$

Por lo tanto

$$b = 0.675 d$$

O sea que el ángulo que debe tener la inclinación del muro con la vertical es $\alpha = 34^\circ$.

b) Cálculo de la Tapa

La tapa del hormigón armado está sometida a la fuerza centrífuga del agua de la cual hay que restar el peso propio de la misma. Tomando un metro de ancho de vertedero, tenemos que el peso del agua es igual a:

$$G = W \times \pi \times (r_2^2 - r_1^2) \times \frac{180 \cdot a}{360}$$

Siendo r_1 y r_2 los radios de curvatura interior y exterior del conducto y considerando que el ancho del conducto es $t = r_2 - r_1$ y que la inclinación de la pared con la vertical es $a = 34^\circ$, tenemos que el peso del agua es:

$$G = 1.275 \times (2r_1 \times t + t^2)$$

La fuerza centrífuga es igual a:

$$F = \frac{m \times V^2}{r_2} = \frac{G \times V^2}{g \times (r_1 + t)}$$

Asumiendo que actúa verticalmente, tendríamos que el empuje resultante hacia arriba sería:

$$E = F - G = G \left[\frac{V^2}{g \times (r_1 + t)} - 1 \right]$$

La superficie sobre la que actúa es:

$$S = 2\pi \times (r_1 + t) \frac{146}{360} = 2.55 \times (r_1 + t)$$

La presión uniformemente distribuida es:

$$P = \frac{E}{S} = \frac{(2 \times r_1 \times t + t^2)}{2(r_1 + t)} \left[\frac{V^2}{g \times (r_1 + t)} - 1 \right]$$

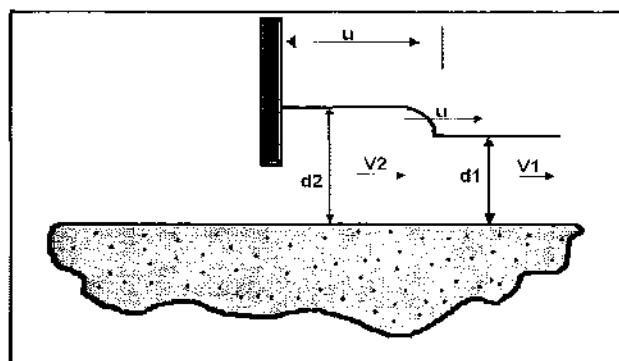
La tapa de hormigón tendrá una armadura doble. Los hierros paralelos a la dirección del flujo deben absorber la presión P y los transversales el empuje E .

8.3.4. Ondas de traslación

Un cambio en la cantidad de agua que entra o sale de un canal causa que los consiguientes cambios en la velocidad y en el calado ocurran en forma de una ola a una serie de olas.

Si el caudal a la entrada es bruscamente aumentado se forma una ola abrupta que viaje aguas abajo. Si el caudal a la salida disminuye bruscamente, se forma una ola que viaja hacia aguas arriba. En ambos casos se produce un aumento de calado y la ola se llama positiva, tiene la apariencia y es en efecto un resalte hidráulico móvil. En caso de aumento de caudal a la salida a disminución de caudal a la entrada, se produce una ola pero con disminución de calado, que se llama negativa.

Asumamos que el caudal por unidad de ancho que sale por la compuerta aumenta bruscamente de q_1 a q_2 y no tomemos en cuenta la influencia de la gradiente y de las pérdidas por fricción. (Véase la Figura 8 - 3).



- 3

Después de un segundo, el calado y la velocidad entre la compuerta y la onda son d_2 y V_2 y después de la onda son los mismos que los iniciales d_1 y V_1 .

La onda que viaja con la velocidad u está después de un segundo a la distancia u de la compuerta.

El aumento de volumen en el canal producido en un segundo está dado por:

$$q_2 - q_1 = u \times (d_2 - d_1) \quad (1)$$

Sabiendo que

$$q_2 = V_2 \times d_2 \quad y \quad q_1 = V_1 \times d_1 \quad (2)$$

tenemos $V_2 \times d_2 - V_1 \times d_1 = (d_2 - d_1) \times u$

$$V_2 = u - \frac{d_1}{d_2}(u - V_1)$$

La masa de agua en movimiento aumenta su velocidad de V_1 a V_2 . Por lo tanto hay un cambio de la cantidad de movimiento. El volumen V_2 d_2 que ha entrado en el primer segundo tiene la velocidad V_2 . El volumen que cambia de velocidad de V_1 a V_2 es por lo tanto: $ud_2 - V_2 x d_2 = d_2 x (u - V_2)$

Tenemos:

$$F = M \times (V_2 - V_1) = \frac{w}{g} \times (u - V_2) \times d_2 \times (V_2 - V_1) \quad (3)$$

La fuerza no balanceada es igual a la diferencia de presiones hidrostáticas correspondientes a los calados d_2 y d_1 .

$$F = \frac{W}{2} \times (d_2^2 - d_1^2) \quad (4)$$

Igualando (3) y (4):

$$\frac{g}{2d_2} \times (d_2^2 - d_1^2) = (V_2 - V_1) \times (u - V_2) \quad (5)$$

Reemplazando (2) en (5):

$$\begin{aligned} \frac{g}{2d_2} \times (d_2^2 - d_1^2) &= \left(u - \frac{d_1}{d_2} \times u + \frac{d_1}{d_2} \times V_1 - V_1 \right) \left(u - u + \frac{d_1}{d_2} \times u - \frac{d_1}{d_2} \times V_1 \right) \\ \frac{g}{2d_2} \times (d_2^2 - d_1^2) &= \left(1 - \frac{d_1}{d_2} \right) \times (u - V_1)^2 \times \frac{d_1}{d_2} \end{aligned}$$

$$(u - V_1)^2 = \frac{g \times (d_2^2 - d_1^2)}{2d_1 \times \left(\frac{d_2 - d_1}{2d_1} \right)} = \frac{g \times d_2}{2d_1} \times (d_1 + d_2)$$

$$u = V_1 \pm \sqrt{\frac{g \times d_2}{2d_1} \times (d_1 + d_2)} \quad (6)$$

El signo más es para las ondas directas, o sea para las que viajan aguas abajo y el negativo es para las inversas, o sea las que viajan aguas arriba.

Los problemas se resuelven con el uso simultáneo de las ecuaciones (1) y (6).

Si la velocidad de la onda se anula ($u = 0$), tenemos:

$$V_1^2 = \frac{g \times d_1^2}{2d_1} \times (d_1 + d_2) = \frac{g \times d_2}{2} + \frac{g \times d_2^2}{2d_1}$$

$$\frac{g \times d_2^2}{2d_1} + g \times d_2 - 2V_1^2 = 0$$

$$d_2 = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 + 8 \times g \times V_1^2 / d_1}}{2g/d_1} = \frac{d_1}{2} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{8V_1^2}{g \times d_1}} \right]$$

Pero $V_1 = \frac{q}{d_1}$

$$d_2 = \frac{d_1}{2} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8 \times q^2}{g \times d_1^3}} \right) \quad \text{ecuación del resalto}$$

Si $d_2 - d_1 \rightarrow 0$, o sea, cuando la altura de la ola es muy pequeña $d_1 \approx d_2$, Y la ecuación se transforma en:

$$u = V_1 \pm \sqrt{g \times d}$$

El término $\sqrt{g \times d} = V_c$ representa la velocidad crítica.

El análisis anterior es válido para una sección rectangular con las simplificaciones indicadas.

Para una sección cualquiera, la velocidad de la onda positiva se obtiene a base de un desarrollo igual y está dada por:

$$u = V_1 \pm \sqrt{g \times \frac{A_1}{B} \times \left[1 + \frac{3 \times B}{2 \times A_1} \times e + \frac{B^2}{2 \times A_1^2} \times e^2 \right]}$$

Y la velocidad de onda negativa:

$$u = V_1 \pm \sqrt{g \times \frac{A_1}{B} \times \left[1 + \frac{3 \times B}{2 \times A_1} \times e \right]}$$

Siendo:

A₁ - sección mojada inicial.

B - ancho del agua a la altura de $\frac{d_1 + d_2}{2}$

E - altura de la onda = $d_2 - d_1$

Para sección rectangular -- Onda positiva:

$$u = V_1 \pm \sqrt{g \times d_1 \times \left[1 + \frac{3 \times e}{2 \times d_1} + \frac{1}{2} \times \left(\frac{e}{d_1} \right)^2 \right]}$$

Onda negativa:

$$u = V_1 \pm \sqrt{g \times d_1 \left[1 - \frac{3 \times e}{2 \times d_1} \right]}$$

El cambio de caudal se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = u \times Be$$

EJEMPLO No. 8-1

Supongamos que tenemos un canal revestido ($n = 0.015$) de sección trapezoidal ($m = 0.5$) con un ancho de solera de 2 m , pendiente de $i = 0.0008$ y que lleva un caudal de $Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se pregunta qué altura tendrá la onda si se produce un derrumbe brusco.

$$\frac{6 \times 0.015}{2^{8/3} \times 0.0008^{1/2}} = \frac{0.09}{6.349 \times 0.022828} = 0.497$$

$$d/b = 0.71 \quad d = 1.42$$

$$A = 2 \times 1.42 + 0.5 \times 1.42^2 = 3.85 \text{ m}^2$$

$$V = 1.56 \text{ m/s} \quad B = 3.42 \text{ m}$$

Tenemos entonces:

$$Q = 0 - 6 = -6 \text{ m}^3/\text{s} = u \times \left(3.42 + \frac{e}{2} \right) \times e$$

$$u = 1.56 - \sqrt{\frac{9.8 \times 3.85}{3.42 + 0.5 \times e} \left[1 + 1.5 \times \frac{3.42 + 0.5 \times e}{3.85} \times e + 0.5 \times \left(\frac{3.42 + 0.5 \times e}{3.85} \right)^2 \times e^2 \right]} \frac{-6}{3.42e + 0.5 \times e^2}$$

$$1.56 - \sqrt{\frac{37.8}{3.42 + 0.5 \times e} \left[1 + 0.39 \times (3.42 \times e + 0.5 \times e^2) + 0.0338 \times (3.42 + 0.5 \times e)^2 \times e^2 \right]}$$

Tenemos que la igualdad se cumple para $e = 0.40 \text{ m}$.

La velocidad de propagación será $u = 4.14 \text{ m/s}$.

8.4. RÁPIDAS

En los canales abiertos se presenta muchas veces la necesidad de llevar el agua con gradiente relativamente grande, o de perder altura por medio de una caída. Los casos más comunes son los siguientes:

- 1) El agua que sale de un aliviadero tiene que ser llevada a un río o a una quebrada cercana donde no causa erosión por ser el cauce duro a donde la erosión no puede causar daños y por lo tanto no tiene importancia. Como los aliviaderos se construyen en canales excavados en ladera, los canales de desfogue tienen generalmente una pendiente fuerte.
- 2) El agua que llega a un tanque de presión tiene un caudal más o menos constante, pero su utilización par las turbinas depende de la curva de carga y es por consiguiente variable. Por lo tanto, en las horas de poco consumo, el exceso de agua debe ser eliminado con un canal de desfogue que puede tener una pendiente fuerte semejante a la de la tubería de presión.
- 3) A veces un canal que va por una planicie debe pasar a otra planicie más abajo atravesando un tramo de gran pendiente.

En el primer caso el caudal que circula es grande pero ocasional, en el segundo es permanente y variable y en el tercero constante y permanente. En todos los casos debido al fuerte gradiente, las velocidades son grandes y deben tomarse medidas para que no pasen de un cierto valor límite y para que el agua se mantenga dentro del cauce revestido.

Las formas constructivas más comunes utilizadas para gradientes fuertes son las siguientes:

- 1.- Canal de gran pendiente.
- 2.- Sucesión de colchones en forma de escalera.
- 3.- Rápida con rugosidad artificial.

8.4.1. Canales de gran pendiente

8.4.1.1. Normas de diseño

Cuando un canal pasa por una pendiente fuerte se producen altas velocidades en régimen supercrítico. En este caso el flujo es acelerado y la superficie del agua sigue una curva que asintóticamente se acerca al calado normal.

El flujo a altas velocidades es muy sensible a todo cambio de sección y de dirección. Por este motivo se recomienda seguir siempre que sea posible, una alineación recta en planta y utilizar canales prismáticos preferentemente de secciones rectangulares, especialmente cuando el caudal puede ser variable. El flujo es inestable especialmente cuando el régimen es cercano al crítico o sea para los valores del número de Froude entre 1 y 1.5.

La obra se compone de las tres partes siguientes:

- a) sección de control a la entrada
- b) la rápida propiamente dicha
- c) la estructura de disipación al final

a) Sección de Control

Debe conseguirse una entrada adecuada desde el canal de poca pendiente a la rápida, con un flujo simétrico respecto al eje, pues en caso contrario puede producirse salpicaduras, fuerte oleaje e inclusive salto del agua fuera del cauce.

Una forma sería mediante un vertedero que permite una entrada uniforme del caudal a todo lo ancho de su cresta. Hay el inconveniente de que aguas arriba del vertedero se depositan sedimentos y se estanca el agua cuando la rápida no está en operación. Para evitarlo se deja al agua la posibilidad de salida mediante uno o varios tubos que atraviesan el vertedero a la altura del fondo del canal.

Otra forma es con un estrechamiento del ancho en forma de una transición para evitar la formación de remolinos que producirían ondas y flujo inestable

en el canal. Por lo general la forma de la transición se determina mediante el estudio con modelos hidráulicos.

En todo caso, cerca del sitio de cambio de pendiente, donde el flujo pasa de sub a supercrítico se produce el calado o profundidad crítica y debe por lo tanto verificarse la condición (12 - 26).

$$Q^2 \times B = A^3 \times g$$

b) La Rápida

La rápida se calcula con las ecuaciones del flujo no uniforme presentados en la sección 12.3.2.

La pendiente debe tomarse igual al seno del ángulo que hace el canal con la horizontal.

De acuerdo a Dadenkov (Bibl. 8 - 3) el ancho del canal debe tomarse igual a

$$b = 0.765 \times Q^{2/5} \quad 8-3$$

c) Disipación de energía

Al final de la rápida el régimen pasa de supercrítico a subcrítico con la formación de un resalto hidráulico. La determinación de la longitud del resalto y de la necesidad de una profundización del cauce se hace con los mismos criterios expuestos en la sección 5.1.6.

EJ EMPLO No. 8- 4

Se debe diseñar una rápida para $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$. El canal de sección rectangular cuya rugosidad $n = 0.014$ tiene una longitud de 200 m y 12.5% de pendiente. Se pide calcular la velocidad al final de la rápida si al principio el calado es crítico.

Se adopta un ancho de acuerdo a la ecuación No.8 - 3.

$$b = 0.765 \times 200^{2/5} = 6.37 \text{ m} \approx 6 \text{ m}$$

Calado crítico (ecuación 12 - 30) $d_c = 4.86 \text{ m.}$

El calado normal con la Tabla 12 - 5 da $d_1 = 1.35 \text{ m.}$

Para el cálculo se usa el método de Pavlovski buscando la distancia para un valor asumido de $d_2 = 1.70.$

TABLA N.- 8 - 1

	d	A	P	R	R^{1/6}	C	R^{1/2}	K	x	f(x)
d_o	1.35	8.1	8.7	0.931	0.988	70.57	0.965	551.6		
d_1	4.86	29.16	15.72	1.855	1.108	79.18	1.362	3144.7	5.700	0.177
d_2	1.70	10.2	9.4	1.085	1.014	72.43	1.042	769.8	1.396	0.900
d_m	3.28	19.68	12.56	1.867	1.078	76.98				

$$a = \frac{769.8 - 3144.7}{551.6 \times (1.70 - 4.86)} = 0.734$$

$$f = \frac{1.1 \times 0.125 \times 76.98^2 \times 6}{9.8 \times 12.56} = 39.72$$

$$0.125 \times 0.734 \times L = 1.396 - 5.0 + 38.72 \times (0.900 - 0.177) = 23.69$$

$$L = \frac{23.69}{0.125 \times 0.734} = 258.2 \text{ m.}$$

Se excede de la distancia y se asume otro valor $d_2 = 1.76$

TABLA N.- 8 - 2

d_2	1.76	10.56	9.52	1.109	1.017	72.67	1.053	808.1	1.465	0.833
d_m	3.31	19.86	12.62	1.574	1.079	77.04				

$$a = 1.366$$

$$f = 39.59$$

$$0.125 \times 1.366 \times L = 1.465 - 5.700 + 38.59 \times (0.833 - 0.177) = 21.08$$

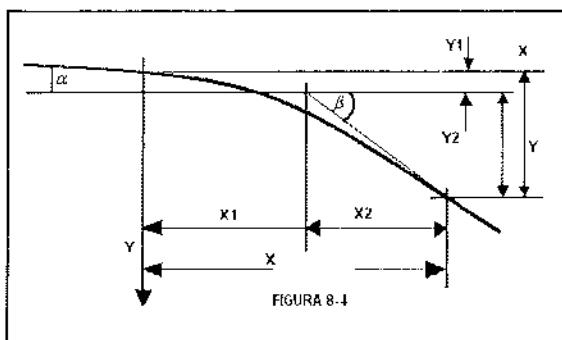
$$L = \frac{21.08}{0.125 \times 1.366} = 123.5 \text{ m.}$$

A la distancia de 200m, se tendrá un calado de 1.72m.

8.4.1.2. Curvas verticales de enlace

Cuando en la alineación vertical de una rápida se presentan cambios de pendiente, la unión entre las dos debe hacerse con una curva tal como se muestra en la figura No.8-4. En especial es esto importante en las curvas convexas o sea cuando se pasa de una pendiente menor a otra mayor, para evitar una separación entre el flujo y el cauce que podría hacer saltar el agua fuera del canal y producir una erosión peligrosa.

La curva debe construirse en tal forma para que siga la trayectoria parabólica del agua dada por la ecuación



4

$$y = L \times \operatorname{tg} \alpha + \frac{g \times L}{2V^2 \times \cos^2 \alpha} \quad (8-4)$$

Derivando esta ecuación tenemos la pendiente de la curva en cualquier punto.

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} \alpha + \frac{g \times L}{V^2 \times \cos^2 \alpha}$$

Al final de la curva en el punto 2, tenemos que

$$\operatorname{tg} \alpha + \frac{g \times L}{V^2 \times \cos^2 \alpha} = \operatorname{tg} \beta$$

De aquí obtenemos el valor de la longitud horizontal de la curva

$$L = \frac{V^2 \times \cos \alpha}{g} \times (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha)$$

Para encontrar las distancias del principio y final de la curva desde el punto de intersección de las dos pendientes, se tiene de acuerdo al gráfico No. 8-4

$$\frac{y_1}{x_1} = \operatorname{tg} \alpha$$

$$\frac{y_2}{x_2} = \operatorname{tg} \beta$$

Los valores se obtienen resolviendo las ecuaciones siguientes:

$$x_1 + x_2 = L$$

$$x_1 \times \operatorname{tg} \alpha + x_2 \times \operatorname{tg} \beta = y$$

EJEMPLO No.8 - 5

Se tiene una rápidas de forma rectangular, de 2 m. de ancho y con una rugosidad $n = 0.014$ cuya pendiente pasa de 5% al 25%. Un caudal de $Q = 18 \text{ m}^3/\text{s}$. baja por la rápidas con una velocidad de $v = 9.78 \text{ m/s}$.

Ecuación de la parábola

$$y = 0.55 \times L + \frac{9.8 \times L^2}{2 \times 9.78^2 \times 0.999^2} = 0.05 + 0.0514x^2$$

Valor de la longitud total L:

$$L = \frac{9.78^2 \times 0.999}{9.8} \times (0.25 - 0.05) = 1.95 \text{ m.}$$

Valor de la altura total y:

$$y = 0.05 \times 1.95 + 0.0514 \times 1.95^2 = 0.293 \text{ m}$$

Los valores parciales se obtienen de

$$\begin{aligned}x_1 + x_2 &= 1.95 \\0.05x_1 + 0.025x_2 &= 0.293\end{aligned}$$

Reemplazando el valor de x_2 por el de x_1 en la ecuación se tiene

$$x_1 = 0.97 \text{ m} \quad x_2 = 1.95 - 0.97 = 0.98 \text{ m}$$

Los valores de y son

$$\begin{aligned}y_1 &= 0.05 \times 0.97 = 0.0485 \\y_2 &= 0.25 \times 0.98 = 0.245\end{aligned}$$

8.4.1.3. Curvas horizontales

En ocasiones no es posible seguir una alineación recta. En este caso se puede adoptar tres soluciones:

- a) Construir un estanque de disipación en el cambio de dirección
- b) Reemplazar el canal en el tramo correspondiente por una sección cerrada que trabajará como tubería de presión.
- c) Construir una curva en el canal. Esta es la solución usual que consiste en unir dos alineaciones rectas mediante una serie de arcos circulares de radios decrecientes desde el comienzo de la curva hasta el centro de la misma. A veces se usan también curvas de tipo parabólico o espiral.

Debido a la fuerza centrífuga la superficie del agua se inclina, subiendo en la parte cóncava de la curva. La altura de la pared del canal debe elevarse en el mismo valor.

La pendiente transversal del agua tiene el valor

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{V^2}{r \times g}$$

Siendo r el radio de la curva.

Para no producir mayor alteración al flujo se recomienda dar un peralte al fondo del canal con el mismo ángulo. Esta inclinación del fondo debe hacerse en forma gradual en concordancia con el radio de curvatura de las paredes. En todo caso el peralte que se dé al canal es válido para una sola velocidad y los disturbios en el flujo se producirán de todos modos con caudales diferentes al de diseño.

8.4.1.4. Aireación

El fenómeno de la aireación consiste en la incorporación de burbujas de aire dentro de la sección mojada.

La cantidad de aire aumenta con la velocidad y gradualmente se obtiene una emulsión blanca de un peso específico menor que el agua. Algunos investigadores creen que la absorción y transporte de aire consume parte de la energía del flujo y reduce su velocidad. Sin embargo esto no se toma en cuenta y se asume que el flujo aireado y el no aireado tienen la misma velocidad.

A medida que el aire es incorporado dentro del agua la mezcla aumenta de volumen. Por este motivo la sección mojada en el flujo aireado es mayor y se necesita por lo tanto una mayor altura de las paredes del canal que para el flujo no aireado.

El fenómeno fue estudiado en 1926 por R. Ehrenberger (Bibl. 8 - 6) quien dio fórmulas empíricas para su cálculo.

A.A. Nichiporovich (Bibl. 8 - 4) se recomienda que el calado en el flujo aireado se calcula con un coeficiente de rugosidad n_a modificado dado por

$$n_a = an$$

8 - 5

a , es un factor que varía con la pendiente.

Los valores sugeridos son:

$$a = 1.33 \quad \text{para } J = 0.1 \text{ a } 0.2$$

$$a = 2 \quad \text{para } J = 0.2 \text{ a } 0.4$$

$$a = 3.33 \quad \text{para } J = \text{superior a } 0.4$$

Una extensa serie de experimentos fue realizada desde 1939 hasta 1958 por (Lorenz G. Straub y Alvin G. Anderson) en el Laboratorio St. Anthony Falls de Minneapolis. Los resultados de este estudio, combinados con otros obtenidos en la Estación Experimental de Vicksburg, Miss. Se resumen (Bibl. 8-7) en las siguientes fórmulas.

Para canales Lisos (acero)

$$c = 0.38 \log_{10} \left(\frac{J}{q^{2/3}} \right) + 0.77$$

Para canales ásperos (rugosidad artificial conseguida mediante aplicación de material granular a las paredes)

$$c = 0.74 \log_{10} \left(\frac{J}{q^{1/2}} \right) + 0.88 \quad 8-6$$

Se observa que la concentración del aire dentro de la mezcla disminuye con el caudal.

La concentración del valor de $c = \frac{\text{volumen de aire}}{\text{Vol. aire + vol. agua}}$

EJEMPLO No.8 - 6

Se tiene una rápida de sección rectangular, 2 m. de ancho y una pendiente de 40° ($\sin \alpha = 0.643$) por la que baja un caudal de $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se pregunta cuál será el calado del flujo aireado.

Si no hubiera aireación tendríamos de la Tabla No. 12 - 5.

$$K^1 = \frac{10 \times 0.015}{2^{8/3} \times 0.643^{0.5}} = 0.0295 \quad d/b = 0.135 \quad d = 0.27 \text{ m}$$

Por la aireación el calado aumenta.

Según Nichoporovich tomamos un valor aproximado de

$$a = 4 \quad \text{entonces} \quad n_a = 0.06$$

$$K^1 = 0.118 \quad d/b = 0.342 \quad d = 0.69m$$

O sea hay un aumento de 2.5 veces del calado.

De acuerdo a Straub & Anderson, para $q = 53.75 \frac{ft^3}{ft-s}$ para canal liso

$$c = 0.38 \log\left(\frac{0.643}{53.75^{2/3}}\right) + 0.77 = 0.259$$

Para canal áspero

$$c = 0.74 \times \log\left(\frac{0.643}{53.75^{1/3}}\right) + 0.88 = 0.482$$

Tomando el valor mayor se tendría un calado aireado de

$$d = \frac{0.27}{(1 - 0.0482)} = 0.52m$$

8.4.1.5. Formación de ondas

En el diseño de rápidas inclusive en el caso de canales rectos y sin obstrucciones debe tenerse en cuenta la posibilidad de la formación de ondas que son un fenómeno indeseable pues obligan a levantar los muros del canal y además producen fuertes oscilaciones en el disipador al pie. De este modo el disipador no trabaja bien pues no puede formarse un resalto hidráulico estable.

Estas ondas se producen por lo general sólo en pendientes menores de 20°. La altura de una onda puede llegar a ser doble del calado normal.

Se ha observado que la ocurrencia de ondas es tanto más probable cuanto más ancho es el canal.

De acuerdo a Arsenishvili (Bibl. 8-2) para que no haya ondas debe haber la siguiente relación entre el calado y el perímetro normales.

$$P/d < 10$$

Para una sección rectangular se tendría

$$\frac{P}{d} = \frac{b + 2d}{d} = \frac{b}{d} + 2 < 10$$

$$\frac{b}{d} < 8$$

Con un margen de seguridad se recomienda $b/d < 6$

Como el ancho del canal está fijado por la construcción pero el caudal puede variar desde el valor Q_0 hasta el valor Q , habrá siempre un caudal lo suficientemente pequeño para que la relación b/d sea más de 6.

Una solución para esto podrá ser construir un muro bajo longitudinal en el centro del canal a fin de dividir el flujo para caudales bajos. De este modo es necesario evitar la formación de ondas solamente hasta valores del caudal iguales a 1/3 del valor máximo.

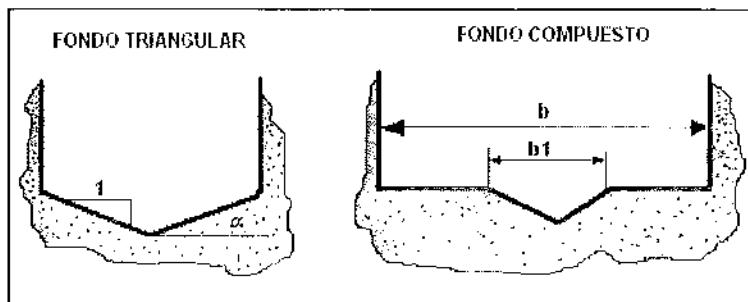
Una serie de investigaciones (Bibl. 8-2) ha demostrado que las ondas se forman solamente en canales de sección rectangular y trapezoidal pero no en secciones triangulares.

Por este motivo E.P. Fiodorov (Bibl. 8-2) recomienda las secciones indicadas en la Figura 8 - 5. Para la sección triangular se tiene los siguientes valores:

$$J < 0.1 \quad m: 4 - 5 \quad \alpha = 11^\circ - 14^\circ$$

$$J = 0.1 - 0.2 \quad 3 - 4 \quad \alpha = 14^\circ - 18^\circ$$

$$J > 0.2 \quad 2 - 3 \quad \alpha = 18^\circ - 27^\circ$$



Para la sección compuesta, el ancho del recorte debe ser mayor o igual que un tercio del ancho del fondo y la sección mojada del mismo debe tener capacidad para llevar el 20 % del caudal máximo.

Una última solución para disminuir la formación de ondas en canales de hasta 10 % de pendiente es poner rugosidad artificial.

8.4.1.6. Deflectores

En algunos casos como en los desfogues de los tanques de presión y de los aliviaderos, el agua que va por la rápida ya no sirve para ningún propósito útil, sino que se desperdicia y la única preocupación es llevarla hacia alguna quebrada por la cual puede correr sin producir daños.

Para llegar hasta el fondo de la quebrada se requiere por lo general de obras muy caras debido a la pendiente muy fuerte de sus orillas. Por ejemplo una posibilidad costosa es bajar el agua mediante un pozo o chimenea seguida de un tramo de túnel en forma de L.

Entonces, para ahorrar revestimientos costosos, siempre y cuando el terreno lo permita, se construyen estructuras en forma de trampolines que lanzan el agua hacia arriba en forma de un chorro. El sitio en el que cae el chorro está formado por terrenos duros que resisten el impacto o la erosión producida es muy ocasional y no tiene importancia.

El deflector desde el que salta el agua se construye de tal manera de que el chorro se divida en dos o cuatro chorros menores.

De este modo se consigue que los chorros se fragmenten en el aire y caigan en forma de una lluvia gruesa lo que unido al aumento de la superficie de impacto disminuye el efecto erosivo.

Una posible forma de diseño es la siguiente:

Se escoge una sección óptima con un talud $m = 0.25$

Se asume un valor de $n = 0.015$

Con la Fórmula No.7 - 7 y valores de la Tabla No.7 - 2 se tiene

$$V = 14.23 \times Q^{1/4} \times J^{3/8}$$

El área mojada es $A = Q/V$

Con las fórmulas No.7 - 1 y 7 - 3 se obtiene las dimensiones del canal:

$$d = 0.743 \times A^{1/2}$$

$$b = 1.161 \times A^{1/2}$$

Para evitar que la erosión avance hasta la estructura socavando los cimientos conviene que el chorro salte lo más lejos posible.

Despreciando el rozamiento con aire el chorro tiene forma parabólica (Véase figura 8 - 6) y se aplica la ecuación: 8 - 4.

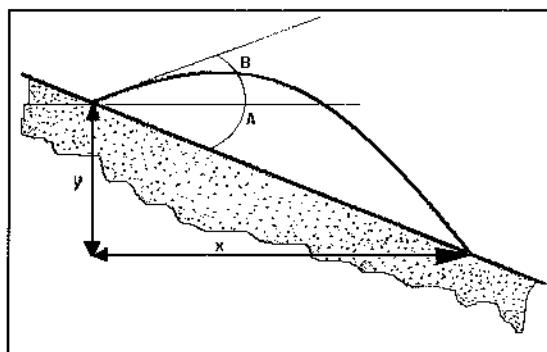


FIGURA 8 - 6

$$y = x \times \operatorname{tg} B = \frac{g \times x^2}{2V^2 \times \cos^2 B}$$

La ecuación de la recta tangente a la ladera es:

$$y = -x \times \operatorname{tg} A$$

La ecuación de la intersección se encuentra igualando las ordenadas de las dos ecuaciones.

$$X = \frac{2V^2 \times \cos^2 B}{g} \times (\operatorname{tg} A + \operatorname{tg} B) \quad (13)$$

Derivando X en función de B e igualando a cero, obtenemos el valor de B que da el máximo valor de X.

Tenemos que este valor es:

$$\sin 2B = \sqrt{\frac{1}{1 + \operatorname{tg}^2 A}} = \cos A$$

O sea que el ángulo del trampolín debe ser la mitad del complemento de la gradiente del terreno.

8.4.2. Rápidas en forma de escalera

8.4.2.1. Descripción general

La estructura consiste en una serie de cajones disipadores de energía puesto uno a continuación de otro a manera de una escalera. El agua cae dentro del primer cajón, disipa su energía mediante la formación de un resalto hidráulico y pasa sobre un vertedero frontal al siguiente cajón donde se repite el proceso.

De este modo no se produce ninguna aceleración a lo largo de la rápida como sucede con los canales de gran pendiente, pues la energía se disipa en cada cajón antes de que el agua pase al siguiente.

Otra ventaja es que este tipo de rápida funciona igualmente bien con todos los caudales intermedios hasta llegar al máximo para el cual ha sido diseñado.

Por lo general este tipo de rápidas se utiliza para caudales menores de $10m^3/s$.

Se han introducido algunas variantes al diseño indicado arriba, de las cuales las principales son:

- a) Se suprime el vertedero frontal con lo que la rápida se transforma en una escalera simple, con el consiguiente ahorro de material. Al desaparecer el cajón disipador de energía, el flujo puede acelerarse y comenzar a saltar sobre los escalones. Para evitar esto la longitud de los escalones debe ser bastante larga. De acuerdo a Rumelin (Bibl. No.8 - 6) la longitud del escalón debe ser por lo menos igual a la longitud de la parábola del chorro de agua más tres veces la altura del escalón.

Por este motivo este tipo de estructura sólo se adapta a pendientes pequeñas y las condiciones previstas para el flujo se cumplen solamente para el caudal de diseño.

- b) Los tabiques al final de cada cajón disipador están abiertos junto al fondo y el agua pasa por encima del vertedero y por debajo por orificio. De este modo se disminuye la carga sobre el vertedero y el posible choque de los dos chorros contribuyen a una disipación

adicional de energía.

La resistencia de la pared al empuje disminuye y puede ser necesario hacerle de hormigón armado, lo que encarece la obra.

De todos modos, aún en el diseño normal, es conveniente por razones estéticas y sanitarias, dejar un pequeño orificio junto al fondo para que el agua pueda salir y no queden los cajones llenos después de que la rápida ha dejado de funcionar.

8.4.2.2. Diseño hidráulico

Para una escalera típica, los criterios de cálculo se indican a continuación y se aclaran con la Figura No.8-7.

- El número de saltos en los que se divide el desnivel total que se quiere pasar con la rápida depende de consideraciones económicas y por lo general se establece comparando diferentes alternativas. Así el desnivel total queda dividido en varios tramos verticales iguales, cada uno de un valor Z_a .

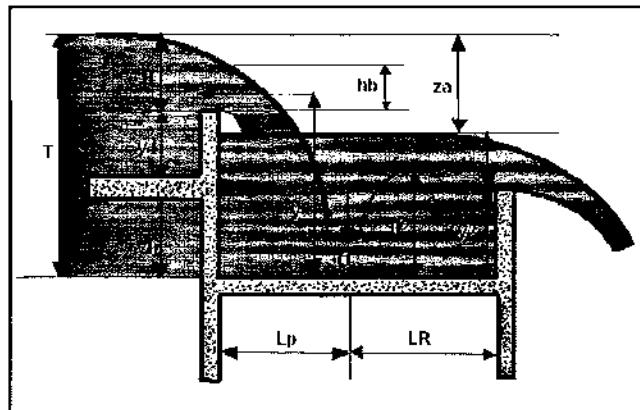


FIGURA 8 - 7

- b) La carga H de agua sobre el vertedero está dada por la formula general 12 - 6.

$$Q = M \times b \times H^{3/2}$$

El coeficiente M depende de la forma del vertedero y varía entre 1.8 y 2.

Al ser el ancho de la rápida b constante en toda su longitud, se tiene que el valor H obtenido será también igual para todos los escalones.

- c) El agua cae con un movimiento acelerado contrayéndose gradualmente el grueso del chorro. Junto al fondo del cajón este grueso o calado contraído d_1 , esta dado por la ecuación 5 - 16.

$$d = \frac{Q}{b} \times \sqrt{2 \times g \times (T - d_1)}$$

Siendo

$$T = H + y_1 + Z_b$$

- d) Dentro del cajón, el agua pasa de régimen supercrítico al régimen subcrítico, mediante la formación de un resalto, cuyos calados conjugados son d_1 y d_2 . Estos calados están relacionados entre si con la formula 12 - 44.

Según V.A. Shaumian, (Bibl. 8 - 3) para que el resalto se sumerja es suficiente que s

$$H + Y_2 > 0.9d_2$$

8 - 7

Siempre que

$$Y_2 > 0.25d_2$$

8 - 8

- e) La longitud mínima del cajón debe ser igual a la longitud de la parábola L_p que sigue el chorro al caer, mas la longitud L_R necesaria para que se forme el resalto.

Se obtiene de la mecánica que

$$L_p = \sqrt{\frac{2y}{g}} \times V$$

Los valores están dados por

$$y = Z_b + 0.5h_b + Y_1$$

$$V = \frac{Q}{b} \times h_B$$

Tomando en cuenta los siguientes datos experimentales:

Para el perfil hidrodinámico $h_B = 0.74H_o$ $M = 2.2$

Para el vertedero pared delgada $h_B = 0.67H_o$ $M = 1.9$

Y reemplazando valores, se llega a un resultado prácticamente igual para los dos

$$L_p = 1.04 \times q^{1/3} \times \sqrt{(Zb + Y_1) + 0.22 \times q^{2/3}} \quad 8 - 9$$

Siendo $q = Q/b$

Para el caso de que no existiera vertedero a la entrada ($Y_1 = 0$) y el agua cayera sin esta obstrucción, se tiene que según H. Rouse.

$$h_B = 0.715 \times d_{crítica}$$

O haciendo los reemplazos correspondientes

$$h_B = 0.334 \times q^{2/3}$$

Siguiendo un desarrollo similar al anterior se llega

$$Lp = 1.35 \times q^{1/3} \times \sqrt{Zb + 0.167 \times q^{2/3}} \quad 8 - 10$$

Según Agroskin

$$h_B = 0.308 \times q^{2/3}$$

Y se llega a un resultado final algo diferente

$$Lp = 1.46 \times q^{1/3} \sqrt{Zb + 0.154 \times q^{2/3}} \quad 8 - 11$$

La longitud necesaria para la formación del resalto según Shaumian es igual a:

$$LR = 3.2 d_2 \quad 8 - 12$$

8.4.2.3. Diseño estructural

Al hacerse todas las obras de corte, la presión del agua es resistida por el terreno que las rodea. Cuando los cajones están vacíos, los muros deben ser diseñados para soportar la presión de la tierra. Para evitar que a la presión de la tierra se sume una posible presión hidrostática, se prevé la colocación de drenes detrás de los muros.

El revestimiento del fondo debe tener un espesor de por lo menos 20 cm para resistir el impacto del chorro que cae sobre él. Su superficie puede dejarse áspera para que favorezca la formación del resalto.

El peso de la estructura llena de agua, dividida para la superficie de la base de los muros, debe ser menor que la resistencia unitaria del suelo.

La obra se construye en terreno inclinado y podría producirse un plano de deslizamiento que pase por la base de los muros. Esta posibilidad debe ser comprobada con un procedimiento similar al que se presenta en el capítulo

relativo a los bloques de anclaje de la tubería de presión.

La relación entre la altura de caída y la longitud de cada cajón, o sea la pendiente de la rápida, por lo general no coincide con la pendiente del terreno. En todo caso se debe hacer la excavación dejando todas las obras en corte tal como se muestra en la Figura 8 - 8, adjunta.

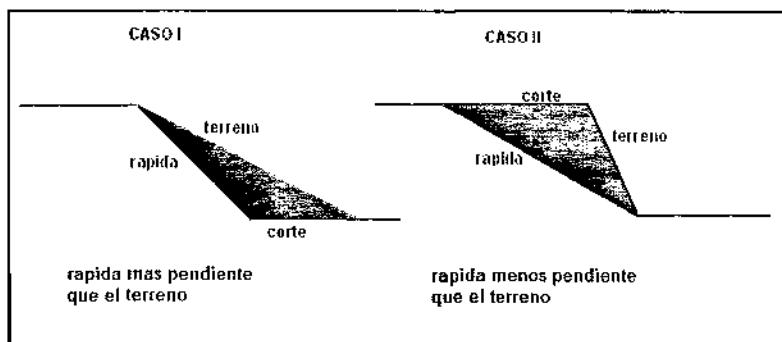


FIGURA 8 - 8

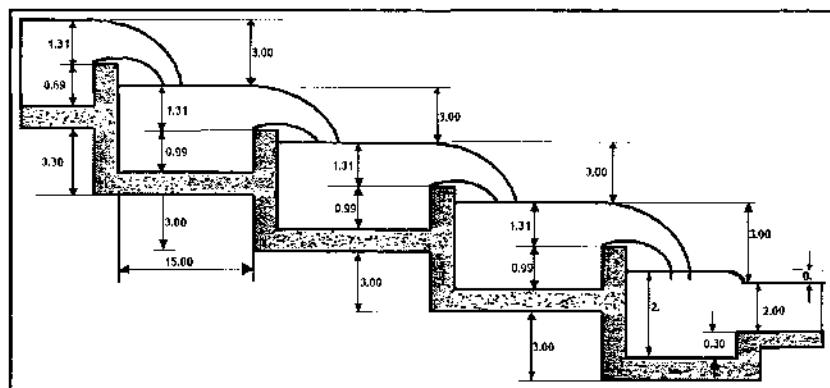


FIGURA 8 - 9

EJEMPLO No. 8 - 5 (Figura No.8 - 9)

Se tiene una ladera de 12 m de altura y 30 m de longitud, en la que debe construirse una rápida para un caudal de $6 \text{ m}^3/\text{s}$. El canal de llegada y de salida es rectangular y tiene 2 m de ancho y el agua va con un calado de 2 m.

La altura total se divide en cuatro partes y se tiene $Z_a = 12/4 = 3 \text{ m}$.

La carga sobre el vertedero para un valor de $M = 2$ da:

$$6 - 2 \times 2H^{3/2}$$

$$H = 1.31m$$

De aquí

$$Y_1 = 2 - 1.31 = 0.69 \text{ m}$$

Asumimos un valor de $Z_b = Z_a = 3 \text{ m}$

$$T = 1.31 + 0.69 + 3 = 5 \text{ m}$$

$$d_1 = 0.313 \quad d_2 = 2.27 \quad 0.9 \times 2.27 = 2.04 > 2$$

Como el valor de la segunda conjugada del resalto excede del valor admisible, debe repetirse el cálculo.

Se asume un valor de $Z_b = 3.3 \text{ m}$

Como la distancia vertical entre los vertederos sigue igual a 3 m, el valor Y_2 aumenta a 0.99 m.

El valor Z_b es igual a 3 m. para el 2º, 3º y 4º cajones.

$$T = 5.3 \quad d_1 = 0.304 \quad d_2 = 2.31m$$

$0.9 d_2 = 2.08$ que es menor que la profundidad del cajón de 2.30 m. Se cumple también la condición de $P_2 = 0.99 > 0.25 d_2 = 0.58$.

El primero, segundo y tercer cajón son iguales en sus dimensiones.

El cuarto cajón se conecta directamente al canal de salida y no tiene por lo tanto vertedero frontal.

En la entrada al canal se produce una pérdida que se calcula por Bernoulli

$$d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 0.3 + 2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$d_1 + \frac{0.459}{d_1^2} = 2.415$$

$$d_1 = 2.33m$$

O sea que hay un desnivel de 0.03 m. en la superficie del agua. Como la cresta del vertedero anterior está a 3.99 del fondo, esto no afecta el flujo.

La longitud necesaria de cada cajón está dada por la suma de las longitudes de la parábola del chorro que cae L_p y de la longitud L_R necesaria para la formación del resalto.

De acuerdo a la Fórmula No.8 - 9

$$L_p = 1.04 \times 3^{1/3} (3 + 0.99 + 0.22 \times 3^{2/3})^{1/2} = 6.67m$$

Y a la Fórmula No.8 - 12

$$L_R = 3.2 \times 2.31 = 7.39$$

La longitud total será 14.66 m que se redondea a 15 m.

La pendiente de la rápida es $3/15 = 0.2$

La pendiente del terreno es $12/30 = 0.4$

O sea que la excavación debe hacerse de acuerdo al Caso II de la Figura 8- 8.

8.4.3. Rugosidad artificial

Las velocidades que se producen en canales con gran pendiente pueden ser inadmisibles sea porque llegan a destruir el revestimiento o porque se requieren de obras de disipación demasiado costosas. Por otro lado las rápidas en forma de una escalera de colchones pueden significar una solución demasiado cara. En estos casos se utiliza rugosidad artificial que consiste en introducir en la solera saliente de forma geométricamente regular.

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

Los elementos pueden colocarse en el fondo y/o en las paredes del canal pero por lo general se los coloca sólo en el fondo ya que muchas veces los otros producen un flujo demasiado inestable.

El profesor F.I. Pikalov (Bibl. 5-13) realizó a partir de 1935 una extensa serie de experimentos con diferentes tipos de rugosidad artificial cuya forma se indica en la Tabla 8 - 1 preparada par Mostkov (Bibl. 8 - 5)

La velocidad que se produce en una rápida se calcula con la fórmula de Chezy (12-13) en la que el valor del coeficiente C se obtiene de formulas empíricas en función de relaciones h/s y B/h .

h - altura de agua sobre la rugosidad.

s - altura de rugosidad.

b - ancho del canal, por lo general de forma rectangular.

Las fórmulas recomendadas para algunos tipos de rugosidad son las siguientes:

$$\begin{aligned} & \text{Doble zigzag o } M(\text{tipo a}) && 8 - 13 \\ & 1000/C = 116.1 - 6.1h/s - 12b/h \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & V \text{ invertida (tipo b)} && 8 - 14 \\ & 1000/C = 85.8 - 3.9h/s - 0.8b/h \end{aligned}$$

<i>Barras cortadas(tipo c)</i>	8 -15
$1000 / C = 54.2 - 2.1h / s + 0.33b / h$	
<i>Dados(tipo d)</i>	8 -16
$1000 / C = 52 - 5.1h / s - 0.8b / h$	
<i>Barras continuas(tipo f)</i>	8 -17
$1000 / C = 47.5 - 1.2h / s + 0.1b / h$	

La distancia entre los elementos considerada para el desarrollo de estas fórmulas es **8s** aunque algunos autores recomiendan el valor de **7s**.

Si la distancia relativa entre los elementos es muy grande el fluido entre ellos puede acelerarse y el siguiente elemento actúa como un deflecto haciendo soltar el agua produciendo fuertes salpicaduras.

Si en cambio los elementos están muy cercanos. El líquido contenido entre ellos no participa en el movimiento general aunque resta algo de energía al flujo por formación de remolinos estacionarios.

Así los elementos de rugosidad pierden su efecto y el canal casi trabaja como si fuera liso.

Se observó que el coeficiente **C** no es un valor que depende solo del tipo de rugosidad sino también del caudal. En otras palabras, un mismo tipo de rugosidad puede dar diferentes valores de **C** de acuerdo a la pendiente y al caudal.

Para una misma pendiente, el coeficiente **C** aumenta rápidamente con el caudal hasta llegar al del diseño después del cual aumenta muy lentamente hasta llegar a un valor prácticamente invariable.

Debido a la disipación de energía obtenida con la rugosidad artificial, el flujo no es acelerado como en los canales de gran pendiente sino que la velocidad adquiere un valor constante después de un recorrido relativamente corto.

Los experimentos demostraron que las fórmulas son valederas solo para valores de:

$$h/s > 3$$

8 -18

Pues de no cumplirse esta condición el flujo se deforma y pierde su estabilidad. En este caso los elementos de rugosidad dejan de actuar como tales y comienzan a funcionar como deflectores tal como se indicó más arriba o tienda a desviar el agua que viene a gran velocidad y a lanzarla fuera del cauce.

Por lo expuesto las rápidas con rugosidad artificial funcionan en forma estable solo para el caudal de diseño y no así con caudales menores de este.

Para evitar el efecto de deflector de los primeros elementos al comienzo de la rápida y para disminuir el efecto de la salpicadura del agua, se recomienda ir aumentando gradualmente la altura de los elementos, desde el valor **0** hasta el valor **s** de diseño.

Igual que en los canales de fuerte pendiente el flujo incorpora aire con el resultado de que la emulsión ocupa una sección mayor que la del agua pura.

El fenómeno está poco estudiado pero a base de unos pocos experimentos preliminares se sugiere los siguientes valores (Bibl. 6 -1).

CUADRO N.- 8 - 1

$i = \tan \alpha$	Relación Aire/A
0.2	1.11
0.3	1.25
0.4	1.41
0.5	1.67
0.6	2.00

EJEMPLO No.- 8 - 6

Diseñar una rápida que tiene una pendiente del **30%** para un caudal de $10m^3/s$. Se pondrá rugosidad artificial para que la velocidad no pase de 6 m/s.

De acuerdo a la fórmula 8 - 3 se pondrá un ancho de

$$b = 0.765; 10^{2/5} = 1.92m \approx 2m$$

Tenemos entonces pendiente: $J = \sin(\arctg 0.3) = 0.297$

Sección mojada: $A = 10/\frac{6}{2} = 1.67m^2$

Calado: $d = 1.67/\frac{2}{2} = 0.835m$

Perímetro mojado: $P = 2 + 1.67 = 3.67$

Radio hidráulico: $R = 0.455$

De la ecuación de Chezy:

$$6 = C(0.455 \times 0.297)^{1/2}$$

$$C = 16.32$$

En la Tabla 8-1 se observa que este valor sólo puede obtenerse con rugosidades tipo **a** y **b**. Si escogemos la **a** o sea la rugosidad en forma de o doble zigzag, los valores buscados se encuentran en la fila correspondiente a ***h/s=8***.

Hay un valor de $C = 16.31$ prácticamente igual al buscado para ***b/h = 5***.

Si usáramos este valor tendríamos:

$$b = 5h$$

$$h = 0.4m$$

$$S = h/8 = 0.05m$$

$$d = 0.4 + 0.05 = 0.45m$$

$$A = 0.9m^2$$

$$V = 10/0.9 = 11.1m/s$$

O sea que ni el calado total ni la velocidad coinciden con los valores de partida.

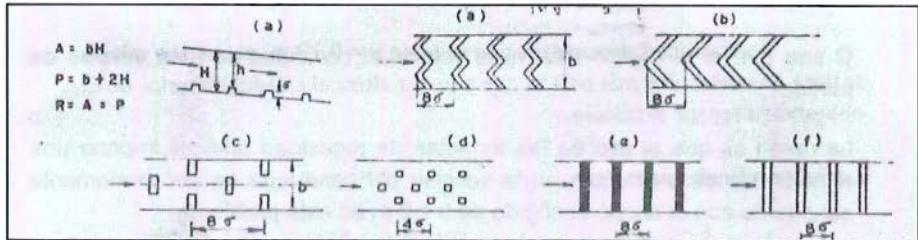
La razón es que el uso de las formulas de rugosidad artificial impone una relación fija de ancho/alto en la sección del canal que no necesariamente concuerda con el ancho escogido de $b = 2$ m en este problema.

Por lo tanto se tiene (según Mostkov)

$$d = h + S \cdot 9h/8$$

$$h = 8 \times \frac{0.835}{9} = 0.74$$

$$S = \frac{0.74}{8} = 0.093$$



VALORES DE "C" EN $V = \sqrt{R \times J}$

TABLA N.- 8 - 3

		b/h												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
(a)		5	11.85	12.00	12.20	12.38	12.56	12.76	12.95	13.16	13.37	13.59	13.87	14.04
	cuando $\operatorname{sen} \alpha =$	6	12.79	12.97	13.20	13.39	13.61	13.83	14.06	14.31	14.56	14.81	15.08	15.36
	0.04 a 0.06 = 1.33	7	13.85	14.08	14.33	14.58	14.84	15.11	15.38	15.67	15.97	16.29	16.61	16.96
	0.1 = 1.25	8	15.13	15.40	15.70	16.00	16.31	16.64	16.98	17.33	17.70	18.08	18.48	18.90
	0.15 a 0.25 = 1.00	9	16.67	17.01	16.36	17.73	18.12	18.52	18.94	19.38	19.84	20.33	20.83	21.37
	> 0.25 = 1.00	10	18.55	18.98	19.42	19.88	20.37	20.88	21.41	21.98	22.57	23.20	23.87	24.57
		11	20.92	21.46	22.03	22.62	23.26	23.92	24.63	25.38	26.18	27.03	27.93	28.90
		12	23.98	24.69	25.45	26.25	27.10	28.01	28.99	30.03	31.15	32.36	33.67	35.09
		3.5	13.90	14.14	14.31	14.47	14.64	14.81	Cuando $\operatorname{sen} \alpha =$	Factor de corrección				
		4	14.37	14.58	14.71	14.88	15.06	15.24	0.04 a 0.06.....=	1.33				
		5	15.22	15.43	15.60	15.80	16.00	16.2	0.10.....=	1.11				
(b)		6	16.16	16.37	16.58	16.81	17.07	17.27	0.15 a 0.25.....=	1.00				
		6.5	16.7	16.92	17.12	17.36	17.61	17.86						
		7	17.24	17.57	17.73	17.99	18.25	18.52						
		8	18.48	18.76	19.05	19.34	19.65	19.96						
		3	20.70	20.58	20.45	20.33	20.16	20.04	19.92	19.72	19.61	19.53	19.42	19.27
(c)		4	21.65	21.54	21.37	21.23	21.05	20.92	20.79	20.62	20.49	20.37	20.20	20.08
		5	22.68	22.52	22.37	22.22	22.08	21.88	21.74	21.55	21.41	21.28	21.10	20.96
		6	23.91	23.64	23.47	23.31	23.09	22.94	22.73	22.57	22.42	22.27	22.08	21.93
		7	25.25	24.88	24.69	24.51	24.33	24.10	23.92	23.70	23.53	23.36	23.15	22.99
		8	26.46	26.25	26.04	25.84	25.58	25.38	25.19	25.00	24.75	24.57	24.33	24.15
		2.5	26.04	26.20	27.17	27.78	28.41	29.07	29.76	30.49				
(d)		3	27.86	28.49	29.15	29.85	30.58	31.55	32.15	33.00				
		3.5	30.03	30.77	31.55	32.26	33.22	34.13	35.09	36.10				
		4	32.47	33.33	34.25	35.21	36.23	37.31	38.46	39.68				
		5	38.91	40.16	41.49	42.92	44.44	46.08	47.85	49.75				
		1.5	21.88	21.74	21.65	21.55	21.41	21.32	21.23	21.17	21.85	20.96	20.88	20.79
(e)		2	22.77	22.57	22.42	22.32	22.22	22.12	22.09	21.88	21.79	21.69	21.59	21.51
		3	24.45	24.33	24.27	24.07	23.92	23.81	23.70	23.58	23.47	23.36	23.26	23.15
		4	26.53	26.40	26.25	22.11	25.97	25.84	25.71	25.58	25.45	25.25	25.13	25.00
		5	29.07	28.91	28.74	28.57	28.41	28.17	28.01	27.86	27.70	27.55	27.40	27.25
		6	32.15	31.81	31.65	31.45	31.25	31.06	30.86	30.67	30.41	30.30	30.12	29.85
		7	35.84	35.60	35.34	35.09	34.84	34.59	34.36	34.01	33.78	33.56	33.33	33.09
(f)		2.5	22.42	22.37	22.32	22.27	22.27	22.22	22.17	22.12	22.10	22.06	22.02	21.98
		3	22.68	22.60	22.62	22.59	22.52	22.52	22.47	22.47	22.37	22.37	22.32	22.30
		4	23.31	23.26	23.26	23.20	23.15	23.13	23.09	23.04	22.99	22.94	22.94	22.90
		5	23.98	23.92	23.87	23.81	23.81	23.75	23.71	23.64	23.64	23.59	23.53	23.47
		6	24.63	24.63	24.57	24.51	24.45	24.45	24.38	24.38	24.32	24.27	24.21	24.15
		7	25.38	25.32	25.25	25.25	25.19	25.13	25.06	25.03	25.00	24.97	24.88	24.85

Por facilidad de construcción se pone $S = 0.10$ m. para estos valores se tiene una velocidad más baja lo que a su vez altera el calado y el valor de C, obligando a repetir el cálculo.

Se impone valores de velocidad y se comprueba

Los valores finales dan

$$V = 5.7 \text{ m/s}$$

$$A = 10 / 5.7 + 1.754$$

$$H = 0.877 \text{ m}$$

$$R = 3.754$$

$$R = 0.467$$

$$h = 8 \times 0.877 / 9 = 0.78$$

$$\frac{1000}{C} = 116.1 - 6.1 \times 7.8 - 2.4 / 0.78$$

$$C = 15.28$$

$$V = 15.28 \times (0.467 \times 0.297)^{1/2} = 5.7 \text{ m/s}$$

Al ser este valor menor de 6 m/s, está bien.

Una vez establecido el tipo y el tamaño de la rugosidad, se puede calcular el flujo para caudales menores del de diseño.

Se puede observar de la estructura de la fórmula 8 - 13 que se llega al mínimo valor de C con el valor de $h = 0.20$. Esto significa que la fórmula deja de ser aplicable para valores de calado menores. Por otro lado se tiene de acuerdo a la condición 8 - 18 que el flujo es inestable para valores de h menores de 0.3 m. O sea hasta el valor de $Q = 3.67 \text{ m}^3/\text{s}$

Los cálculos se presentan en la Tabla siguiente:

TABLA N.- 8 - 4

h	c	d	A	P	R	V	Q
0.2	10.9	0.30	0.6	2.6	0.231	2.92	1.75
0.3	11.14	0.40	0.8	2.8	0.286	3.25	2.60
0.4	11.67	0.50	1.0	3	0.333	3.67	3.67
0.5	12.37	0.60	1.2	3.2	0.375	4.13	4.95
0.6	13.25	0.70	1.4	3.4	0.412	4.63	6.49
0.78	15.28	0.88	1.78	3.76	0.468	5.70	10.0

BIBLIOGRAFÍA No.8

- 1.- Domínguez F.J. Hidráulica
Editorial Universitaria
Santiago de Chile 1952
- 2.- Fiodorov E.P. Causas de Formación de ondas en Rápidas (R)
Gidroteknicheskoe - Stroitelstvo
Moscú -Junio 1956
- 3.- GIDROTRANSTEI Instructivo para cálculos hidráulicos de
pequeñas estructuras (R)
Moscú 1967
- 4.- Kiselev P.G. Manual de Hidráulica (R) Moscú 1961
- 5.- Mostkov M.A. Manual de Hidráulica (R) Moscú 1954
- 6.- Schöklitsch A. Arquitectura Hidráulica
Gustavo Gili - Barcelona 1961
- 7.- Task Committee Aerated Flow in open Channels Journal-
of the Hydraulic Division - ASCE -
Mayo 1961

9. OBRAS DE RIEGO

9.1. PRINCIPIOS GENERALES

El desarrollo de las plantas depende de muchos factores entre los que están las condiciones climáticas, las características del suelo, las prácticas agrícolas, la competencia con otras plantas, etc.

Una de las condiciones principales para el desarrollo de la planta es tener una adecuada cantidad de agua en el suelo que es absorbida por las raíces y transpirada por sus partes verdes, especialmente por las hojas. Por lo general el agua que retiene el suelo y es usada por las plantas proviene de las lluvias.

Cuando la cantidad de agua recibida de la lluvia es insuficiente, este defecto debe ser cubierto en forma artificial por el riego.

Entre la información necesaria para el diseño de un proyecto de riego está la cantidad de agua que debe suministrarse a un cultivo, la forma de aplicación y la duración y frecuencia de los riegos.

Como resultado de la lluvia de un riego, el suelo retiene por capilaridad una cierta cantidad de agua y todo exceso se pierde por infiltración profunda o por escorrentimiento superficial. El máximo porcentaje de agua retenida así por el suelo se llama *capacidad de campo*.

Las plantas absorben esta humedad de la capa del suelo abarcada por sus raíces hasta llegar a un estado en el cual las fuerzas que retienen al agua son superiores a las de absorción de las raíces. El porcentaje correspondiente se llama *punto de marchitez* o *punto de agotamiento*. Un poco antes de llegar a este punto, se debe efectuar otro riego.

9.2. USO CONSUNTIVO

La cantidad de agua entre los dos límites antes indicados, se pierde en la atmósfera por evaporación desde el suelo y por transpiración de las plantas.

Los dos fenómenos unidos se conocen como evapotranspiración o uso consuntivo.

Existen numerosas fórmulas desarrolladas por varios autores, que permiten

calcular el uso consumtivo en función de factores meteorológicos. Entre estos están las de Blaney & Criddle, de Penman, Hargreaves, Thornwaite, Turc y otras. La elección del método usado depende esencialmente del tipo de información climática disponible.

Así por ejemplo según la fórmula de Blaney & Criddle (1950) la evapotranspiración mm/día está dada por:

$$U = f \times K_c$$

En la que:

f - $p \times (0.46 \times t + 8.13)$

t - temperatura en grados centígrados.

p - porcentaje diario de horas diurnas en el año calculadas en relación con un mes y latitud dadas.

K_c - coeficiente que depende del cultivo.

La fórmula ha sido actualizada por la FAO (Bibl. 9-2) en la forma siguiente:

$$U = (a + b \times f) \times K_c$$

En la cual los valores de los coeficientes "a" (entre - 1.45 y - 2.60) y "b" (entre 0.97 y 2.06) se obtienen en función de la velocidad del viento, humedad relativa y la relación entre horas reales y máximas posibles de insolación.

9.3. LLUVIA PROBABLE

El uso consumutivo mensual varía muy poco de año en año. En cambio la precipitación varía enormemente. El requerimiento neto de riego puede definirse como la porción del uso consumutivo no suministrado por la lluvia

Y por lo tanto varía junto con esta.

Por lo expuesto, los requerimientos de riego no deben calcularse a base de la lluvia media mensual pues solo satisfaría las necesidades del cultivo la mitad del tiempo. Debido a esto es práctica común estimar la lluvia, y por lo

tanto los requerimientos de riego, a base de consideraciones de probabilidad siendo el porcentaje establecido en función de consideraciones económicas.

Así por ejemplo se suele tomar un valor alto (90%) para un cultivo de alto rendimiento (hortalizas) y en cambio un valor bajo (60%) para un cultivo de bajo rendimiento (pastos).

El tratamiento probabilístico puede ser aplicado a la lluvia registrada o directamente a la lluvia efectiva cuya definición se da a continuación. La curva de duración de la lluvia para cada caso se puede obtener siguiendo el método indicado en el capítulo II de este libro.

9.4. LLUVIA EFECTIVA

Cuando la precipitación es pequeña, prácticamente toda el agua entra al suelo y es retenida por las fuerzas capilares, disponible para las plantas.

Si la lluvia es muy intensa, parte se pierde por infiltración profunda y parte escurre por la superficie. La parte de la lluvia que es retenida por el suelo y puede por lo tanto ser aprovechada por las plantas se llama lluvia efectiva. Su valor es un porcentaje que varía entre el 55% y el 100% de la lluvia total.

Si el valor de la evapotranspiración es alto, la reserva de agua en la capa superficial del suelo se consume rápidamente renovándose la capacidad para almacenar agua. Por lo tanto mientras mayor es el uso consuntivo, mayor es el valor de la lluvia efectiva. Este valor no puede ser nunca superior al de la evapotranspiración. Para el cálculo de la lluvia efectiva existen tablas y gráficos tales como los presentados por el Soil Conservation Service (Bibl. 9 ~ 4) de los Estados Unidos.

9.5. EFICIENCIA

La cantidad de agua V_T que teóricamente debe ser suministrada a un cultivo por medio del riego, es igual a la diferencia entre el uso consuntivo y la lluvia efectiva, $V_T = U - P_e$

Sin embargo, debido a una serie de pérdidas inevitables, la cantidad real de agua V_R que debe ser captada por las obras de toma de un río para servir a un regadío, es mayor que la teórica.

La relación entre los dos valores, se llama eficiencia total de riego y es igual a:

$$e_T = \frac{V_T}{V_R}$$

La eficiencia puede ser presentada de varias maneras y muchas veces se considera la eficiencia de conducción e_C que es la relación entre el agua que llega a la zona de riego V_A y el agua captada en la toma V_R . La diferencia entre los dos valores se debe a las pérdidas por filtración en los canales vistos en la sección 7.3.3. De este libro. Otra eficiencia considerada es la de aplicación e_A , que es la relación entre el agua aprovechada por las plantas V_T y el agua entregada a nivel de finca V_A . Estas pérdidas a nivel de finca se deben a evaporación, filtración fuera de la zona radicular y escurrimiento superficial.

Un factor importante que debe tomarse en cuenta es la experiencia de riego en la zona. Cuando ésta es escasa, el campesino no administra correctamente el agua y se producen pérdidas operacionales por escapes en compuertas mal cerradas, entregas en exceso de la capacidad de campo y otros errores.

Evidentemente la eficiencia total está dada por

$$e_T = e_C \times e_A$$

Con relación a la eficiencia, el Profesor Goldberg de la Universidad Hebreo de Jerusalén (Bibl. 9 - 3) dice lo siguiente:

"En proyectos que se supone fueron planeados, diseñados y operados apropiadamente, la eficiencia oscila entre 34 y 70 por ciento, con un promedio aproximado del 47 por ciento. Se registraron eficiencias más bajas en otras áreas. En los países del mundo menos desarrollados, las eficiencias del riego alcanzan aproximadamente del 20 al 30 por ciento".

La Universidad de Wageningen realizó (Bibl. 9-1) por encargo de la Comisión Internacional de Riego y Drenaje, un estudio de eficiencias en 57 proyectos de distintos países del mundo. Se obtuvo como resultado una eficiencia media del 30%.

La estimación de la eficiencia es una de las decisiones más importantes a la vez que difíciles dentro de un proyecto de riego.

Si se asume un valor demasiado bajo se encarece el proyecto, se reduce la superficie beneficiada y se origina problemas adicionales para el drenaje.

En cambio una eficiencia alta y la consiguiente falta de agua para los cultivos, significara una reducción en los beneficios operados del proyecto.

9.6. REQUERIMIENTOS DE RIEGO

Tanto los valores de la evapotranspiración como la lluvia efectiva se dan en mm/mes. La diferencia de los dos valores debe ser dividida para la eficiencia escogida y el resultado transformado en L/s-ha. Este último valor que varía de mes en mes se llama *dotación de riego*.

El área que va a ser regada generalmente se divide en zonas de riego, separadas por divisiones naturales como ríos o quebradas, servidas por canales de riego secundarios. El producto del área de cada zona de riego por la correspondiente dotación, da el caudal que debe ir por cada canal.

9.7. CONDUCCIÓN DEL AGUA

Desde la toma va un canal principal hasta el área que va a ser regada.

Una vez que llega a las diferentes zonas de riego se separan los canales secundarios y estos a su vez se ramifican en canales terciarios a cuaternarios según el tamaño de los lotes que van a ser servidos.

En el caso de canales que van por media ladera, no existe ninguna dificultad en conducir el agua hasta las zonas de riego que se encuentran por debajo de su cota.

En cambio, cuando los canales van por una llanura a sea por un terreno que tiene una pendiente transversal muy pequeña, es necesario tomar en cuenta en el diseño que la superficie del agua debe quedar a una elevación superior a la del terreno que está a los lados. En otras palabras se los debe construir parcialmente en relleno tal como se muestra en la figura 9-1 para que dominen y alcancen a regar los cultivos.

En lo posible, la mayor cantidad del material para el relleno, necesaria para la conformación de las banquetas laterales, debe provenir de la excavación del cajón del mismo canal para disminuir los prestamos laterales.

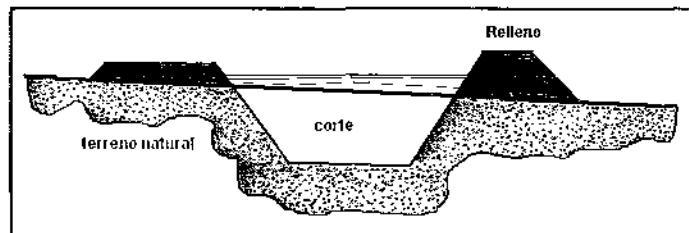


FIGURA 9 -1

9.8. DISTRIBUCIÓN DE AGUA

Muchas de las pequeñas acequias no tienen un caudal permanente sino que éste varía de acuerdo con el calendario de riego, pudiendo llegar a hacerse cero a ciertas horas.

Es necesario por lo tanto construir en los canales de riego obras llamadas partidores que permitan dividir el caudal. Como el caudal que va por cada ramal depende de la superficie a regarse y del tipo de los cultivos, su valor debe ser conocido y por esto conviene que las estructuras de división permitan también medirlo.

El tipo de obras depende del método de distribución del agua, siendo tres los principales:

- 1) **Flujo continuo.**- A cada usuario se le entrega el caudal que le corresponde en forma continua. Este sistema es muy cómodo para el dueño del canal, pues reduce los costos de operación, pero muy desventajoso para los pequeños agricultores. Cuando los terrenos a regarse son muy pequeños, los caudales lo son también y la cantidad de agua perdida por filtración se hace desproporcionadamente grande. Por este motivo este sistema se traduce en desperdicio de agua y rara vez es usado, salvo para regar grandes propiedades.
- 2) **Flujo intermitente.**- El agua se entrega a cada usuario en volúmenes y a intervalos determinados. La duración y la periodicidad del riego se calculan de acuerdo a la superficie del terreno, clima y tipo de cultivo. El caudal total que sale de un medidor es tomado por diferentes agricultores por turnos de acuerdo a un calendario de riego pre-establecido. El agricultor conoce cuándo y cuánto

tiempo debe dedicar al riego y por esto el desperdicio de agua es menor. Por este motivo, este sistema es el más usado en la mayoría de los países.

- 3) **Suministro de agua según pedido.**- Este sistema completamente primitivo que a veces se usa todavía es el más ventajoso para los agricultores, pues pueden regar sus terrenos cuando los cultivos más lo necesiten y también cuando disponen de tiempo para hacerlo. Sin embargo, es el menos conveniente para el dueño del canal, pues a menos de contar con un reservorio de almacenamiento, el agua se desperdicia en las épocas de poca demanda y escasea cuando la demanda es grande.

Cuando el caudal que debe ser entregado a los diferentes canales de distribución es variable, es usual hacer la división mediante compuertas. Las compuertas laterales, de entrada a los canales de menor orden, regulan el caudal y una compuerta frontal permite mantener el agua en el nivel necesario.

9.9. PARTIDORES Y MEDIDORES

Cuando los caudales que deben distribuirse son constantes o varían proporcionalmente al caudal que llega entonces la división y la medición se realiza mediante cajones de hormigón o de mampostería, provistos de vertederos en las paredes.

Cualquiera que sea el tipo del medidor, debe procurarse que se cumplan las condiciones siguientes:

- 1) El medidor no debe ser afectado por la arena y materia flotante.
- 2) Debe ser resistente a daños accidentales o intencionales por parte de personas interesadas en alterar su funcionamiento. De producirse cualquier alteración, esta debe ser fácilmente detectada.
- 3) Debe ser barato, de construcción simple y de ser posible, sin elementos móviles que pueden dañarse o atascarse.
- 4) Debe permitir la fácil y exacta medición de los caudales de salida.

- 5) La pérdida de carga producida en el canal debe ser la menor posible.

En el caso de haber varios vertederos de diferente ancho en un mismo cajón, los coeficientes de contracción lateral son diferentes para cada uno y son función de la carga de agua, razón por la cual es muy difícil hacer la distribución exacta. La fórmula generalmente utilizada es la 12 - 6 modificada por Francis según la cual $Q = M \times (b - 0.2 \times H) \times H^{3/2}$. Por este motivo cuando se desea una mayor precisión en la repartición del agua se construye un tipo especial de división que se llama el "reloj".

Consiste este en un tanque circular al cual llega el agua por el centro a través de un tubo que trabaja como sifón y que sale radialmente por vertederos situados en la periferie. En este caso las condiciones de flujo para todos los vertederos son aproximadamente iguales y el caudal es directamente proporcional a la longitud de la cresta del vertedero, o sea el ángulo que hace al centro.

Otra solución es utilizar el vertedero tipo Cipoletti en el cual los lados del vertedero no son verticales sino tienen una inclinación de 1 horizontal a 4 vertical con lo que se elimina la influencia de la contracción lateral.

La fórmula utilizada es la 12 - 6 en la cual el coeficiente $M=1.86$

Los medidores con vertederos no cumplen todas las condiciones indicadas antes. Son fáciles de construir y es fácil medir los caudales con bastante exactitud.

Sin embargo producen una pérdida de carga apreciable que no permite su utilización en terrenos con poca pendiente.

Además los cajones de división tienen el inconveniente de llenarse de arena con el tiempo, lo que obliga a limpiarlos periódicamente. Esta operación debe hacerse a mano, lo cual es molesto a menos que el terreno tenga una pendiente lo suficientemente grande que permita instalar una compuerta de fondo.

Por este motivo a veces se construyen divisiones en las cuales la salida de agua no se realiza por medio de vertederos sino de orificios situados junto al fondo. La solución no es aconsejable por dos razones:

- 1) La medición del caudal es mucho más difícil e incierta que en el caso de los vertederos.
- 2) Como por lo general los orificios trabajan sumergidos, el caudal que sale por ellos es fuertemente afectado por la condición del canal aguas abajo.

En cualquiera de las divisiones mencionadas el caudal es función lineal del ancho del vertedero o del área del orificio

En otras palabras, la distribución porcentual entre los distintos caudales es la misma cualquiera que sea el caudal total que viene por la acequia.

A veces es necesario construir una división tal que cualquiera que sea el caudal que llegue por la acequia, uno de los caudales de salida debe ser sensiblemente constante. Este caso podría producirse por una obligación legal o también si este caudal sirve para regar algún cultivo de alto valor y muy sensible a las variaciones de agua.

Una solución sencilla es sacar el caudal que debe ser constante por medio de un orificio y que puede variar por un vertedero triangular. La diferencia en los exponentes de $5/2$ y $1/2$ de la carga hace que cualquier variación del canal incida muy fuertemente en el vertedero y muy poco en el orificio. La variación del caudal del orificio, que debe ser libre, es tanto menor cuanto mayor es la diferencia de elevación entre el centro del orificio y el vértice del vertedero.

En 1928 el ingeniero R.I. Parshall diseñó un medidor basado en el principio de Venturi que se conoce ahora como el medidor Parshall.

Este medidor no tiene las desventajas de los otros pues no se obstruye con arenas, produce una pérdida de carga muy pequeña y no es afectado por la velocidad de aproximación.

Consiste en planta, en una sección triangular que se contrae hasta un tramo de paredes paralelas llamado garganta y después de una expansión.

El tramo de contracción tiene el fondo horizontal, el tramo recto tiene una caída y el tramo de expansión está en contragradiante.

Las dimensiones se establecen en función de las normas empíricas y cuando trabaja libre o sea no es sumergido, el caudal se mide en función de una sola lectura.

EJEMPLO No.9 - 1

Supongamos que tenemos un canal trapezoidal con los siguientes datos:

$$b = 0.40 \quad m = 1 \quad Q = 0.5 \frac{m^3}{s} \quad i = 0.003 \quad n = 0.030$$

El agua circula con un calado de $d = 0.58$ m.

Se desea derivar de este canal un caudal de 50 L/s, o sea que pasan 450 L/s.

- a) Dividiendo por medio de vertederos:

Se hará un cajón con un vertedero frontal y uno lateral.

Supongamos que el coeficiente del vertedero es $M=1.80$ y la carga adoptada $H = 0.25$ m.

Los anchos serán:

Para 450 L/s sin contracciones laterales:

$$b_1 = \frac{0.45}{1.8 \times 0.125} = 2m$$

Para 50 L/s. considerando las contracciones laterales:

$$b_2 = \frac{0.05}{1.8 + 0.125} + 0.05 = 0.27m$$

El vertedero lateral debe estar a una distancia igual a $6H = 1.50$ m. del frontal.

Calculando el calado para $Q = 0.45 \text{ m}^3/\text{s}$.

Encontramos que $d = 0.58$ m.

O sea, que el fondo del canal principal, a continuación del medidor, debe estar por lo menos 15 cm más bajo que aguas arriba del mismo.

b) Dividiendo por medio de Orificios:

Supongamos que aceptamos la misma pérdida en la superficie del agua $H=25$ cm. que en el caso anterior.

Tenemos que para 450 L/s.

$$0.45 = 0.62 \times A \times 4.42 \times 0.5 \\ A = 0.328m^2$$

El orificio de ser circular debería tener un diámetro de $D= 0.645$ m, o podría ser rectangular de 41 cm de alto por 80 cm de ancho.

Para 50 L/s.

$$0.05 = 0.62 \times 4.42 \times 0.5 \times A \\ A = 0.00365m^2$$

El orificio podría ser circular con un diámetro de $D= 0.216$ m. o rectangular de 0.182×0.20 .

El caudal total estaría dado por:

$$0.50 = 0.9 \times \sqrt{h} + 0.1 \times \sqrt{h}$$

Tendríamos:

$$0.50 = 0.9 \times \sqrt{h} + 0.10 + 0.1 \times \sqrt{h}$$

La ecuación se resuelve para $h = 0.16$ m, o sea que al frente pasan 459 L/s, mientras que hacia el lado pasan solamente 41 L/s. Quiere decir que el caudal lateral se ha reducido en casi el 20 %.

EJEMPLO No.9 - 2

Supongamos que para el caso del ejemplo anterior el caudal derivado de $Q = 50 \text{ L/s.}$ debe ser lo más constante posible, y que el caudal del canal varía de 400 a 600 L/s.

El cajón se hará con un vertedero triangular frontal, y un orificio lateral que trabajará libre.

Las dimensiones se escogen para el caudal mínimo de

$$Q=0.4 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Tenemos que la fórmula para el vertedero triangular es:

$$Q = 1.34 \times H^{2.48}$$

O sea:

$$0.350 = 1.34 \times H^{2.48}$$

$$H = 0.582 \text{ m}$$

Ubicamos el orificio de tal manera que su centro queda 50 cm. por debajo del vértice del vertedero.

Tenemos entonces que:

$$Q = C \times A \times \sqrt{2gh}$$

$$0.050 = 0.62 \times A \times 4.42 \times \sqrt{0.582 + 0.50}$$

$$A = 0.01754 = \frac{\pi b^2}{4}$$

$$D = 0.15 \text{ m}$$

Un orificio de este diámetro puede ser recortado en una plancha de hierro que se empotraría en la pared del cajón.

Establecidas las dimensiones se procede a comprobar los caudales.

Cuando el caudal es de 600 L/s tenemos:

$$0.6 = 1.34 \times (0.582 + y)^{2.48} + 0.0481 \times (1.082 + y)^{0.5}$$

Siendo "y" el valor en el que se sobreeleva el nivel del agua.

La ecuación se resuelve para $y = 0.115$ que da un caudal para el orificio de 52.6 L/s.

Se observa que la variación es de 2.6 L/s, o sea no pasa del 5.2%.

Si se aumenta la distancia entre el vertedero y el orificio, esta variación podría ser aún menor.

La ubicación del orificio respecto al vertedero se muestra en forma esquemática en la figura 9 - 2.

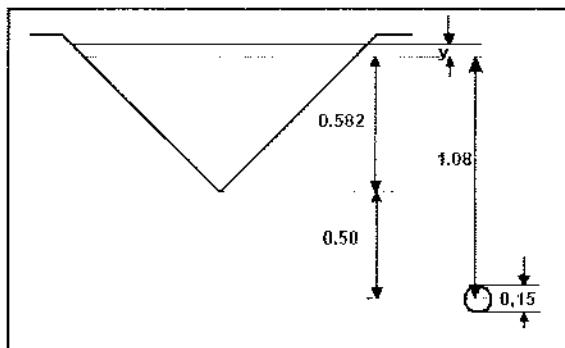


FIGURA 9 - 2

EJEMPLO No.9 - 3

La entrega de un caudal que varía poco a pesar de grandes fluctuaciones de caudal de llegada dentro del canal se ha tratado de conseguir mediante la instalación de dos cajones en los cuales las crestas de los vertederos no están situadas a la misma altura, tal como se muestra en la figura 9 - 3.

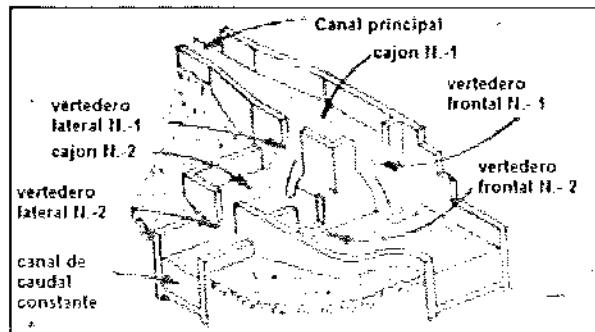


FIGURA 9 - 3

Así como los mismos datos del ejemplo 9-1 y 9-2, tendríamos lo siguiente:

Hacemos el diseño del primer cajón para el caudal mínimo de 400 L/s. Tenemos que el vertedero lateral No.1 de 22 cm. de ancho (antes de hacerle ningún aumento por contracciones laterales) trabaja con una carga de 25 cm.

El vertedero frontal No.1 calculado con la fórmula 12-6 para $Q = 0.350 \text{ m}^3/\text{s}$. trabaja con una carga de $H = 0.211\text{m}$.

La cresta del vertedero lateral se pone 5 cm más baja que la del frontal. Cuando el canal traiga 400 L/s. saldrán por el lateral un poco más de 50 L/s.

Cuando el canal trae 600 L/s tenemos:

$$0.60 = 1.8 \times 0.22 \times (H + 0.05)^{3/2} + 1.9 \times 2 \times H^{3/2}$$

La ecuación se resuelve para $H = 0.277 \text{ m}$
Al segundo cajón entrarían $0.0748 \text{ m}^3/\text{s}$.

El segundo cajón debe ser diseñado con el mismo criterio que el primero o sea que en ningún caso deje pasar menos de 50 L/s. Si tenemos los mismos anchos que en el primero, la carga sobre el lateral No.2 debe ser igual a $H = 25\text{cm}$.

O sea que la cresta del lateral debe estar 25 cm más baja que la del frontal No.2.

Para el caso de creciente cuando ingresan 74.8 L/s tenemos:

$$0.0748 = 0.4 \times (H + 0.25)^{3/2} + 3.6 H^{3/2}$$

Ecuación que se resuelve con $H=0.027$ cuando pasan por el lateral 58.3 L/s y regresan al canal principal 16 L/s.

La variación de caudal en el vertedero lateral es. Del 16%.

O sea que se obtiene resultados mucho mejores con la solución de vertedero triangular y orificio, en lo que se refiere a la constancia del caudal. Sin embargo se pierde menos altura en la solución de los vertederos a distinta altura.

Así con un solo cajón con vertedero triangular y orificio se pierde 58 cm de altura en el canal principal y 1.08 m en el de caudal constante.

Con dos cajones se pierde 0.28 m en el caudal principal y 0.53 m en el de caudal constante, tal como se muestra en el esquema de la figura N° 9 - 4.

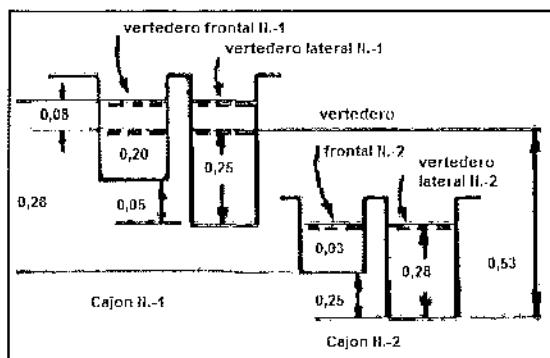


FIGURA 9 - 4

BIBLIOGRAFÍA No.9

1. - Bos M.G. & Nutgeren J. On irrigation efficiencies
International Institute for land
reclamation and improvement.
Wageningen 1974
2. - Doorenbos J. & Pruitt W.O. Las necesidades de agua en los
Cultivos F.A.O. Roma 1976
- 3.- Goldberg S.D. Técnicas y Métodos para el uso
eficiente del agua en Agricultura.
Centro Regional de ayuda técnica.
AID México 1974
4. - Soil Conservation Service. Irrigation water requirements.
U.S.D.A. Washington 1970

10. OBRAS PARA APROVECHAMIENTOS HIDROELÉCTRICOS

Los ríos que bajan de las partes elevadas hacia el mar, realizan un trabajo enorme. En condiciones naturales la energía que contienen se consume en vencer diversas clases de resistencias y se manifiesta en la erosión del cauce y en el transporte de sedimentos.

En las cabeceras los ríos tienen pendientes y velocidades grandes y la erosión es fuerte. Al llegar a la llanura las velocidades disminuyen y los sedimentos se asientan formando los depósitos aluviales. De esta manera, los ríos realizan el trabajo de nivelar el relieve, un trabajo enorme pero en gran parte inútil para el hombre.

Para aprovechar la energía hidráulica contenida en el río, hay que transformarla en mecánica (por medio de turbinas) y está en eléctrica (por medio de generadores).

El conjunto de instalaciones o estructuras en el que se realiza esta transformación mediante una concentración de la caída de nivel de agua se llama planta hidroeléctrica.

La carga estática o geométrica H_G es igual a la diferencia de elevación que existe entre los niveles libres de agua arriba A y abajo B de las turbinas.

La carga o caída neta H es igual a la caída geométrica a la que se resta todas las pérdidas que se producen entre los puntos antes mencionados A y B.

$$H = H_G - h_{AB} \quad 10-1$$

El caudal de agua Q se representa generalmente en m^3/s .

La potencia producida por las turbinas es teóricamente igual a

$$N = W \times Q \times H \quad \text{en} \quad Kgm / s \quad \text{siendo} \quad W = 1000 \text{ Kg} / m^3 \quad 10-2$$

La misma potencia en caballos de vapor es:

$$N = \frac{1000}{75} QH \quad QH = 13.33 QH \quad 10-3$$

Y en kilowatos

$$N = 13.33 \times Q \times H \times 0.736 = 9.81 Q \times H$$

10 - 4

En cualquier caso a la potencia hay que multiplicar por la eficiencia e_T de la turbina.

Este coeficiente depende de la construcción y tamaño de la turbina.

Para turbinas pequeñas de hasta 1 m de diámetro la eficiencia

$$e_T \text{ varia de } 0.88 - 0.91$$

Para grandes de hasta 10m la eficiencia llega a 0.94 – 0.96

La potencia producida por el generador, se obtiene multiplicando a la anterior por la eficiencia del generador, e_G .

$$\text{Para 5000KW } e_G 0.95 - 0.91$$

$$\text{Para 50000KW } e_G 0.97$$

$$\text{Para 500000KW } e_G 0.98$$

Si ponemos $K = 9.81 \times e_T \times e_G$

Tenemos que la potencia real es

$$N = K \times Q \times H$$

10 - 5

Se tiene para plantas: Grandes $K = 8.6 - 8.8$

$$\text{Medianas } K = 8.2 - 8.4$$

$$\text{Pequeñas } K = 7.8 - 8.0$$

Hay dos maneras de concentrar la altura de caída:

- 1) Planta al pie de presa. La carga se produce a expensas de la sobreelevación del agua remansada por la presa. La casa de máquina está junto al dique o dentro del mismo.

Se hace principalmente en ríos de llanura o cerca de la salida a la llanura, en ríos de poca pendiente cuando otro tipo sería muy caro.

- 2) Esquema por derivación. Los aprovechamientos hidroeléctricos por derivación directa se utilizan generalmente en ríos de montaña que tienen pendientes fuertes. El agua que se capta del río se conduce por media de canales abiertos que van a media ladera, con una pendiente menor que la del río. Como resultado la elevación del agua al final del canal es bastante mayor que la del río y con un sitio adecuado se puede aprovechar la caída para mover la turbina

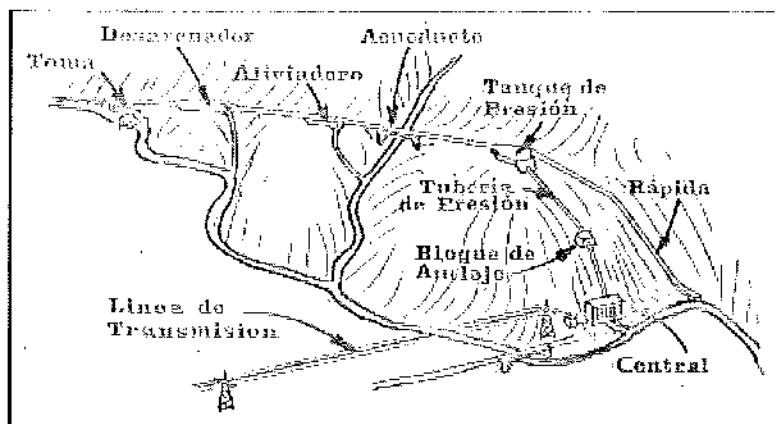


FIGURA 10 - 1

El esquema por lo tanto consiste de la obra de toma, que capta el caudal necesario de los canales y túneles con todas sus obras auxiliares que conducen el agua hasta el tanque de presión y de allí, a través de la tubería de presión de las turbinas y después al río. El edificio en el que están las turbinas los generadores y otros equipos se llama casa de máquina.

10.1. TANQUE DE PRESIÓN

10.1.1. Generalidades

El tanque de presión es una estructura hidráulica que se construye entre el final del canal o túnel de conducción y la iniciación de la tubería de presión

Cumple con las siguientes funciones:

- 1) Crea un volumen de reserva de agua que permite satisfacer las necesidades de las turbinas durante los aumentos bruscos de demanda.
- 2) Impide la entrada en la tubería de presión de materiales sólidos de arrastre y flotantes como basuras y hielo.
- 3) Produce la sedimentación de los materiales sólidos como arenas que vienen por el canal y permite su eliminación.
- 4) Desaloja el exceso de agua en las horas en las que el caudal de agua consumido por las turbinas es inferior al caudal de diseño.
- 5) Mantiene sobre la tubería una altura de agua suficiente para evitar la entrada de aire.
- 6) Proporciona la conexión necesaria para unir la tubería de presión con el túnel o canal que le antecede.

Por lo tanto, un tanque de presión se compone, tal como lo muestra la Figura No.1 0 - 1, de los siguientes elementos:

Un reservorio que tiene una capacidad suficiente, conectado al canal por medio de una transición y del cual el agua pasa a la tubería a través de una rejilla fina. Entre la rejilla y la tubería se instalan compuertas que permiten en el caso de necesidad, cerrar la admisión de agua a esta última.

Estas compuertas son generalmente del tipo deslizante por ocupar menor espacio y operadas con motores eléctricos para poderlas cerrar rápidamente en caso de necesidad. Antes de la rejilla, en las pilas o paredes, se dejan ranuras que permiten la instalación de compuertas de agujas para el caso de reparaciones. Si el cierre de las compuertas es

hermético, debe instalarse una tubería que permita entrar el aire y evite que se produzca vacío en la tubería.

En una de las paredes del tanque debe haber una compuerta de fondo que permita vaciarlo y lavarlo de los sedimentos que puedan haberse depositado en el fondo.

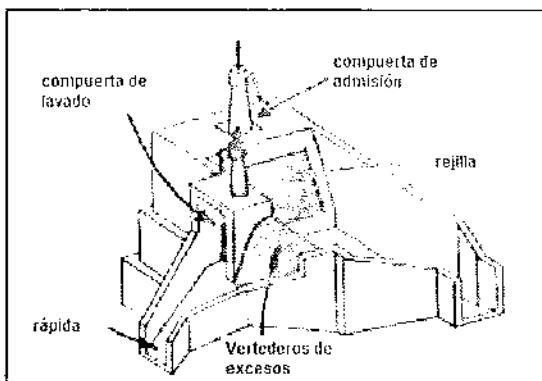


FIGURA 10 - 2

En la misma pared debe haber un vertedero o un sifón por el cual pueda desbordarse el agua en el caso de que las turbinas consuman un caudal menor que el que viene par el canal. El vertedero y la compuerta se conectan a un canal común, generalmente una rápida que lleva el agua al río o a una quebrada donde la erosión a no se produce o no puede causar daño. La tubería de presión se une al tanque de presión por medio de un anclaje. La tubería de presión debe estar situada a una profundidad suficiente para que no se produzcan remolinos y absorción de aire.

10.1.2. Entrada de aire

Si el nivel de agua sobre la entrada a la tubería de presión baje de un cierto valor, se forman remolinos por cuyo embudo es succionado el aire lo que puede ser perjudicial para el funcionamiento de las turbinas.

Por este motivo esto se toma en cuenta en el diseño para que con el máximo descenso del nivel de agua en el tanque de presión, quede siempre una cierta altura mínima de agua sobre la tubería.

Gómez Navarro (Bibl. No. 10 - 2) da para esta altura un valor mínima igual a

$$h = 10 \times \frac{V^2}{2g} \quad 10-6$$

Siendo V la velocidad en la tubería de presión.

Este valor es bastante grande como se puede apreciar de las siguientes consideraciones:

Supongamos que tenemos una altura h sobre una tubería de sección A por la cual un caudal Q con la velocidad V .

Igual que en un orificio, se produce a continuación de la entrada una contracción con una reducción de presión y a continuación una expansión con la consiguiente pérdida de energía, igual aproximadamente a:

$$h_f = 0.5 \times \frac{V^2}{2g}$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre la superficie del agua en el tanque de presión y la sección contraída, tenemos:

$$\frac{P_{atm}}{W} + h = \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{W} + h_f = \frac{3}{2} \times \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{W}$$

O sea, si queremos evitar la entrada del aire necesitamos conseguir que la presión en la sección contraída no baje de la atmosférica $P = P_{atm}$.

Entonces

$$h = \frac{3}{2} \times \frac{V^2}{2g} = k \times \frac{V^2}{2g}$$

Como normalmente la velocidad en la tubería varía entre

$$2m/s \leq V \leq 8m/s$$

Tenemos que la altura puede variar entre

$$0.31m \leq h \leq 4.90m$$

En la práctica se recomienda que k varíe entre 2 y 3 y que h no baje de 1 m.

Haciendo un estudio experimental de la formación de remolinos, Polikovski y Perelman (Bibl. 10-1) encontraron que para que estos no se formen debe cumplirse la condición:

$$h > 0.5 \times D \left(\frac{V}{\sqrt{2 \times D}} \right)^{0.55} \quad 10 - 7$$

Siendo

D = diámetro de la tubería de presión a la entrada.

10.1.3. Volumen del tanque de presión

El caudal que llega por el canal al tanque de presión es prácticamente constante e igual al de diseño cuando no existe reservorio de regulación diaria. En cambio el caudal consumido por la central varía con la carga. En las horas de peak se utiliza todo el caudal que viene pero el resto del tiempo el caudal utilizado es menor.

Si la conducción entre la toma y el tanque de presión es corta y hay poca pérdida de altura no se necesita de un aliviadero y el caudal se regula automáticamente.

Se pueden producir los casos siguientes que se ilustran en la figura No. 10 - 3.

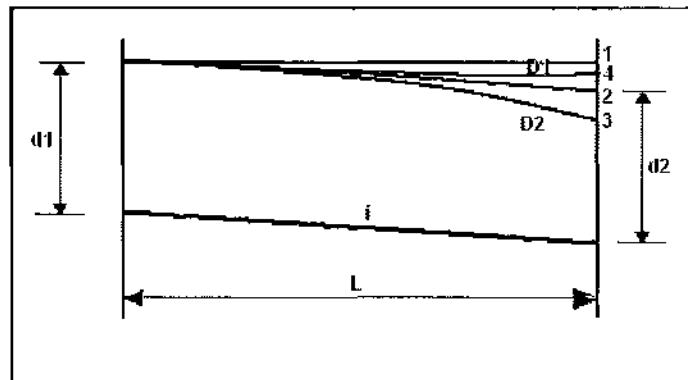


FIGURA 10 - 3

- 1) La cota al final del canal es igual a la de la entrada, o sea

En este caso naturalmente se tiene que el nivel del agua es horizontal; y $Q = 0$.

- 2) Los dos calados son iguales $d_1 = d_2$

Por lo tanto la línea del fondo y del agua son paralelas; el gradiente hidráulico es igual a la geométrica, y el caudal es igual al del diseño: $Q = Q_o$.

- 3) Si la cota del agua en el tanque baja del valor anterior, el flujo en el canal se hace acelerado y la superficie del agua en el canal sigue una curva de remanso D_2 . El caudal aumenta ($Q > Q_o$) hasta llegar a un valor máximo en el momento cuando $d_2 = d_{cr}$. Una vez que se ha llegado al calado crítico, el caudal no puede aumentar más aunque la cota del agua en el tanque disminuye por debajo del valor indicado. En vista de que el caudal máximo es mayor que el que entra en el canal, este comienza a vaciarse. Debe indicarse sin embargo que la diferencia entre el caudal máximo y el normal es muy pequeña debido a la gran curvatura y por lo tanto pequeña longitud de la curva D_2 formada.

Este es un caso que no puede producirse por estar la planta diseñada para un caudal máximo igual a Q_o .

- 4) Si el tanque tiene el agua en un nivel intermedio entre los casos 1 y 2, la superficie del agua sigue una curva D_1 y el flujo es retardado. El caudal es por lo tanto inferior al de diseño.

Por lo tanto si la demanda de la planta está aumentando al caudal máximo Q_o y el caudal en el canal es $Q < Q_o$, durante un cierto tiempo la diferencia de caudales $Q - Q_o$ debe ser cubierta a expensas del vaciado del tanque.

Si la distancia entre la toma y el tanque de presión es grande, no hay regulación automática de flujo y es necesario instalar un aliviadero. Entonces, si hay una reducción en la demanda en la central, y el caudal que va por la tubería de presión disminuye, el nivel en el tanque sube hasta dar al vertedero una carga suficiente para que desborde por el todo el exceso de caudal.

Para adaptarse a la curva de carga, la central cuenta con varios grupos turbina-generadores que se conectan y desconectan de acuerdo a la demanda.

La conexión de una turbina significa un aumento brusco de caudal y una depresión en la superficie de agua que se propaga en forma de onda negativa desde el tanque de presión, aguas arriba por la conducción.

Se procura, por lo tanto, darle al tanque de presión una superficie lo suficientemente grande para reducir la magnitud de la onda y para que tenga un volumen que pueda servir a la tubería de presión hasta que el flujo se adapte a las nuevas condiciones.

Existen algunas fórmulas empíricas que permiten determinar el volumen necesario de un tanque de presión. Así INECEL desarrolla lo siguiente:

$$\text{Volumen} = 38 \times Q^{1.25}$$

A continuación se presenta el procedimiento propuesto por Edward J. Low (Bibl. 10 - 3 y 10 - 4), para canales autorregulables.

Tenemos que según la ecuación de Euler (1755):

$$Xdx + Ydy + Zdz - \frac{g}{w} \times dp = d \times \frac{V^2}{2}$$

En un canal recto no hay aceleraciones laterales, o sea que $Y=0$.

Por lo tanto, integrando:

$$Xx - gz - \frac{g}{w} \times p = \frac{V^2}{2} + const.$$

$$\frac{V^2}{2} + \frac{p}{w} + z - X \times \frac{x}{g} = const.$$

Tenemos que

$$\frac{p}{w} = d = calado, \quad z = i \times L, \quad hf = J \times L$$

$$X = \frac{dV}{dt} = aceleracion\ paralela\ al\ eje\ del\ canal$$

Reemplazando los valores anteriores en la ecuación y aplicando la a dos puntos 1 y 2 separados una distancia L y considerando que $Z=iL$ y $hf=JL$ tenemos:

$$\frac{V_1^2}{2g} + d_1 + iL = \frac{V_2^2}{2g} + d_2 + J \times L + \frac{L}{g} \frac{dV}{dt}$$

Se puede asumir que si L no es demasiado grande, los valores de la velocidad y calado cambian muy poco. Entonces simplificando:

$$i - J = \frac{1}{g} \times \frac{dV}{dt}$$

La resistencia al flujo es proporcional a la velocidad al cuadrado. Tenemos para el flujo normal de diseño:

$$i = K_o \times V_o^2$$

Y para un flujo cualquiera:

$$J = K \times V^2$$

Se asume que al cambiar muy poco el calado

$$K_o = K$$

Entonces:

$$i - J = K_o \times (V_o^2 - V^2) = \frac{i}{V_o^2} \times (V_o^2 - V^2)$$

$$\text{Y reemplazando: } dt = \frac{V_o^2}{ig} \times \left[\frac{dV}{V_o^2 - V^2} \right]$$

Integrando esta expresión tenemos:

$$t = \frac{V^2}{i \times g} \times \left[\frac{1}{V_o} \times \tanh^{-1} \frac{V}{V_o} + C \right]$$

Si comenzamos a contar el tiempo desde el momento en que el tanque está lleno (caso 1) tenemos que:

$$t=0 \quad V=0 \quad \tanh^{-1} \frac{V}{V_o} = C=0$$

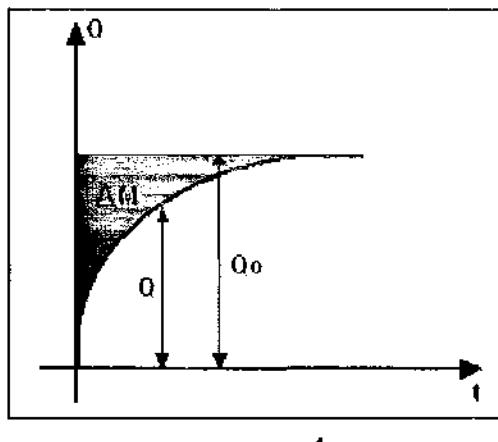
O sea

$$\tanh^{-1} \frac{V}{V_o} = \frac{i \times g \times t}{V_o}$$

$$V = V_o \times \tanh \frac{i \times g}{V_o} \times t$$

Multiplicando esta ecuación por el área, obtenemos que la variación de los caudales sigue la misma ecuación.

Asumiendo una demanda instantánea de Q_o por la central vemos que el canal no es capaz de proporcionarlo sino después de un cierto tiempo. La variación de los dos caudales se ven en la Figura 10-4.



.4

La zona rayada representa el caudal que debe ser proporcionado por el tanque de presión y que llamamos ΔM .

En la Figura No.10-4 se han trazado las correspondientes curvas de masas, o sea los volúmenes totales de agua que llegan al tanque de presión después del tiempo t .

La línea M_o representa los volúmenes que se tendrían si el flujo fuera uniforme y la línea M representa los volúmenes que llegan en realidad debido al flujo no-uniforme producido por la fluctuación del nivel en el reservorio o tanque de presión. Después de un cierto intervalo de tiempo las dos

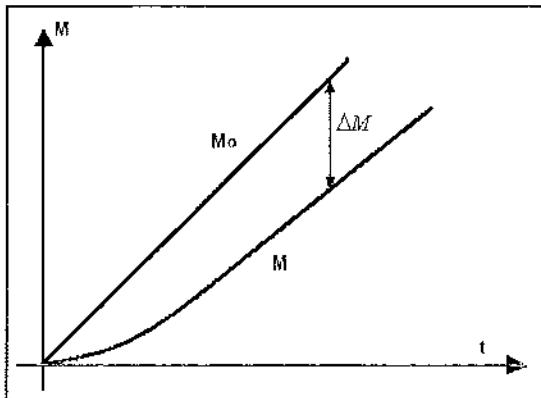


FIGURA 10 - 5

líneas se hacen paralelas y la diferencia de ordenadas ΔM representa el volumen que debe ser almacenado en el tanque.

Este volumen está dado por lo tanto por la expresión:

$$\Delta M = M_o - M$$

Siendo A la sección transversal del canal

El volumen se obtiene integrando la expresión de la velocidad

$$\Delta M = A \times V_o \times t - A \times V_o \times \left[\frac{V_o}{i \times g} \times \ln \cosh \frac{i \times g}{V_o} \times t + C \right]$$

Del grafico 10-5 se ve que cuando $t = 0$ $\Delta M = 0$; y por lo tanto la constante $C = 0$.

O sea:

$$\Delta M = A \times V_o \times \left[t - \frac{V_o}{i \times g} \times \ln \cosh \frac{i \times g}{V_o} \times t \right]$$

La parte curva M es asintótica a la recta, o sea, la toca cuando $t = \infty$:

$$\cosh \frac{i \times g \times t}{V_o} = \frac{e^{\frac{i \times g \times t}{V_o}} + e^{-\frac{i \times g \times t}{V_o}}}{2}$$

Si t tiende al infinito:

$$e^{-\frac{i \times g \times t}{V_o}} = 0 \quad \cosh = \frac{i \times g \times t}{V_o} = \frac{e^{\frac{i \times g \times t}{V_o}}}{2}$$

Luego:

$$\ln . \cosh \frac{i \times g \times t}{V_o} = \ln . e^{\frac{i \times g \times t}{V_o}} - \ln 2. \quad \text{Pero como } \ln . e^{\frac{i \times g \times t}{V_o}} = \frac{i \times g \times t}{V_o}$$

$$\frac{V_o}{i \times g} \ln \cosh \frac{i \times g \times t}{V_o} = \frac{V_o}{i \times g} = \frac{V_o}{i \times g} \left[\frac{i \times g \times t}{V_o} - \ln 2 \right] = t - \frac{V_o \times \ln 2}{i \times g}$$

De aquí:

$$\Delta M = A \times V_o \times \left[t - t + \frac{V_o}{i \times g} \times \ln 2 \right]$$

$$\Delta M = \frac{0.693 \times A \times V_o^2}{i \times g} \quad 10-8$$

Fórmula final que da el volumen necesario máximo que el tanque de presión debe tener por encima del nivel mínimo aceptable de agua.

En realidad no se parte de una cota del tanque de presión tal que el nivel de agua sea horizontal (caso 1) sino menor. Por lo tanto $V > 0$ al iniciarse el vaciado del tanque y el volumen necesario es menor que el dado por la fórmula. Sin embargo se lo puede tomar por seguridad.

EJ EMPLO No. 10-1

Se tiene un tanque de presión situado a continuación de un túnel circular revestido ($n = 0.015$) de un diámetro $D = 3.6$, gradiente $i = 0.001$ y que lleva un caudal de $Q = 18 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tenemos que

$$\frac{Q \times n}{D^{2.67} \times i^{0.5}} = \frac{1.8 \times 0.015}{3.6^{2.67} \times 0.001^{0.5}} = 0.28$$

De tablas vemos que esto corresponde a un calado de

$$d = 0.74 \times 3.6 = 2.66 \text{ m} \text{ y una sección } A = 0.623 \times 3.6^2 = 8.08 \text{ m}^2$$

La velocidad del agua sería $V = 18/8.08 = 2.22 \text{ m/s.}$

Se pregunta qué volumen debe poder almacenarse por encima del nivel mínimo de agua en el tanque.

Tenemos según la fórmula:

$$M = \frac{0.693 \times 8.08 \times (2.22^2)}{9.81 \times 0.001} = 2820 \text{ m}^3$$

Este volumen correspondería a un tiempo de

$$\frac{2820}{18} = 157 \text{ segundos}$$

10.1.4. Rejillas

Con el objeto de evitar la entrada de materiales flotantes en la tubería, entre ésta y el tanque de presión, se instalan rejillas finas.

Las rejillas se hacen generalmente de hierro (pletinas) de 50 x 5 mm ó de 60 x 6 mm de sección, unidas con hierros redondos y que se apoyan en marcos de hierro. Cuando las dimensiones son grandes, muchas veces tienen atrás perfiles transversales de hierro que sirven de apoyos intermedios. El ancho de paso deseado entre los barrotes se consigue con manguitos de separación instalados en los hierros redondos. Por lo general las rejillas se instalan en paneles de 0.5m de ancho, aunque a veces llegan a tener hasta 3 metros.

La separación depende del tipo de turbina. De acuerdo a Sokolov (Bibl.

10 - 5) se recomienda:

- 50 mm - 200 mm para turbinas de hélice
- 32 mm - 100 mm para turbinas Francis
- 20 mm - 65 mm para turbinas Pelton

La limpieza de rejillas se hace por medio de rastrillos especiales y para facilitarla, las rejillas están inclinadas con la horizontal en un ángulo A. El valor de este varía según la forma como se realiza la limpieza. Así tenemos:

$$\begin{aligned} A &= 50^\circ - 55^\circ \text{ para la limpieza a mano} \\ A &= 70^\circ - 76^\circ \text{ para la limpieza mecánica} \end{aligned}$$

La pérdida que se produce en las rejillas se calcula generalmente con la fórmula de Kirschmer (Bibl. 10- 2), según la cual:

$$hf = B \times \left(\frac{t}{s} \right)^{4/3} \times \frac{V^2}{2g} \times \sin A \quad 10-9$$

Siendo:

- t** - grueso del barrote
- s** - separación entre barrotes
- V** - velocidad de aproximación. Este valor se toma generalmente entre 0.5 y 1.2 m/s aunque en obras grandes se admite hasta 2.5 m/s.
- B** - coeficiente que varía según la forma de la sección transversal del barrote. Para pletinas comunes de sección rectangular, B = 2.42.

Si se redondean las esquinas de la parte frontal de las pletinas este valor baja a 1.83.

Debe indicarse que esta fórmula es válida si la rejilla está colocada perpendicularmente a la dirección del flujo. Si el flujo cambia de dirección las pérdidas aumentan considerablemente así por ejemplo, para una deflexión de 60° el valor de la pérdida puede aumentar hasta diez veces.

Otra fórmula, propuesta por el Bureau of Reclamation de los Estados Unidos, es:

$$h = 1.32 \times \left(\frac{t \times V}{s + t} \right) \times \sin A \times (\sec C)^{15/8}$$
10 - 10

En la cual:

h - pérdida en pulgadas

t - grueso del barrote en pulgadas

V - velocidad después de la rejilla en pies/segundo

s - separación entre barrotes en pulgadas

C - ángulo entre la dirección del flujo antes de la rejilla y la normal a la misma. Este ángulo debe ser menor de 90°.

10.2. TUBERÍAS DE PRESIÓN

El agua se lleva desde el tanque de presión hasta la casa de máquinas por medio de tuberías forzadas que son generalmente de acero aunque a veces, para pequeñas presiones, pueden hacerse de hormigón o de madera.

10.2.1. Cálculo de diámetro

El diámetro debe ser determinado a base de un estudio económico. Mientras mayor es el diámetro menores son las perdidas hidráulicas en la tubería y mayor es la potencia que se puede obtener del salto, pues se tiene que:

$$N = \frac{Q \times (H - h_f) \times e}{102}$$

Siendo:

N - potencia en kw

Q - caudal en m³/s

H - altura bruta de la caída en m

hf - pérdida hidráulica en m

e - eficiencia

Por otro lado, mientras menor es el diámetro menos cuesta la tubería y menores serán las anualidades de amortización que hay que pagar por la

misma. Es necesario por lo tanto realizar el cálculo con varios diámetros dentro de un margen admisible de velocidades, estableciendo los costos de la tubería y de la energía perdida por concepto de resistencias hidráulicas. La suma de los dos valores da una curva cuyo mínimo corresponde al diámetro económicamente más conveniente.

Las anualidades de amortización se calculan con la fórmula:

$$a = \frac{C \times r \times (1+r)^n}{(1+r)^n - 1} \quad 10 - 11$$

Siendo:

C - costo inicial

r - interés expresado como tanto por uno

n - número de años en que se paga la deuda

En el cálculo se deben tomar en cuenta factores de carga variables, considerar la eficiencia de la planta, establecer el costo futuro de la energía, etc.

A veces una evaluación analítica muy refinada no es justificable, pues muchos de los datos adoptados son inciertos, ya que dependen de la existencia en el mercado de determinados tamaños y espesores de tubería.

Además los precios fluctúan con frecuencia. Por este motivo se han desarrollado algunas fórmulas que se consideran apropiadas para un diseño preliminar.

Así tenemos que según Mannesman Rohren Werke el diámetro más económico está dado por las siguientes fórmulas:

Para la altura de caída $H < 100$ m.

$$D = \sqrt[7]{0.052 \times Q^3} \quad 10 - 12$$

Para $H > 100$ m.

$$D = \sqrt[7]{\frac{5.2 \times Q^3}{H}} \quad 10 - 13$$

En esta fórmula $H = h + h_1$ 10 - 14

$$h_1 = 0.15 \times \frac{L \times V}{T} \quad \text{sobrepresión debida al golpe de ariete}$$

En la cual:

L - Longitud de la tubería en metros

V - Velocidad del agua en m/s

T - Tiempo de cierre de la válvula de la turbina en segundos.

La fórmula es válida para

$$T > \frac{L}{500}$$

Otra fórmula dada por Gordon y Penman (Water Power - Sept. 1979) es:

$$D = 0.72 \times Q^{0.5}$$

10.2.2. Número de tuberías

Al determinar el diámetro más económico se presenta la cuestión de si conviene emplear una o varias tuberías. Según Bauerfeld (Bibl. 8-6). El empleo de **n** tuberías en vez de una encarece en $n^{1/4}$ el costo del tubo único.

CUADRO N.- 10 -1

Número de tuberías	1	2	3	4
Costos	1	1.10	1.17	1.22

10.2.3. Variación del diámetro

El costo de la tubería depende de su diámetro D y de su espesor e. A medida que aumenta la presión es necesario aumentar el espesor o

disminuir el diámetro, encontrándose que la solución más conveniente es la segunda.

Tenemos que el espesor de una tubería está dada por:

$$t = \frac{W \times h \times D}{2 \times s}$$

El volumen por metro de tubería está dado por

$$\pi \times D \times t = \frac{\pi \times D \times W \times h \times D}{2 \times s} = k_1 \times h \times D^2$$

Siendo k_1 una constante.

Siendo el peso específico del acero alrededor de 8 T/m³, el peso de un metro de tubería sería aproximadamente igual a $8000 \times \pi \times D \times t$, valor al que hay que aumentar un 10 % para solapas, cubrejuntas y remaches y 6 % para piezas de dilatación y otras análogas. Tenemos por lo tanto que el peso es de 29200 Dxt Kg/m.

El costo de un metro sería $c = k_2 \times h \times D^2$

La pérdida de carga está dada por la fórmula de Manning:

$$hf = 10.34 \times \frac{n^2 \times Q^2 \times L}{D^{5.33}} = k_3 \times \frac{L \times Q^2}{D^{5.33}} \quad 10-15$$

La pérdida en dos tramos sucesivos de diámetro D1 y D2 y longitud L será:

$$hf = k_3 \times L \times Q^2 \times \left(\frac{1}{D_1^{5.33}} + \frac{1}{D_2^{5.33}} \right)$$

Y el costo de los mismos dos tramos

$$c = k_2 \times L \times (h_1 \times D_1^2 + h_2 \times D_2^2)$$

Se debe satisfacer la condición de costo mínima y de perdida mínima, lo que se consigue derivando las expresiones y poniendo:

$$dhf = 0$$

$$dc = 0$$

Tenemos:

$$dhf = -5.33 \times k_3 \times L \times Q^2 \times \left[\frac{dD_1}{D_1^{6.33}} + \frac{dD_2}{D_2^{6.33}} \right]$$

De donde:

$$dD_2 = -\left[\frac{D_2}{D_1} \right]^{6.33} \times dD_1$$

También:

$$dc = 2k_2 \times L \times (h_1 D_1 dD_1 + h_2 D_2 dD_2) = 0$$

Reemplazando

$$h_1 \times D_1 \times dD_1 - h_2 \times D_2 \times \left[\frac{D_2}{D_1} \right]^{6.33} \times dD_1 = 0$$

Obtenemos la expresión final:

$$h_1 \times D_1^{-7.33} = h_2 \times D_2^{-7.33} = const. \quad 10-16$$

A esta condición corresponde una tubería cuyo diámetro va disminuyendo gradualmente hacia abajo, lo cual por razones técnicas no es posible.

En la práctica se divide la tubería en tramos, cada uno cilíndrico pero con el diámetro correspondiente a la altura terminal

Las transiciones se realizan con piezas cónicas. Una tubería forzada construida según esta regla tiene un costo del 6% más bajo que una tubería cilíndrica de igual pérdida total de carga.

Generalmente se escoge el diámetro variable para presiones $H = h + h_1$ superior a 100 m.

El cálculo se realiza en la forma siguiente:

Supongamos que tenemos una tubería de longitud L con el diámetro económico D y que hemos dividido en tres tramos como se indica a continuación:

CUADRO N.º 10 - 2

Carga estática	Longitud	Diámetro
0		
h_1	L_1	D_1
h_2	L_2	D_2
h_3	L_3	D_3

Igualando las pérdidas hidráulicas de la tubería compuesta con la del diámetro único, tenemos:

$$\frac{L}{D^{5.53}} = \frac{L_1}{D_1^{5.53}} + \frac{L_2}{D_2^{5.53}} + \frac{L_3}{D_3^{5.53}}$$

Poniendo todos los diámetros en función del correspondiente a la carga total h_3 , tenemos:

$$D_1 = \left(\frac{h_3}{h_1} \right)^{1/7.33} \times D_3 \quad D_2 = \left(\frac{h_3}{h_2} \right)^{1/7.33} \times D_3 \quad 10-17$$

Y reemplazando en la anterior llegamos a la expresión final:

$$D_3 = \frac{D}{L^{0.188} \times h_3^{0.136}} \times \left(L_1 \times h_1^{-0.727} + L_2 \times h_2^{-0.727} + L_3 \times h_3^{-0.727} \right)^{0.188} \quad 10-18$$

EJEMPLO No. 10-2

Tenemos una tubería de presión cuya alineación se muestra en la Figura 10-6 y que lleva un caudal de $Q = 4 \text{ m}^3/\text{s}$; la carga bruta $H = 120 \text{ m}$ y la longitud de la tubería es 220.58 m. Se pide encontrar el diámetro más conveniente de la tubería. Para esto se impone un diámetro que de una velocidad aceptable (entre 2 y 8 m/s) y se calcula la energía producida en el año y su valor, y se la compara con el costo de la tubería.

Tenemos que la potencia desarrollada está dada por:

$$N = 9.81 \times e \times Q \times (H - hf)$$

Y asumiendo una eficiencia de $e = 81.6\%$

$$N = 32 \times (120 - hf)$$

Siendo la pérdida por fricción, para $n = 0.012$, igual a:

$$hf = \frac{6.35 \times n^2 \times L \times V^2}{d^{4/3}} = \frac{0.202 \times V^2}{d^{4/3}}$$

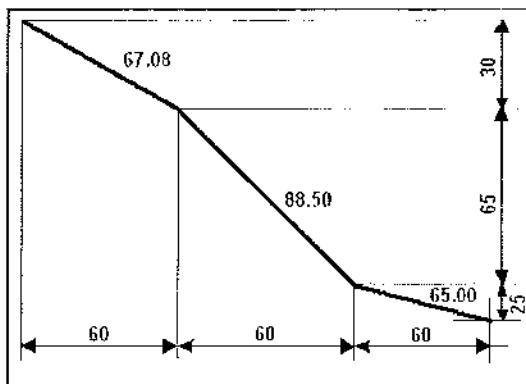


FIGURA 10 - 6

Si se tiene que la planta trabaja permanentemente, o sea 8 760 horas/año con un factor de carga de 0.5 y se vende la energía a razón de \$ 0.40 por kilowatio·hora, tenemos que la producción anual de la planta será de:

$$8760 \times 0.5 \times 0.4 N = 1752 N$$

Y el valor perdido por fricción, o sea la cantidad de dinero que no se percibe anualmente será:

$$1752 \times 32 \text{ hf} = 56100 \text{ hf}$$

El espesor de la tubería, para un esfuerzo de trabajo del acero de $S = 1200 \text{ Kg/cm}^2$ está dado por:

$$t = \left(\frac{1.25 \times p \times D}{2 \times \sigma} \right) + t_o = \frac{1.25 \times 1 \times 120 \times D}{2 \times 12000} + t_o = 0.00625 \times D + t_o$$

El valor de t_o varía de 5 mm a 2 mm, de acuerdo al valor del diámetro

El volumen de acero por metro de la tubería es $\pi \times D \times t$.

Asumiendo un peso específico de 8 T/m³ y un costo de S/. 15 000/T de tubería, tenemos que el costo por metro se obtendrá multiplicando el volumen por 120000. Para el costo total C de la tubería se multiplicaría además por la longitud de 220.58 m.

La tubería tendrá que ser pagada en $n = 10$ años con un interés de $r = 6\%$

El valor de la anualidad está dado por:

$$a = \frac{Cr(1+r)^n}{1 + (1+r)^n} = \frac{0.06 \times 1.79}{0.79} \quad C = 0.136C$$

$C = 26400.000 \times \text{Volumen.}$

$a = 3600.000 \times \text{Volumen.}$

Sumando la anualidad de amortización de la tubería con el valor de la energía que no se vende debido a las pérdidas hidráulicas, se obtienen los costos anuales totales. El mínimo costo nos da el diámetro de la tubería más conveniente, que para el caso del ejemplo es de 1.300 mm.

La tabla adjunta presenta los cálculos correspondientes.

TABLA N.- 10 - 1

D	1600	1500	1400	1300	1200	1100	1000	900	800
A	2.011	1.767	1.539	1.327	1.131	0.950	0.785	0.636	0.503
V	1.990	2.260	2.60	3.02	3.53	4.21	5.10	6.27	7.95
V ²	3.960	5.110	6.76	9.12	12.46	17.21	26.01	39.31	63.20
1/l(d ^{4/3})	0.534	0.583	0.638	0.704	0.784	0.881	1.000	1.150	1.350
V ² /l(d ^{4/3})	2.120	2.980	4.30	6.41	9.75	15.65	26.01	45.20	85.50
hf	0.430	0.600	0.87	1.30	1.97	3.16	5.27	9.14	17.30
120-hf	119.57	119.40	119.13	118.70	118.03	116.84	114.73	110.86	102.70
N	38.20	38.20	38.200	38.000	37.800	37.400	36.700	35.400	32.800
N pérdida	13.80	19.25	27.90	41.60	63.10	102	169	292	555
e	0.015	0.014	0.0138	0.0121	0.0115	0.0109	0.00925	0.00864	0.00800
Vol.	0.076	0.068	0.061	0.050	0.044	0.038	0.029	0.024	0.020
Pérdida anual	24200	33800	49000	73000	110500	178500	296000	511000	974000
Amortización	274000	245000	220000	180000	158500	137000	104500	86500	72000
TOTAL	298200	278800	269000	253000	269000	315500	400500	597500	1046000

Si se hubiera utilizado directamente la formula 10-13 de Mannesman tendríamos:

$$D = \sqrt[7]{\frac{5.2 \times 64}{120}} = 1157m$$

La fórmula de Gordon nos daría $D = 0.72 \times 4^{0.5} = 1.44 m.$

La discrepancia en el valor se debe a que la formula aproximada ha sido obtenida para condiciones normales de Europa que no necesariamente corresponden a las existentes en Ecuador. Así por ejemplo, si se hubiera tomado el costo de energía igual a S/. 0.20/Kw·hora, la tubería más ventajosa hubiera salido con un diámetro de $D= 1200 mm.$

El cálculo anterior se ha hecho para un diámetro único a lo largo de todo el tramo. Si dividiéramos la tubería en tramos tendríamos lo siguiente:

$$L_1 = 67.08 \quad h_1 = 30$$

$$L_2 = 88.50 \quad h_2 = 95$$

$$L_3 = 65.00 \quad h_3 = 120$$

$$L = 220.58 \quad D = 1.3m$$

$$D_3 = \frac{1.3}{2.76 \times 1.92} (67.08 \times 11.9 + 88.50 \times 27.5 + 65.0 \times 32.6)^{0.188}$$

$$D_3 = 0.246 \times (5360)^{0.188} = 1.23m.$$

$$D_1 = \left(\frac{120}{30} \right)^{0.136} \times 1.23 = 1.48m.$$

$$D_2 = \left(\frac{120}{95} \right)^{0.136} \times 1.23 = 1.27m.$$

La pérdida que se produce en la tubería compuesta es:

$$hf = 10.34 \times 0.000144 \times 16 \times \left(\frac{67.08}{8.10} + \frac{88.50}{3.58} + \frac{65.00}{3.01} \right) = 1.31m$$

O sea que es igual a la de la tubería única.

El costo de una sola tubería es:

$$(0.00625 \times 1.3 + 0.004) \times 3.14 \times 1.3 \times 120000 \times 220.58 = \$ / . 1325 .000$$

El costo de la tubería compuesta es:

a) Primer tramo:

$$(0.00156 \times 1.48 + 0.005) \times 3.14 \times 1.48 \times 120000 + 67.08 = \$ / . 273000$$

b) Segundo tramo:

$$(0.00495 \times 1.27 + 0.004) \times 3.14 \times 1.27 \times 120000 + 88.50 = \$ / . 436000$$

c) Tercer tramo:

$$(0.00625 \times 1.23 + 0.004) \times 3.14 \times 1.23 \times 120.000 + 65.00 = \$ / . 353000$$

TOTAL: \$ / . 1062000

Se observa que la tubería compuesta es más barata que la simple.

Evidentemente el ejemplo anterior es teórico pues no se puede utilizar los diámetros y espesores que da el cálculo sino aquellos que existen en el comercio con lo que las dimensiones, pesos y costos varían.

10.2.4. Trazado y colocación de la tubería

Las tuberías de presión pueden colocarse al aire libre o enterradas.

Al enterrar una tubería, las variaciones de temperatura son generalmente tan pequeñas que se puede prescindir de las piezas de dilatación. También la tubería yace directamente sobre el terreno y no necesita de apoyos intermedios sino solamente de anclajes en los puntos en los que cambia de dirección. Esto representa una economía en el costo de construcción.

Una gran desventaja de las tuberías enterradas es que es imposible la inspección y en casos de averías es muy difícil localizar el daño.

Por este motivo se utilizan tuberías enterradas solamente en el caso de emplear el hormigón armado o acero de pequeños diámetros.

Generalmente las tuberías se colocan al aire libre, apoyadas en zócalos. Para evitar desplazamientos irregulares de la tubería sobre los apoyos, se la ancla en puntos fijos. La distancia entre estos para tubería descubierta no debe exceder de 100 m a 150 m.

De acuerdo a la ubicación de los anclajes, existen dos sistemas de colocación de la tubería que se conocen como el rígido y el flexible.

En el sistema rígido los anclajes se construyen en todos los cambios de dirección. En el sistema flexible o francés, los anclajes se construyen en los tramos rectos, dejando libres los codos.

Debido a los cambios de temperatura, la tubería tiende a dilatarse y, al ser impedidas por los anclajes, desarrolla esfuerzos que son proporcionales a la temperatura. Por cada centímetro de variación tenemos que el esfuerzo producido en la tubería es igual a:

$$S = \pm E a$$

Siendo

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 = \text{modulo de elasticidad del acero.}$$

$$a = 0.12 \times 10^{-4} = \text{coeficiente de dilatación del acero.}$$

Reemplazando tenemos:

$$S = \pm 25.2 \text{ kg / cm}^2 - {}^\circ C$$

Esto produce esfuerzo en la tubería y empujes en los anclajes bastante grandes que pueden encarecer considerablemente la construcción. Para evitarlo se introducen piezas especiales de dilatación o compensadores ubicados entre los anclajes y por lo general a continuación y del lado aguas abajo de cada uno de ellos.

En el sistema francés, al dejar libres los cambios de dirección, las dilataciones o contracciones de la tubería provocadas por el cambio de temperatura, producen el desplazamiento de los codos y no hace falta instalar las piezas especiales que son caras y a través de las cuales pueden haber escapes de agua.

Este sistema no es muy usado, pues siendo indeterminado, es difícil de calcular y de construir y es muy sensible al movimiento de los anclajes, por pequeño que éste sea.

10.3. APOYOS Y ANCLAJES

10.3.1. Cálculo de fuerzas

Los anclajes son bloques de hormigón que impiden el movimiento de la tubería. Pueden ser del tipo abierto cuando la tubería está descubierta y sujetada al bloque por medio de piezas especiales de acero, o del tipo macizo cuando el hormigón cubre totalmente a la tubería y ésta está embebida dentro del bloque.

Para establecer las dimensiones de un bloque de anclaje deben calcularse primero todas las fuerzas que le son transmitidas por la tubería.

Estas fuerzas por el lado de aguas arriba del anclaje son las siguientes:

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

$$F_1 = (G_T + G_w) \times \cos \alpha$$

Siendo:

G_T - el peso de la tubería = $0.5 \times w \times L \times \pi \times t \times (D + t)$

G_w - el peso del agua = $(\pi \times D^2 \times L)/8$

α - el ángulo de la tubería con la horizontal

w - peso específico del acero = 7.9

Como longitud del tramo L se toma la mitad de la distancia del apoyo inmediato superior hasta el centro del anclaje.

- 2) La componente del peso propio de la tubería paralela al eje de la misma y que tiende a producir su deslizamiento hacia el anclaje.

Como longitud se toma el tramo comprendido desde la junta de dilatación hasta el anclaje.

$$F_2 = G_T \times \sin \alpha$$

- 3) Rozamiento en los apoyos que actúa hacia el anclaje (+) produciendo un esfuerzo de compresión en la tubería cuando aumenta la temperatura y produciendo un esfuerzo de tracción (-) cuando disminuye la misma.

$$F_3 = \pm f \times (G_T + G_W) \times \cos \alpha$$

Los valores del coeficiente de rozamiento f se dan en el cuadro No. 10 - 3 dado a continuación:

CUADRO N.- 10 - 3

Acero sobre hormigón con capa intermedia de cartón asfaltado	0.40
Acero sobre hormigón o mampostearla de piedra	0.45 – 0.50
Acero sobre acero	0.30 – 0.50
Acero sobre acero con lubricante de grafito	0.20
Acero sobre acero con lubricante sólido	0.12 – 0.10
Apoyos con cojinetes de rodillos o soportes – basculantes	0.05 – 0.10

- 4) Una fuerza paralela al eje, debido al rozamiento en el prensa estopas, positiva cuando aumenta la temperatura.

Las variaciones de longitud de la tubería se absorben en las piezas de dilatación que están diseñadas con un prensa-estopas en el que hay que superar el rozamiento entre la empaquetadura y el tubo liso. El coeficiente de rozamiento f_1 se toma entre 0.25 y 0.30.

Se admite que al empezar el servicio, la empaquetadura se comprime hasta que su ancho se reduce de b a $0.9 \times b$ y que la presión entre ella y el tubo es igual a la del agua.

La fuerza es igual a

$$F_4 = 0.9 f_1 \times \pi \times b \times D_1 \times H$$

De acuerdo al catalogo 31 de Taylor Forge and Pipe Works la fuerza de fricción puede tomarse igual a 500 lbs/ft de circunferencia o sea 745 kg/m.

Así se tendrá:

$$F_4 = 0.745 \times \pi \times D_1$$

Prácticamente se puede tomar $D_1 = D + 2t$

Siendo D el diámetro interior de la tubería y t el grueso de la pared de tubería.

- 5) Una fuerza axial en la junta de dilatación dirigida hacia el anclaje y debida a la pequeña diferencia de sección.

$$F_5 = 0.25 \times \pi \times (D_1^2 - D^2) \times H$$

H - carga de agua que existe en la junta

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

$$F_6 = 0.25 \times \pi \times D^2 \times H \times 1.25$$

H - carga de agua en el anclaje.

El factor de 1.25 se pone para incluir una posible sobrepresión por golpe de ariete.

- 7) La fuerza de arrastre del agua en dirección del movimiento de la misma.

$$F_7 = 0.25 \times \pi \times D^2 \times h$$

Siendo h la pérdida de carga por rozamiento hidráulico que se produce en el tramo considerado.

Además del lado hacia aguas abajo del anclaje se tiene fuerzas análogas que son:

$$F_8 = F_9 = F_{10} = F_{11} = F_{12} = F_{13} = F_{14}$$

Además de las fuerzas consideradas, actúa la fuerza centrífuga producida por el cambio de dirección en el codo. La dirección de esta fuerza coincide con la de la bisectriz del ángulo formado por las normales a la tubería.

Por facilidad de cálculo es conveniente reemplazar esta fuerza por dos iguales, coaxiales con la tubería y dirigidas hacia el anclaje, cuyo valor es:

$$F_{15} = F_{16} = \frac{Q \times V}{g}$$

La dirección y sentido de las fuerzas se muestra en la figura 10 - 7.

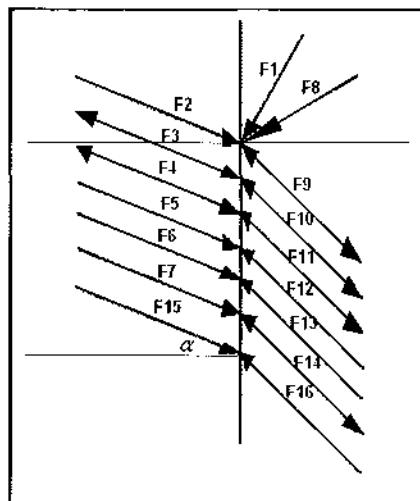


FIGURA 10 - 7

10.3.2. Apoyos intermedios

Los apoyos son bloques de hormigón que permiten que la tubería se deslice sobre ellos, cuando cambia de longitud debido a variaciones térmicas.

Las únicas fuerzas que actúan son las equivalentes a F_1 y F_3

La tubería apoyada sobre bloques de hormigón trabaja como viga continua. Si llamamos L a la luz entre apoyos, el momento de flexión producido es:

$$M = \frac{1}{12} \times (G_r + G_w) \times L \cos B$$

El momento resistente es igual aproximadamente a:

$$M_r = \frac{\pi \times t \times D^2}{4}$$

Y el esfuerzo máximo en la dirección del eje es;

$$S = \frac{M}{M_r} = \frac{(G_r + G_w) \times L \times \cos B}{9.42 \times t \times D^2}$$

Ecuación de la que se puede encontrar la distancia máxima entre apoyos. El esfuerzo admisible de tracción para tuberías de acero se toma generalmente entre 900 kg/cm^2 y 1600 kg/cm^2 . Generalmente la distancia L entre apoyos varía entre 6 y 12 metros.

10.3.3. Diseño de anclaje

Una vez calculadas todas las fuerzas que actúan sobre un anclaje se obtiene las resultantes de todas las fuerzas en sentido horizontal F_H y en sentido vertical F_V .

Las dimensiones ($L \times b \times y$) el bloque de anclaje se establecen en función de estas dos fuerzas más el peso propio G del bloque.

Las condiciones de estabilidad que deben ser satisfechas son las siguientes:

- 1) Las fuerzas de fricción entre el bloque y el suelo, deben ser superiores que el empuje horizontal F_H .

$$F_H < f \times (G \pm F_v) \quad 10-19$$

- 2) La resultante de todas las fuerzas debe pasar dentro del tercio medio de la base.

$$\frac{M}{F_v} > \frac{b}{3} \quad 10-20$$

- 3) La presión transmitida por el bloque al suelo debe ser menor que la capacidad portante S de este.

$$\frac{G \pm F_v}{b \times L} < S \quad 10-21$$

EJEMPLO No. 10 - 3

Se tiene una tubería que hace 20° con la horizontal aguas arriba del codo y 35° del lado de aguas abajo.

El diámetro interior es $D = 1.00\text{ m}$ y circula un caudal de $Q = 3\text{ m}^3/\text{s}$. La tubería tiene 120 m hasta la junta de dilatación superior y 10 m , hasta la inferior. Los apoyos están a 10 m entre si.

Las paredes de la tubería tienen un grueso de 2 cm y la tubería pesa 0.51T/m . La carga de agua en la junta de dilatación superior es de 5 m , y en el codo de 50 m .

Se pide calcular las dimensiones del bloque de anclaje.

Se tiene que la sección de tubería es:

$$A = 0.25 \times 3.14 \times 1.00 = 0.785\text{ m}^2$$

La velocidad del agua es $3/0.785 = 3.82\text{ m/s}$.

La pérdida de carga de acuerdo a la ecuación 10-11 es igual a:

$$h = \frac{10.34 \times 0.013^2 \times 32 \times L}{1.0} = 0.0157 \times L$$

Las fuerzas que actúan son:

$$F_1 = (0.705 + 0.51) \times 5 \cos 20 - 6.09T$$

$$F_2 = (0.51 \times 120 \times \sin 20) - 20.93T$$

$$F_3 = (0.4 \times 120 \times 1.295 \times \cos 20) = +58.43T$$

$$F_4 = (0.745 \times 3.14 \times 1.04) = +2.43T$$

$$F_5 = 0.25 \times 3.14 (1.04^2 - 1.0^2) S = 0.32T$$

$$F_6 = (0.785 \times 50 \times 1.25) = 49.09T$$

$$F_7 = (0.785 \times 0.0157 \times 120) = 1.48T$$

$$F_8 = (0.785 + 0.51)S \times \cos 35 = 5.31T$$

$$F_9 = (0.51 \times 10 \times \sin 35) = 2.93T$$

$$F_{10} = (0.4 \times 1.295 \times 10 \times \cos 35) = 14.25T$$

$$F_{11} = F_4 = +2.43T$$

$$F_{12} = 0.25 \times 3.14 (1.02^2 - 1.0^2) S = 5.74 = 3.57T$$

$$F_{13} = F_6 = 49.09T$$

$$F_{14} = (0.785 \times 0.0157 \times 10) = 0.12T$$

$$F_{15} = (3 \times 3.82) / 9.8 = F_{16} = 1.17T$$

Se observa que algunas fuerzas tienen una magnitud pequeña y puede despreciarse. Sin embargo para fines de ilustración el cálculo se hace con todas las fuerzas.

Las resultantes son:

a) La horizontal (positiva de izquierda a derecha)

$$F_H = -6.09 \sin 20 + \cos 20 (20.93 \pm 58.43 \pm 2.43 + 0.32 + 49.09 + 1.48 + 1.17) \\ - 5.31 \sin 35 + \cos 35 (2.93 \pm 4.25 \pm 2.43 - 3.57 - 49.09 + 0.12 - 1.17)$$

Con aumento de temperatura las fuerzas de fricción son dirigidas hacia el anclaje y $F_H = + 73.57 \text{ T}$.

Con disminución de temperatura las fuerzas de fricción se alejan del anclaje y $F_H = -29.89 \text{ T}$.

b) La vertical (positiva hacia arriba)

$$F_V = - 6.09 \cos 20 - \sin 20 (20.93 \pm 58.43 \pm 2.43 + 0.32 + 49.09 + 1.48 + 1.17) \\ - 5.31 \cos 35 - \sin 35 (2.93 + 4.25 ; + 2.43 - 3.57 - 49.09 + 0.12 - 1.17)$$

Para aumento de temperatura: $F_V = -22.88 \text{ T}$

Para disminución de temperatura: $F_V = +11.08 \text{ T}$

Tratándose de un codo convexo (el ángulo con la horizontal es mayor aguas abajo del anclaje de aguas arriba) la peor condición se produce con el aumento de temperatura y es para este caso que se diseña el anclaje.

Supongamos que el coeficiente de fricción con el suelo es $f = 0.3$, la resistencia portante del suelo $S = 30 \text{ T/m}^2$ y el peso específico del hormigón $W = 2.2 \text{ T/m}^3$.

Para la primera condición de estabilidad se tiene que el mínimo peso del bloque debe ser

$$73.58 < 0.3 \times (G + 22.88)$$

$$G \geq 222.38 \text{ T}$$

Entonces el volumen necesario del hormigón sería igual a:

$$\frac{222.38}{2.2} = 101.08 \text{ m}^3$$

Tomando un coeficiente de seguridad del 20% se tendría 121.3 m^3

Asumimos que la dimensión en el sentido del flujo es $L = 5 \text{ m}$.

En la Figura 10 - 8 se muestra la colocación de la tubería dentro del bloque para que tenga un recubrimiento de por lo menos 30 cm, y las dimensiones del bloque. Se obtiene una altura de bloque igual a $y = 4.5$ m.

El espacio ocupado por el tubo debe ser descontado del volumen del hormigón.

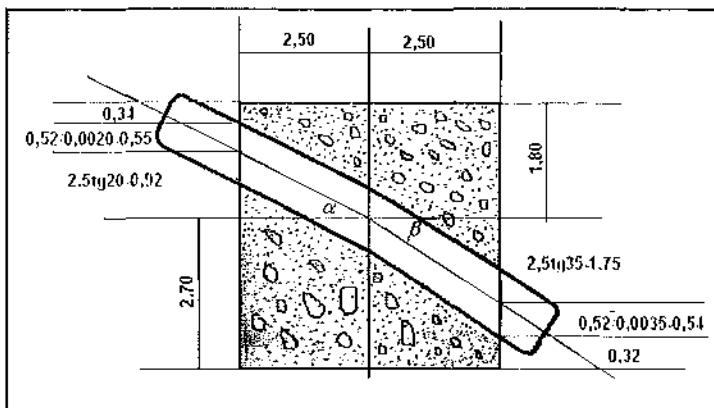


FIGURA 10 - 8

Espacio ocupado por el tubo

$$\frac{\pi \times 1.04^2}{4} \times \left(\frac{2.5}{\cos 20} + \frac{2.5}{\cos 35} \right) = 0.85 \times (2.66 + 3.05) = 4.85 \text{ m}^3$$

El volumen total del bloque con el tubo sería $121.3 + 4.85 \approx 126.15 \text{ m}^3$

El ancho del bloque se obtiene dividiendo el volumen para las dimensiones ya obtenidas

$$b = \frac{126.15}{5 \times 4.5} = 5.61 \text{ m}$$

El peso sería entonces:

$$2.2(5 \times 4.5 \times 5.6 - 4.85) = 266.537$$

La suma de las fuerzas verticales es:

$$266.53 + 22.88 = 289.41$$

La resistencia del suelo:

$$\frac{289.41}{5 \times 5.6} = 10.34 T / m^2. \quad \text{Está bien.}$$

La suma de los momentos respecto al punto A es:

$$M = 28941 \times 2.5 - 7358 \times 2.7 = 52486 \times Ta$$

La resultante para a una distancia de:

$$524.86 / 289.4 = 1.81 m$$

A la izquierda del punto A, o sea dentro del tercio medio de la base.

10.4. GOLPE DE ARIETE

Se llama golpe de ariete al aumento o disminución de presión que se observa en una tubería cuando en esta cambia bruscamente la velocidad del líquido que circula por ella. Es un caso de movimiento no estacionario en el cual las fuerzas de inercia son las causas de la variación de la presión.

En el siglo pasado era frecuente que revienten los tubos de una red de agua y esto se atribuía a la falta de resistencia de los mismos.

Por iniciativa de N.P. Zimin, Director del Agua Potable de Moscú, se encargó a N.E. Joukovsky (1847 - 1921), famoso hidráulico de ese tiempo, la investigación de este problema.

Analizando todos los datos experimentales, Joukovsky estableció la causa de las averías y propuso la solución teórica para determinar los esfuerzos producidos en una tubería al desconectar las bombas o interrumpir en cualquier otra forma brusca el flujo. En su estudio publicado en 1898 Joukovsky dio el nombre de "golpe hidráulico" a este fenómeno que en español se ha traducido como "golpe de ariete" y en inglés como "martillo de agua".

Entre 1903 Y 1913 el ingeniero italiano Allievi estudió el golpe de ariete haciendo una importante aportación a su conocimiento.

El golpe de ariete se produce principalmente cuando se cierran las válvulas que regulan la entrada de agua en las turbinas.

En el instante en que la llave se cierra, el agua que se encuentra junto a ella se detiene y la energía cinética se transforma en presión. Si el tubo fuera rígido, el líquido incompresible y el cierre de la válvula instantáneo tendríamos, según la ecuación de Newton, que se produciría una presión infinita.

En realidad como resultado del aumento de presión el líquido se comprime y las paredes del tubo se expanden. Esto permite que entre en el tramo una cantidad adicional de agua antes de que esta se detenga. Después lo mismo sucede en la sección situada inmediatamente más arriba. En esta forma el aumento de presión se propaga hacia el reservorio que tiene una superficie libre y donde el proceso se detiene.

Por tratarse de una velocidad de propagación de la onda de presión y no de una velocidad material, para diferenciar los términos muchas veces se le llama celeridad de la onda.

Cuando la onda de presión llega al reservorio toda la tubería está dilatada y toda el agua está comprimida. Es imposible que en el reservorio exista una presión mayor que la correspondiente a la profundidad de agua sobre la tubería, de modo que al llegar a este punto la sobrepresión se reduce instantáneamente a cero.

Como ya no existe movimiento de agua, ésta empieza ahora a dilatarse y la tubería a contraerse. Este proceso inverso comienza en el reservorio y se propaga hacia la válvula. Por inercia sale una cantidad de agua mayor que la que entró y la tubería reduce su diámetro a un valor menor que el inicial con el resultado de una reducción de la presión. Teóricamente el valor en el que baja la presión es igual, pero de signo contrario que el aumento de presión que se tuvo antes. Después de esta onda de decompresión se tiene una nueva onda de compresión y así sucesivamente. En realidad el proceso se repite pero cada vez con menor intensidad.

Por falta de una total elasticidad de las paredes y de fricción en el líquido, parte de la energía se disipa en calor, y el proceso se va amortiguando hasta desaparecer.

Si la longitud de la tubería es L y la celeridad es c , el tiempo que tarda la onda de compresión en llegar al reservorio es L/c . El tiempo en que tarda la onda de decompresión en regresar a la válvula es también L/c . El tiempo total de recorrido, llamado fase, es $2L/c$.

De esta manera para un cierre instantáneo la sobrepresión Δp junto a la válvula permanece constante por este mismo tiempo ($2L/c$) antes de ser afectada por la onda de decompresión. La presión inferior a la normal dura también el mismo tiempo.

Para un punto situado a una distancia x desde el reservorio, tenemos que el tiempo de ida y regreso de la onda es $2x/c$ y éste es el mismo tiempo de duración de la sobrepresión. La sobrepresión se produce con un atraso de $(L-x)/c$ respecto a la sección de la válvula.

Junto al tanque de presión, es decir $x = 0$ la duración de la sobrepresión es cero, o sea que solamente se producen aumentos instantáneos de presión.

En la Figura No.10 - 9 se presentan los tres casos mencionados:

Se ve que la duración de la sobrepresión es diferente para todos los puntos de la tubería, pero la intensidad o amplitud es la misma.

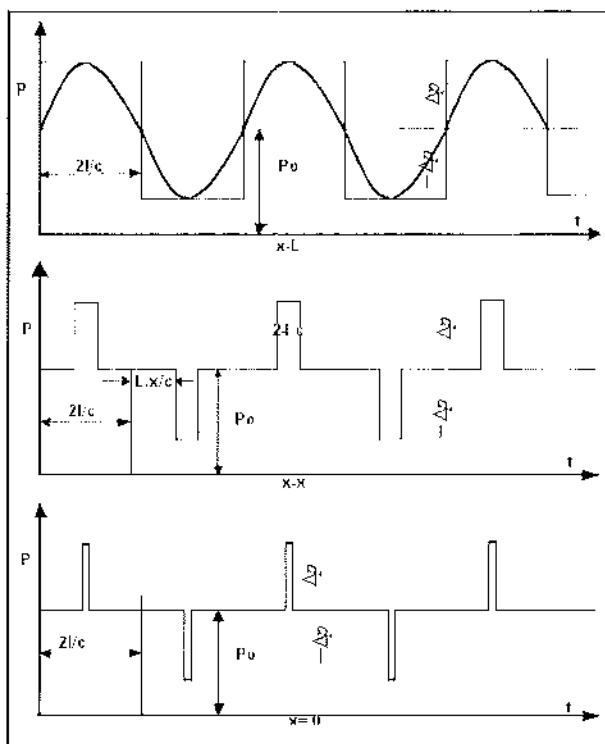


FIGURA 10 - 9

Antes del cierre de la válvula, el agua viaja con velocidad uniforme y tiene un gradiente hidráulico correspondiente al flujo normal. La sobrepresión que se produce en la válvula viaja aguas arriba con la velocidad c , estableciéndose un gradiente hidráulico momentáneo. Paralela a la normal pero a una altura Ah sobre ella, como se ve en la Figura No. 10-10. Pero a medida que la onda de presión llega a un punto cualquiera B de abscisa x , en el tramo BA el agua va esta inmóvil y el gradiente hidráulico debe hacerse cero. Por lo tanto, en vez de formarse una línea de gradiente paralela a la normal, tiende a producirse una curva paralela al gradiente normal en B y que tiende a la horizontal en A . O sea que las presiones tienden a hacerse superiores a las piezométricas más la carga de velocidad, en un valor igual a las pérdidas hidráulicas.

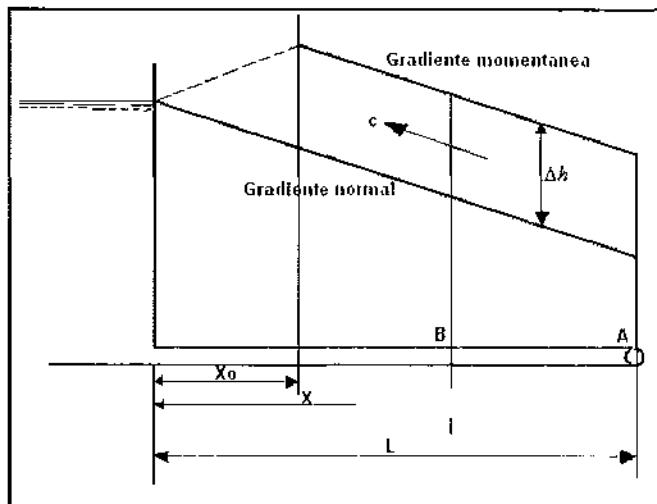


FIGURA 10 - 10

La magnitud de la sobrepresión para el cierre instantáneo puede determinarse en la siguiente manera:

Tenemos que toda el agua contenida en la tubería se detiene una vez que la onda ha llegado al reservorio, o sea después de un tiempo $t = L/c$.

De la ley de Newton tenemos:

$$F = m \times \frac{dV}{dt} = \frac{W \times A \times L \times (V_1 - V_2)}{g \times t}$$

Reemplazando la longitud $L = tc$ y tomando en cuenta que al final del tiempo t el agua se ha detenido $V_1 - V_2 = V$.

Tenemos:

$$F = \frac{W \times A c \times V}{g}$$

Pero la fuerza es debida a la sobrepresión Δh , o sea:

$$F = W \times A \times \Delta h$$

Igualando

$$W \times A \times \Delta h = \frac{W \times A c \times V}{g}$$

$$\Delta h = \frac{c \times V}{g} \quad 10-22$$

De la ecuación vemos que el aumento de presión es independiente de la longitud de la tubería, pues está dado solamente en función de la celeridad de la onda y de la velocidad del agua.

Físicamente es imposible cerrar instantáneamente una válvula y en realidad se necesita un tiempo t_v para hacerlo.

Pueden par lo tanto producirse dos casos: Si el tiempo de cierre es menor o igual que la fase $t_v \leq 2L/c$, es equivalente en lo que a la intensidad de la presión se refiere a que si el cierre fuera instantáneo.

Si $t_v \geq 2L/c$, entonces la onda de baja presión alcanza a llegar desde el reservorio hasta la válvula antes de que se complete el cierre y adquiera su máximo valor.

En el primer caso, si $t_v < 2L/c$, el aumento de la presión no es instantáneo, pero el valor de la presión máxima sigue siendo igual.

Si $t_v = 2L/c$ la curva termina en puntas agudas, pues la duración de la sobrepresión es cero pero la amplitud también es igual a la máxima.

La forma de curva depende de la operación de la válvula.

Cualquiera que sea la rapidez de cierre, habrá una distancia X_0 del reservorio para la cual $t_v > \frac{2X_0}{c}$. Por lo tanto en la realidad la onda de presión máxima no puede extenderse hasta el reservorio sino solamente hasta esta distancia X_0 . Desde allí baja desde el valor máximo hasta el valor $\Delta h = 0$.

Debido al amortiguamiento antes mencionado, la variación real de la presión junto a la válvula sigue la curva indicada en la Figura No. 10 - 9.

- a) **Primer caso:** $t < 2L/c$. (Según N. Joukovski). La energía total cinética contenida en el líquido es:

$$\frac{m \times V^2}{2} = \frac{W \times A \times L \times V^2}{2 \times g}$$

Esta energía se consume en comprimir el agua y en dilatar el tubo.

Si llamamos a la sobrepresión $\Delta p = W \times \Delta h$ tenemos que la fuerza máxima que comprime el agua es:

$$P = W \times \Delta h \times A$$

Siendo A la sección del tubo.

De resistencia de materiales sabemos que la deformación está dada

$$d = \frac{P \times L}{E \times A} = \frac{W \times \Delta h \times A \times L}{E \times A} = \frac{W \times \Delta h \times L}{E}$$

E = modulo de elasticidad del agua.

La energía consumida por el agua igual al trabajo es igual a la fuerza por distancia:

$$T_A = P \times d = \frac{W \times \Delta h \times L}{E} \cdot \frac{W \times \Delta h \times A}{2} = \frac{(W \times \Delta h)^2}{2} \cdot \frac{A \times L}{E}$$

a la expresión se divide para 2, pues la fuerza aumenta del valor 0 al valor P .

La fuerza media que tiende a dilatar a la tubería es:

$$P_T = \frac{W \times \Delta h \times D \times L}{2}$$

El esfuerzo soportado por las dos partes del tubo es:

$$\frac{P_T}{2 \times e \times L} = \frac{W \times \Delta h \times D \times L}{4 \times e \times L} = \frac{W \times \Delta h \times D}{4 \times e}$$

e = espesor del tubo

La deformación se obtiene de la fórmula:

$$\frac{d_T}{\pi \times D} = \frac{W \times \Delta h \times D}{4e \times E_t}$$

$$d_T = \frac{W \times \Delta h \times \pi \times D^2}{4e \times E_t}$$

El trabajo realizado es:

$$T_r = P_t \times d_t = \frac{W \times \Delta h \times D \times L}{2} \times \frac{W \times \Delta h \times \pi \times D^2}{4 \times e T_t} = \frac{(W \times \Delta h)^2}{2} \times \frac{D \times L \times A}{e \times E_t}$$

La energía cinética se consume en realizar los dos trabajos indicados. o sea :

$$T = T_A + T_T$$

$$W \times A \times L \times \frac{V^2}{2g} = \frac{(W \times \Delta h)^2}{2} \times \frac{A \times L}{E} + \frac{(W \times \Delta h)^2}{2} \times \frac{D \times L \times A}{e \times E_t}$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{W \times \Delta h^2}{E} + \frac{W \times \Delta h^2 \times D}{e \times E_t}$$

$$\Delta h = \sqrt{\frac{V}{\frac{W}{g} \left[\frac{1}{E} + \frac{D}{e \times E_t} \right]}}$$

De la ecuación anterior (10 - 22) para Δh vemos que la velocidad de propagación de la onda o celeridad es igual a:

$$C = \sqrt{\frac{W}{g} \times \left[\frac{1}{E} + \frac{D}{e \times E_t} \right]}$$

Que es también igual a la velocidad del sonido dentro de la tubería:

$$C = \sqrt{\frac{W}{g} \times \left[\frac{1}{E} + \frac{D}{e \times E_t} \right]} = \sqrt{\frac{E \times g}{w} \times \frac{D \times E}{1 + \frac{D \times E}{e \times E_t}}}$$

Para el agua el valor:

$$\sqrt{\frac{E \times g}{w}} = 1425 \text{ m/s}$$

O sea que el valor de la sobrepresión se puede tomar, igual a:

$$h = \frac{C \times V}{g}$$

o también:

$$P = \frac{w \times C \times V}{g}$$

Los valores de los módulos de elasticidad son:

$$E = 21\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ para el agua}$$

$$E_t = 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ para el hierro fundido}$$

$$E_t = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ para el acero}$$

b) Segundo caso: $tv > 2L/C$

Existen muchos procedimientos y formulas apropiadas y como una de las

más fáciles se recomienda la de Michaud.

$$P = \frac{w}{g} \times V \times C \times \frac{T_0}{T \times v} + \frac{2w \times V \times L}{g \times t_v} \quad 10-23$$

Siendo:

$$T_0 = 2L/C$$

t_v = tiempo de cierre de la válvula en segundos.

o la de A.A. Morozov:

$$h = \frac{2 \times S}{2 - S} \times h_o \quad 10-24$$

Siendo:

$$S = \frac{L \times V}{g \times h_o \times t_v}$$

10.5. CHIMENEA DE EQUILIBRIO

La sobrepresión producida por el golpe de ariete en el caso de cierre no instantáneo está dado por la ecuación 10 - 23, o sea que depende de varios factores. Como el diámetro de la tubería de presión se obtiene a base de un cálculo económico previo, se ve que la magnitud de la sobrepresión depende básicamente de la longitud de la tubería y del tiempo de cierre de la válvula.

Por lo tanto, para reducirla es necesario: o aumentar t o disminuir L . No se puede aumentar mucho el valor de t , pues puede aumentar peligrosamente la velocidad de las turbinas y generadores.

En el caso de las turbinas Pelton se subsana esto por medio de una doble regulación que consiste de una válvula especial que interrumpe el flujo en la tubería y de un deflector que desvía el chorro. Esto permite reducir rápidamente el caudal que actúa sobre las paletas dando tiempo para que la válvula se cierre lentamente sin producir un golpe de ariete de importancia.

En las turbinas Francis y hélice no se dispone de esta doble regulación, y por esto, o el cierre es rápido o se debe disponer de válvulas especiales de aliviaciόn.

En ambos casos se pierde agua y por lo tanto potencia.

Una forma de solución para este desperdicio de caudal ha sido el empleo de las campanas de aire. Sin embargo estas tienen la limitación obvia de volumen. Además el aire se disuelve en el agua, tanto más rápidamente cuanto mayor es la presión. Por este motivo las campanas de aire deben estar provistas de una compresora que renueve el aire cada vez que el volumen de este disminuya de un cierto límite.

La solución más común es la de la chimenea de equilibrio que consiste en un reservorio de pequeña capacidad y gran altura intercalado en la tubería de presión. En esta forma al conectar un punto con la presión atmosférica se consigue reducir la longitud de la tubería y por lo tanto el golpe de ariete. La sobrepresión producida por este no se propaga aguas arriba de la intercalación de la chimenea.

Por esta razón la ubicación ideal de la chimenea sería junto a la casa de maquinas, pero esto no es posible, pues en un momento de cierre de válvula, la elevación del agua en la chimenea sobrepasaría a la del tanque de presión. O sea que la altura de la chimenea sería prácticamente irrealizable desde el punto de vista del costo.

Por este motivo, la chimenea se ubica generalmente en un cambio de pendiente de la caída. El primer tramo, generalmente largo y de poca pendiente, situado entre el tanque de presión y la chimenea se llama galería de presión y el segundo tramo es la tubería de presión propiamente dicha.

La chimenea suprime el golpe de ariete pero introduce el problema de la oscilación del nivel de agua. Siendo las oscilaciones amortiguadas o sea decreciente, solo se necesita calcular la primera que es la mayor.

Si el flujo disminuye bruscamente, se produce una onda de compresión (golpe de ariete) que se desplaza a lo largo de la tubería de presión hasta la chimenea y se amortigua rápidamente. Sin embargo toda el agua de la galería sigue fluyendo hacia abajo y en la chimenea transforma su energía dinámica en sobre-elevación del nivel. Después esta energía potencial se

transforma nuevamente en dinámica produciendo un flujo de sentido contrario en la galería y oscilaciones que son diferentes a las de las ondas de compresión del golpe de ariete.

En todo caso la altura de la chimenea debe ser lo suficientemente grande para que durante la máxima elevación el agua no se desborde y durante la mínima no pueda entrar el aire en la tubería.

La chimenea de equilibrio más simple tiene la forma de un cilindro vertical que puede ser construido como una torre de hormigón armada de acero o puede ser cortado como chimenea (de donde viene el nombre) dentro del macizo rocoso que antecede a la central.

La magnitud de la máxima oscilación se calcula en la siguiente forma aproximada, tomando en cuenta que la energía cinética contenida por el agua se transforma en trabajo de elevación dentro de la chimenea.

Si llamamos:

A - Sección de la chimenea.

a - Sección de la galería.

L - Longitud de la galería.

Z - Elevación o bajada desde el nivel anterior en la chimenea.

ΔV - Cambio en la velocidad

Tenemos:

$$\frac{W}{2} \frac{A \times Z^2}{2} = \frac{W \times a \times L \times (\Delta V)^2}{2g}$$

$$z = \sqrt{\frac{a \times L \times \Delta V^2}{g \times A}} = \Delta Q \times \sqrt{\frac{L}{g \times A \times a}} \quad 10-25$$

Los cambios considerables de caudal pueden producir oscilaciones fuertes que pueden demorar mucho tiempo en amortiguarse, lo cual a su vez introduce un factor de inestabilidad en el funcionamiento de la planta. Para evitar esto se recomienda que la sección de la chimenea de equilibrio sea mayor que el valor siguiente:

$$A > \frac{a \times L}{2g \times k \times (H - 2 \times \sqrt{hp + V^2/g})} \quad 10-26$$

Formula en la cual además de los valores conocidos tenemos:

H - Carga total.

k - h/v^2 .

H - $hg + V^2/2g$.

hg - Pérdidas en la galería.

hp - Pérdidas en la tubería de presión.

Como norma de orientación (Bibl. 8-4) se ha establecido que chimenea es necesaria siempre que:

$$\sum L \times V \geq K \times H$$

Siendo:

L - Longitud de la galería

V - Velocidad medida del agua en la misma.

H - Altura total de caída.

K - Coeficiente que se toma entre 15 y 25.

Otro criterio es construir la chimenea siempre que el valor de la sobrepresión por el golpe de ariete llegue al 40% del valor de la presión estática **H**

En vista de que la magnitud de las oscilaciones, en chimeneas simples en forma de cilindro abierto, puede resultar muy grande, se ha buscado modificaciones en el diseño entre las que se tiene:

Chimeneas con una contracción a la entrada con el objeto de producir una resistencia al flujo.

Chimeneas en forma de un tanque cerrado con una cámara de aire en la parte superior que, al comprimirse, contribuye a amortiguar las oscilaciones.

Chimeneas diferenciales que tienen un doble cilindro de tal manera que el agua en el cilindro interior y en el exterior oscilan fuera de fase.

BIBLIOGRAFÍA No. 10

- 1.- Fokeev V.S. Formación de vórtices en centrales eléctricas (R) Moscú 1964
- 2.- Gómez Navarro J.L. & Aracil J. Saltos de agua y presas de Embalse. Madrid 1964
- 3.- Low E.J. How to compute Forebay storage.- Water power London -March 1962
- 4.- Low E.J. Forebay sized quickly.- Water Power. London March 1963
- 5.- Sokolov D.Y. Aprovechamiento de Energía Hidráulica (R) Moscú 1965

APÉNDICES

11. DATOS HIDROLÓGICOS NECESARIOS

Para proyectar una obra hidráulica es necesario conocer los caudales del río que se quiere aprovechar.

Con este propósito se instalan estaciones de aforo o fluviométricas los aforos se realizan por medición directa de velocidades en distintas secciones del río. Utilizando molinetes, flotadores, colorantes u otros métodos. Como no es factible realizar estas mediciones en forma continua, lo que se hace es medir los niveles de agua en la sección de aforo y establecer una relación funcional entre los caudales y los calados. Esta relación se representa por medio de una curva que se llama curva de caudales. En esta forma es posible colocar un limnímetro o un limnígrafo que registre permanentemente los niveles de agua y convertirlos directamente a caudales.

La curva que representa la variación del caudal con el tiempo se llama hidrógrafo o hidrograma. La superficie que queda por debajo del hidrógrafo representa el volumen total escurrido por el río durante el periodo considerado que generalmente es de un año. Dividiendo este volumen para el número de segundos que hay en el período se obtiene el caudal medio-anual, estacional, mensual o diario del río.

11.1. CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de un río es variable en el tiempo, lo que tiene gran importancia para el diseño. Una obra debe ser proyectada en tal forma que pueda captar todo el caudal de diseño, pero no más que éste, y, al mismo tiempo debe permitir el paso de las crecientes sin sufrir daños.

Si la obra se proyecta para un caudal mayor que el que se intenta o se puede captar, estará sobredimensionada, lo que significa desperdicio de dinero. Por otro lado, si no tiene capacidad suficiente para las crecientes, puede destruirse, a veces con catastróficas consecuencias.

Por esto es fundamental, determinar con la mayor precisión posible el mínimo caudal utilizable y el máximo caudal de creciente que puede producirse.

Por lo general no es económico hacer el diseño para el mínimo caudal de estiaje, pues es posible que este haya sido registrado en un año excepcionalmente seco o se produzca solo unos pocos días al año. Todos los demás caudales serían mayores y se estarían desaprovechando grandes cantidades de agua.

Es posible disminuir la magnitud de la variación del caudal par medio de reservorios, y mientras más grande es la capacidad de estos, mayor es la regulación de caudales que se consigue. Sin embargo, los reservorios o presas de embalse son generalmente obras sumamente costosas y muchas veces no se justifican económicamente.

Por esto, todas las obras de toma deben ser proyectadas para algún caudal que este garantizando un cierto porcentaje de tiempo. Por ejemplo, un caudal garantizado en un 90% del tiempo significa que se le puede aprovechar este porcentaje del tiempo y que solamente 37 días al año los caudales serán menores.

Los porcentajes varían según el uso que se le dé al agua. En el caso de la producción de la energía eléctrica, si esta falla, hay que reemplazarla con unidades termoeléctricas, pues una suspensión puede ser muy grave para hospitales, industrias y otras organizaciones. En el caso del riego, la disminución del agua implica o la reducción de la dotación o de las superficies de cultivo, y cualquiera de las dos significa pérdidas en las cosechas. Sin embargo, debido al agua retenida en el suelo, los cultivos resisten mejor que la industria la disminución en los caudales de agua.

Los porcentajes recomendados que se obtienen de una curva de duración varían entre los siguientes límites:

Agua potable	90 % a 97 %
Plantas eléctricas	75 % a 95 %
Riego	70 % a 90 %

11.2. CURVA DE LA DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIAS

Las variaciones en la magnitud de los fenómenos naturales tales como lluvias, caudales de río y otros, no siguen ninguna ley matemática sino que son completamente casuales y por esta razón para su análisis se utilizan

métodos estadísticos.

Si se tiene un numero N de observaciones de alguna variable X podemos dividir los valores de X en ciertos intervalos de variación y encontrar el número de veces n_1, n_2, n_3 que estos valores ocurren.

Dibujando en las abscisas los valores X y en las ordenadas los valores n , obtenemos un gráfico escalonado que representa la frecuencia de ocurrencia de los distintos valores.

Muchas veces en lugar de tomar los valores N se ponen los valores $n1/N, n2/N$, etc., obteniéndose entonces la distribución en función de porcentajes. Si el número de valores N aumenta y la magnitud de los intervalos disminuye, los escalones se hacen cada vez más pequeños y el gráfico se transforma gradualmente en una curva continua que se llama curva de distribución de las frecuencias o curva de probabilidad de ocurrencia. Si la probabilidad $n/N = 0$ quiere decir que el fenómeno no ha ocurrido. Si la probabilidad $n/N = 1$ quiere decir que el fenómeno es completamente cierto o se ha producido todas las veces que se ha tomado los registros. Los valores intermedios dan la probabilidad de la ocurrencia de un fenómeno. Así 0.25 quiere decir que el fenómeno puede ocurrir el 25% ó la cuarta parte del tiempo.

Una curva de probabilidad o de distribución de frecuencias tiene los siguientes valores notables:

- 1) Promedio aritmético, que es igual a la suma de todos los valores dividida para el número de estos. Se presenta con:

$$x = \sum \frac{x}{N}$$

10-26

- 2) Mediana, que es el valor de X por el cual pasa la ordenada que divide a la superficie bajo la curva en dos partes iguales. O sea que la mitad de los valores, situados ala izquierda, son menores que la mediana y la otra mitad son mayores.
- 3) De modo, que es el valor de X que ocurre el mayor número de veces, o sea el que corresponde al máximo de la curva.

Las curvas de distribución de frecuencias pueden ser simétricas o asimétricas. Son simétricas cuando los tres valores antes descritos son iguales. Una de las distribuciones más conocidas de este tipo es la curva de Gauss.

Los fenómenos hidrológicos dan por lo general distribuciones asimétricas. La asimetría se representa con el radio de asimetría "r" que es la distancia entre el modo y el promedio aritmético. Este tipo de distribución puede ser representado con bastante exactitud con la curva de probabilidad de Pearson. Tipo III como se muestra en la Figura 11 - 1.

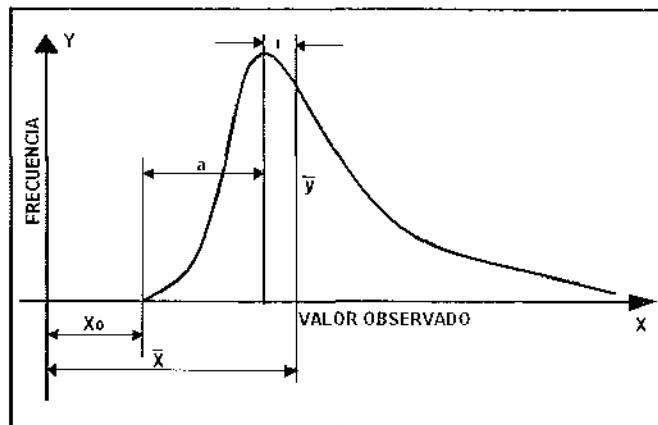


FIGURA 11 - 1

Su ecuación está dada por:

$$y = y_o \times e^{-x/r} \times \left[1 + \frac{x}{a} \right]^{a/r}$$

En esta ecuación:

r - Radio de asimetría

y_o - Ordenada del modo

a - Distancia desde el origen de la curva al modo, obteniéndose estos valores de la curva de distribución de frecuencias.

Además de la curva binomial de Pearson existen otras aunque en la práctica las diferencias son pequeñas.

11.3. CURVA DE DURACIÓN

Si sumamos todas las frecuencias o probabilidades "n" de todos los valores inferiores al "X" considerado, obtenemos la curva que se llama de duración. Esta representa por lo tanto la integración de la curva de frecuencias y se muestra en la Figura 11 - 2

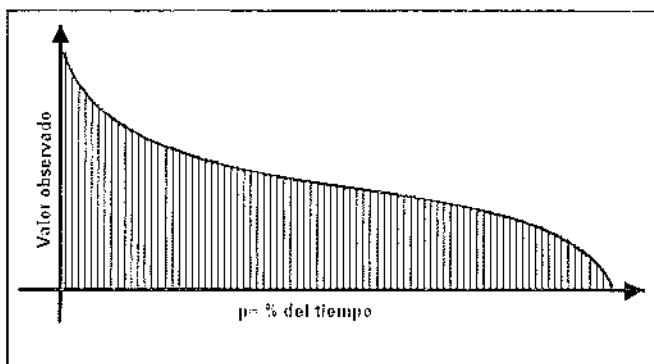


FIGURA 11 - 2

Por lo general se cambia de coordenadas poniéndose el valor "x" en las ordenadas y en las abscisas la frecuencia acumulada, o sea el número de veces, como porcentaje del total, en que este valor de "x" es excedido.

El método de trazado para una serie de valores experimentales es el siguiente:

Se ordenan todos los valores de "x" en orden descendente del mayor al menor y se les asigna un numero de orden "m". La probabilidad de que ocurra un valor "x" a mayor está dada por:

$$p = m/N$$

Si el número total de valores registrados "N" es menor de 30 se recomienda utilizar otras expresiones para la probabilidad, tales como la de Weibull.

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

A la de Chegodaiev

$$P = \frac{m - 0.3}{N + 0.4} \quad 11-3$$

La curva de duración así obtenida tiene una forma escalonada y, siendo de carácter experimental, solo es válida para una periodo de tiempo igual al cubierto por los registros.

Es interesante por lo tanto poder trazar una curva de duración para un periodo de tiempo tan grande como se quiera. Para esto, además del promedio aritmético, se necesita encontrar otros dos para metros que son los siguientes: (Bibl. 3 - 2).

Coeficiente de variación igual a la desviación cuadrática estándar dividida por el promedio aritmético:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (K-1)^2}{N-1}} \quad 11-4$$

En la cual $K = x/\bar{x}$

Y coeficiente de asimetría:

$$C_s = \frac{\sum (K-1)^3}{N \times C_v^3} \quad 11-5$$

Los errores medios expresados en forma de porcentaje que se cometen en el cálculo de estos valores son los siguientes:

Para el coeficiente de variación:

$$E_v = 100 \times \sqrt{\frac{1 + 3C_v^2}{2 \times (N-1)}}$$

Para el coeficiente de asimetría:

$$E_s = 100 \times \sqrt{\frac{6 + 36C_v^2 + 30C_v^4}{N \times C_s^2}}$$

Se observa que mientras que para C_v los errores son relativamente pequeños, para C_s se hacen sumamente grandes. Así por ejemplo para $N=10$ y $C_v = 0.1$ el error para C_v es de 24 %, mientras que para C_s llega al 399 %. Por esta razón se recomienda no calcular el valor de C_s sino para valores de N superiores a 100.

En la curva de dispersión de frecuencias se cumple la propiedad:

$$a + r = \frac{2C_v}{C_s}$$

Y en la curva presentada en la Figura No. 11 - 1 se observa que:

$$a + r = x - x_{\min}$$

O poniendo las abscisas en unidades adimensionales:

$$a + r = K - \bar{K}_{\min}$$

De aquí obtenemos la relación

$$C_s = \frac{2C_v}{1 - \bar{K}_{\min}} \quad 11-6$$

Cuando se trata de calcular las crecientes de los ríos producidos principalmente por aguaceros muchas veces se utiliza la relación:

$$C_s = \frac{4C_v}{1 - \bar{K}_{\min}}$$

Y en ciertos ríos el coeficiente de C_v puede llegar a 6, o a veces, inclusive, sobrepasar este valor.

Cuando no se conoce el valor de K_{min} , se toma $C_s = 2 C_v$ o sea que se asume que en la probabilidad del 100% el valor de x (ó Q en nuestro caso) llega a cero. Si $C_s > 2 C_v$ quiere decir que el caudal del río nunca baja de un cierto valor superior a cero. Si $C_s < 2 C_v$ quiere decir que el río pasa con caudal cero, o sea seco una parte del año. Este es el caso de ríos de regiones secas como por ejemplo en Ecuador los de la Península de Santa Elena y algunos ríos de Manabí.

Los valores de las ordenadas de la curva de duración teórica en función de la probabilidad de ocurrencia, se dan en tablas calculadas para distintas relaciones de C_v y C_s .

La curva teórica puede trazarse aproximadamente con la fórmula:

$$x = \bar{x}(1 + T \times C_v) \quad 11 - 7$$

Los valores de T se dan en la TABLA No. 11 - 1 calculada por Rybkin. (Bibl. 3 - 2).

En el ejemplo No. 11 - 1 se presenta el cálculo de una curva de duración, para determinar la precipitación máxima. Las curvas de duración sirven también para obtener, tanto los caudales aprovechables como los de crecientes de un río.

Frecuentemente se presenta al caso de tener que establecer la variación de los caudales en ausencia de datos registrados. En este caso, si se quiere tener una idea aproximada, se pueden utilizar métodos empíricos sacrificando la exactitud.

Así tenemos las siguientes formulas desarrolladas para la Unión Soviética.

a) Fórmula de Sokolovski (bibl. 11 - 1)

$$C_v = \alpha - 0.063 \log(A + 1)$$

En la cual:

A - superficie de la cuenca en Km^2

$$a = 0.723 - 0.213 \log M$$

M - módulo de escorrentía entre 0.4 y 1.0

El valor de "a" varía normalmente entre 0.4 y 1.0.

b) Fórmula de Menkel - Kritzki (bibl. 11-3)

$$C_v = \frac{0.83}{A^{0.06} \times M^{0.27}}$$

11.4. CÁLCULOS DE CRECIENTE

Se define como creciente o crecida a un caudal del río sumamente alto en comparación con los caudales observados habitualmente. En las crecidas, los ríos salen de su cauce normal, invaden terrenos vecinos y causan daños a obras y propiedades.

VALORES DE T según Ribkin

CUADRO N.- 11-1

PROBABILIDAD EN PORCENTAJES

C_n	0,01	0,1	1	2	5	10	25	50	75	80	90	95	99	99,9
0.0	3.72	3.09	2.33	2.06	1.64	1.28	0.67	0.00	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-2.33	-3.09
0.1	3.94	3.23	2.4	2.11	1.67	1.20	0.66	-0.02	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-2.25	-2.95
0.2	4.16	3.38	2.47	2.16	1.7	1.3	0.65	-0.03	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-2.18	-2.81
0.3	4.38	3.52	2.54	2.21	1.72	1.31	0.64	-0.05	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-2.1	-2.67
0.4	4.61	3.66	2.61	2.26	1.75	1.32	0.63	-0.07	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-2.03	-2.54
0.5	4.83	3.81	2.62	2.31	1.77	1.33	0.62	-0.08	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.96	-2.40
0.6	5.05	3.96	2.75	2.35	1.80	1.33	0.61	-0.10	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.88	-2.27
0.7	5.28	4.1	2.82	2.4	1.82	1.33	0.59	-0.12	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.81	-2.14
0.8	5.5	4.24	2.89	2.45	1.84	1.34	0.58	-0.13	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.74	-2.02
0.9	5.73	4.38	2.96	2.5	1.86	1.34	0.57	-0.15	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	1.66	-1.90
1.0	5.96	4.53	3.02	2.54	1.88	1.34	0.55	-0.16	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.59	-1.79
1.1	6.18	4.67	3.09	2.58	1.89	1.34	0.54	-0.18	-0.74	-0.84	-1.1	-1.28	-1.52	-1.68
1.2	6.41	4.81	3.15	2.62	1.91	1.34	0.52	-0.19	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.45	-1.58
1.3	6.64	4.95	3.21	2.61	1.92	1.34	0.51	-0.21	-0.74	-0.84	-1.06	-1.2	-1.38	-1.48
1.4	6.87	5.09	3.27	2.71	1.94	1.34	0.49	-0.22	-0.73	-0.84	-1.04	-1.17	-1.31	-1.39
1.5	7.09	5.28	3.33	2.74	1.95	1.33	0.47	-0.24	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.26	-1.31
1.6	7.31	5.37	3.39	2.78	1.96	1.33	0.46	-0.25	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.20	-1.24
1.7	7.54	5.5	3.44	2.82	1.97	1.32	0.44	-0.27	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.14	-1.17
1.8	7.76	5.64	3.50	2.85	1.98	1.32	0.42	-0.28	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.09	-1.11
1.9	7.98	5.77	3.55	2.88	1.99	1.31	0.40	-0.29	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.04	-1.05
2.0	8.21	5.91	3.60	2.91	2.00	1.30	0.39	-0.31	-0.71	-0.78	-0.90	-0.95	-0.99	-1.00
2.1	6.06	3.65	2.94	2.00	1.29	0.37	0.32	-0.32	-0.70	-0.77	-0.87	-0.92	-0.95	-0.95
2.2	6.20	3.70	2.97	2.01	1.28	0.35	0.33	-0.33	-0.69	-0.75	-0.85	-0.89	-0.90	-0.91
2.3	6.34	3.75	3.00	2.01	1.27	0.33	0.34	-0.34	-0.68	-0.74	-0.82	-0.85	-0.87	-0.87
2.4	6.47	3.79	3.03	2.01	1.25	0.32	0.35	-0.35	-0.67	-0.72	-0.79	-0.82	-0.83	-0.83
2.5	6.60	3.83	3.06	2.01	1.24	0.30	0.36	-0.36	-0.66	-0.70	-0.77	-0.79	-0.80	-0.80
2.6	6.73	3.87	3.09	2.01	1.23	0.28	0.37	-0.37	-0.65	-0.68	-0.74	-0.76	-0.77	-0.78
2.7	6.86	3.91	3.12	2.01	1.21	0.26	0.38	-0.38	-0.63	-0.67	-0.72	-0.73	-0.74	-0.74
2.8	6.99	3.95	3.15	2.02	1.20	0.24	0.38	-0.38	-0.62	-0.63	-0.70	-0.71	-0.71	-0.71
2.9	7.12	3.99	3.18	2.02	1.19	0.22	0.39	-0.39	-0.61	-0.64	-0.67	-0.69	-0.69	-0.69
3.0	7.25	4.02	3.20	2.02	1.18	0.20	0.40	-0.60	-0.62	-0.67	-0.65	-0.66	-0.66	-0.67

$$Q = \bar{Q} \times (1 + T \times C_v)$$

La magnitud de los daños causados por las crecientes hace ver la gran importancia que tiene su estudio y la obligación que se tiene de no ahorrar esfuerzos ni dinero para la determinación lo más exacta posible de las mismas.

Las estructuras hidráulicas deben ser diseñadas de modo de permitir el paso de las crecientes sin sufrir daños. Así, por ejemplo, las presas deben tener vertederos de suficiente capacidad para que la creciente pase por ello sin desbordarse por muros o diques laterales.

Las crecientes son causadas principalmente por el escorrimiento de las aguas superficiales. En cuencas hidrográficas en las que los terrenos son tan permeables que su capacidad de infiltración no es nunca excedida, no se producen crecientes apreciables.

Las crecientes se producen como consecuencia de lluvias intensas o de la fusión de nieve acumulada o de la combinación de las dos causas. En Ecuador la fusión de los nevados no es de consideración y la mayoría de las crecientes se deben a las lluvias. Como estas tienen una distribución más o menos definida en el año, se puede predecir con bastante aproximación la época de las crecientes. Así por ejemplo, en la Costa ocurren en los meses de enero a abril.

La distribución de las lluvias es muy variable y así se tiene años muy secos y años muy lluviosos. Así mismo, dentro de un mes, las lluvias pueden concentrarse en unos pocos días o caer en forma uniformemente repartida. Esto significa que la magnitud de las crecientes que se producen es sumamente variable. Mientras más largo es el periodo de observaciones mas grandes pueden ser las crecientes registradas en el mismo. Es por esto que debe establecerse el criterio para la selección de la creciente cuyo valor se utilizará en el diseño.

Los procedimientos usuales son los de elegir la creciente de diseño en función de un periodo de retorno o como un porcentaje de la creciente máxima probable.

El Periodo de Retorno es el intervalo de tiempo en el cual se espera que una creciente de una magnitud igual o superior a un cierto valor se produzca una sola vez.

La frecuencia de ocurrencia de la creciente da también su período de retorno. Es decir que si se ha encontrado que la frecuencia es igual al 1% siendo anuales los registros, se considera que una creciente de esa magnitud puede ocurrir una vez cada 100 años. Sin embargo no debe perderse de vista que esto es solamente una probabilidad y que los cien años pueden cumplirse se al día siguiente de haber terminado el estudio o en cualquier otra época. Por esto es preferible considerar no que la creciente ocurrirá una vez cada cien años sino más bien que cada año hay una probabilidad de una a cien a que ocurra la creciente.

Los procedimientos estadísticos permiten calcular crecientes para diferentes probabilidades de ocurrencia o sea para diferentes períodos de retorno. Según la importancia de la obra y de los peligros que puede significar su destrucción, se toma períodos de retorno cada vez mayores que pueden ser de 100 años, 1000 años o más.

Se conoce como **Creciente Máxima Probable** a la mayor creciente que puede producirse en una cuenca hidrográfica como resultado de la combinación más extrema y más desventajosa de todos los factores meteorológicos e hidrológicos que la causan. Otra definición sería la de una creciente tan grande que a pesar de ser posible tiene una probabilidad muy cercana a cero.

La creciente escogida para el diseño representa un cierto porcentaje de la máxima probable siendo tanto mayor (pudiendo llegar al 100%) cuanto más importante es la obra.

Existen muchos métodos para calcular la magnitud de una creciente, pero básicamente pueden ser divididos en cuatro grupos:

- 1) Por medio de fórmulas empíricas.
- 2) Por cálculo directo a base de observaciones del río.
- 3) Por medio de métodos estadísticos.
- 4) Por medio del hidrograma unitario.

Cada una de ellos tiene sus ventajas y desventajas.

11.4.1. Determinación de crecientes con fórmulas empíricas

Este es el método más antiguo y consiste en establecer una relación funcional entre la magnitud de una creciente y una o más variables de las que depende. Por lo general la frecuencia con la cual puede ocurrir la creciente, no se deduce con este método.

En vista de la gran cantidad de variables que intervienen en la magnitud de una creciente, es obvio que este método sólo puede dar valores muy aproximados.

Además debe tomarse en cuenta que las fórmulas propuestas tienen coeficientes empíricos obtenidos para determinado país y no deben ser aplicados indiscriminadamente a otras condiciones climáticas o geográficas.

Algunas veces, escogida una determinada ecuación, es posible establecer los coeficientes empíricos haciendo la comparación del río que se está estudiando con otro que tiene las características semejantes y cuyos caudales son conocidos.

Entre las fórmulas más usuales está la llamada racional y que es:

$$Q = C \times i \times A \quad 11-8$$

Siendo:

Q - el caudal en m^3/s .

C - el coeficiente de escurrimiento

i - la precipitación con una duración igual al tiempo de concentración.

A - el área de la cuenca hidrográfica.

Esta fórmula sirve solamente para cuencas hidrográficas cuya superficie no excede de $50km^2$ pues es improbable que en superficies mayores se produzca una lluvia uniforme. Para cuencas mayores es usual emplear ecuaciones de la forma siguiente:

$$Q = K \times A'' \quad 11-9$$

Así tenemos la conocida fórmula de Myers según la cual

$$Q = 10000 \times \sqrt{A}$$

11-10

Para **Q** en pies cúbicos por segundo y **A** en millas cuadradas.

Otra fórmula popular en los Estados Unidos de Norteamérica es la de Creager. (Bibl. 11 - 2).

$$Q = 46 \times C \times A''$$

$$n = 0.894 \times A^{-0.048}$$

11-11

El mayor valor de **C** = 100 corresponde a una envolvente de las máximas crecientes registradas.

Ambas fórmulas corresponden a crecientes máximas probables y dan por lo tanto valores muy altos.

La fórmula de Fuller desarrollada en 1914 dice:

$$Q = \bar{Q} \times (1 + 0.8 \log T)$$

11-12

Siendo:

\bar{Q} - la creciente anual media.

T - el período de retorno en años.

Otra fórmula que puede utilizarse es una adaptación de la Sokolovski (Bibl. 11 - 1).

$$Q = K \times h \times A^{0.75}$$

11 - 13

Siendo:

A - superficie de la cuenca en Km²

h - precipitación que produce la creciente, en mm.

k - un coeficiente que incluye la escorrentía, la evaporación y factores de transformación de unidades.

Uno de los méritos de esta fórmula es la inclusión de la precipitación entre las variables. Por lo general se dispone de períodos relativamente largos de registros de lluvias y es posible someterlos a un tratamiento estadístico, encontrando la curva de duración para las mismas. De esta manera es posible determinar no solamente la magnitud de la creciente sino también la frecuencia con la que puede ocurrir.

Una fórmula desarrollada por ingenieros de INERHII a base del estudio de 42 cuencas en Ecuador es:

$$Q = \frac{25 \times A \times K}{(A + 57)^{1/2}}$$

El coeficiente K depende del tiempo de retorno en años y está dado por

CUADRO N.- 11 - 2

Retorno	1000	500	100	50	25	5	1
K	1.000	0.856	0.646	0.574	0.507	0.361	0.139

La principal ventaja de las fórmulas empíricas, aparte de su facilidad de aplicación, es que son las únicas que dan resultados más o menos aproximados en ausencia de información.

Tomando en cuenta la gran cantidad de ríos para los cuales no se dispone de ningún dato, a excepción de la superficie, muchas veces no muy exacta de la cuenca y una ligera idea sobre la precipitación anual a mensual, se explica la difusión que tiene todavía este método.

EJEMPLO No. 11 - 1

Tenemos un río cuya cuenca hidrográfica tiene una superficie de 670 km^2 .

Se dispone de datos de precipitaciones máximas diarias (x) para esta zona para un cierto número de años. Por medio de métodos estadísticos se puede establecer la curva de frecuencias de las mismas y los cálculos se presentan en la siguiente tabla:

TABLA N.- 11- 1

Año	X	K	K-1	$(K-1)^2$
1944	77	1.041	0.041	0.001681
1945	73	0.987	-0.013	0.000169
1946	44	0.595	-0.405	0.164025
1947	112	1.514	0.514	0.264196
1948	77	1.046	0.046	0.002116
1949	117	1.581	0.581	0.337561
1950	74	1.000	0	0
1951	48	0.649	-0.351	0.123201
1952	60	0.811	-0.199	0.035721
1953	101	1.365	0.365	0.133225
1961	53	0.716	-0.284	0.080656
1962	54	0.730	-0.270	0.072900
1963	51	0.689	-0.311	0.096721
1964	69	0.932	-0.068	0.004624
1965	56	0.757	-0.242	0.058564
1966	125	1.689	0.689	0.474721
$\bar{x}=74$				1.850081

El valor de $C_v = 0.351$ y de la fórmula 11 - 6 se obtiene

$$C_s = \frac{2 \times 0.351}{1 - \frac{44}{74}} = 4.93 \times 0.351 \approx 1.8$$

Con estos valores y los de la tabla 11 - 1 se calculan los períodos de retorno que se presentan en la tabla siguiente:

TABLA N.- 11 - 2

Probabilidad %	T	T x C _v + 1	Intensidad en mm.
0.01	7.76	3.72	275
0.1	5.64	2.98	221
1	3.50	2.23	165
2	2.85	2.00	148
5	1.98	1.69	125
25	0.42	1.15	85
50	-0.28	0.90	67
75	-0.72	0.75	56
90	-0.94	0.67	56
95	-1.02	0.64	47
99.9	-1.11	0.61	45

Para establecer el coeficiente de escorrentía **K** se utilizan los datos de un río vecino que tiene condiciones climáticas semejantes y en el cual en un periodo de 50 años se ha registrado una creciente instantánea máxima de 750 m³/s. La superficie de la cuenca de este río es de A = 1 940 km².

En nuestro caso **h= 148 mm**, es la intensidad correspondiente a la frecuencia del 2%, o sea el periodo de retorno de 50 años.

Reemplazando valores en la Fórmula 11 - 13

$$750 = K \times 148 \times 292$$

$$K = 0.0174$$

Este coeficiente asumimos igual para la cuenca del río que estamos calculando. Tenemos que para un periodo de retorno de 50 años podría producirse una creciente de:

$$Q = 0.0174 \times 148 \times 132 = 340 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Para un período de 10 000 años podría producirse una creciente:

$$Q = 0.0174 \times 275 \times 132 = 632 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Para un período de 1 año, es decir todos los años, tendríamos:

$$Q = 0.0174 \times 45 \times 132 = 103 \text{ m}^3 / \text{s}$$

La misma creciente calculada con otros métodos daría los siguientes valores:

INERHI para 1000 años $Q = 621 \text{ m}^3 / \text{s}$

Fuller (para 10000 años) $Q = 433 \text{ m}^3 / \text{s}$

Myers para A = 258.7 sq. miles (670 km²)
 Q = 160841 cfs = 4555 m³/s

Creager para C = 100

$$Q = 206486 \text{ cfs} = 5847 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Si supusiéramos que la lluvia tiene el valor de 275 mm/día y que dura tanto que satura totalmente de agua el suelo y de humedad el aire, tendríamos que la escorrentía sería total y el coeficiente C = 1. Así mismo si suponemos que la lluvia cae por igual sobre toda la cuenca se podría utilizar la fórmula racional. Se tendría entonces un valor máximo de:

$$Q = \frac{1 \times 0.275 \times 670 \times 1000000 \text{ m}^2 / \text{Km}^2}{86400 \text{ s / dia}} = 2133 \text{ m}^3 / \text{s}$$

El hecho de que las fórmulas de Myers y Creager den valores mayores puede deberse a dos causas:

- 1) Que la creciente máxima probable corresponde a períodos de retorno mayores de 10 000 años.
- 2) Que la lluvia que la produce no es de un día de duración sino de un intervalo más corto y tiene por lo tanto una intensidad mayor.

11.4.2. Determinación de las crecientes en función de las características del río.

Frecuentemente puede presentarse el caso de un río para el cual no se tiene ninguna información, ni siquiera el de la superficie de la cuenca hidrográfica, pues el río puede no constar en los mapas.

En este caso es necesario realizar el aforo del río en distintas épocas del año para tener una idea de la variación estacional de los caudales.

Al realizar el aforo de un río es conveniente llevar consigo los aparatos necesarios para determinar el gradiente longitudinal algunos cientos de metros arriba y abajo del sitio de aforo.

De esta manera se dispone tanto del valor del caudal como de las características del cauce y a base de la ecuación de Chezy (12 - 13), es posible encontrar el valor de la rugosidad del cauce.

Además, se debe establecer, sea por observación directa o sea preguntando a algún conocedor del lugar, hasta que altura sube el agua en creciente y tomar los datos de la sección y del perímetro por lo menos hasta esta altura.

Aplicando nuevamente la ecuación de Chezy con el coeficiente de rugosidad ya determinado, se puede encontrar el caudal buscado.

Al hacer esto se asume que el gradiente hidráulico no varió y sigue igual a la del fondo, o sea que el flujo se mantuvo uniforme. En realidad si en el río hay curvas y cambios de sección, puede producirse una serie de curvas de remanso, con la consiguiente alteración del gradiente. Sin embargo, si se escoge para el aforo un tramo más o menos recto y regular, este efecto prácticamente no afecta los cálculos.

Debe tenerse en cuenta que el coeficiente de rugosidad no es constante especialmente debido al hecho que las superficies del cauce a distintas alturas son diferentes. Por lo tanto es conveniente realizar varios aforos con distintos calados para poder establecer la curva de caudales o por lo menos establecer la variación del coeficiente.

También es conveniente no utilizar las fórmulas de Manning o Bazin sino las más modernas de Pavlovski, Thijssse u otras que dan resultados mucho más correctos que las otras en el caso de los ríos.

La desventaja principal de este método, aparte de la impresión en la determinación del coeficiente de rugosidad es que no se conoce el período de retorno de la creciente que se ha calculado. Muchas veces las señales dejadas por la gran creciente son imprecisas e igual pueden deberse a una creciente anual o a una que se produce cada 100 años.

EJEMPLO No. 11 - 2

Se ha realizado un sólo aforo obteniéndose que para un calado de $d = 1$ m, la velocidad media es de $V = 1$ m/s. Se conoce también por información de los habitantes del lugar que en estiaje el calado puede bajar a $d = 0.5$ m y en creciente subir a $d = 2.5$ m. Se ha obtenido por medición directa que el gradiente del río es de $i = 0.04$ y la forma de la sección con las respectivas áreas y perímetros mojados. Se trata de calcular los caudales correspondientes.

a) Fórmula de Manning

Tenemos que para el río del aforo:

$$A = 6 \text{ m}^2.$$

$$Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$P = 7.8 \text{ m}.$$

$$R = 0.765$$

Con la fórmula 12 - 23

$$n = \frac{R^{2/3} \times i^{0.5}}{V} = \frac{0.8365 \times 0.2}{1} = 0.173$$

El coeficiente de rugosidad da un valor sumamente alto, pero que es normal para ríos de montaña con ese gradiente.

Para las condiciones de estiaje tenemos:

$$A = 2.75 \text{ m}^2.$$

$$P = 6.41 \text{ m.}$$

$$R = 0.429 \text{ m.}$$

$$R^{2/3} = 0.568$$

$$V = \frac{0.568 \times 0.2}{0.173} = 0.656 \text{ m/s}$$

$$Q = 2.75 \times 0.656 = 1.81 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para las condiciones de creciente:

$$A = 33.75 \text{ m}^2.$$

$$P = 22.07 \text{ m.}$$

$$R = 1.53 \text{ m.}$$

$$R^{2/3} = 1.328$$

$$V = \frac{1}{0.173} \times 1.33 \times 0.2 = 1.54 \text{ m/s}$$

$$Q = 1.54 \times 33.75 = 52.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se observa que para los tres casos se ha tomado el mismo valor de n .

En realidad este valor varía con el calado pero con un solo aforo no es posible establecer esta variación, especialmente tomando en cuenta que la forma de la sección es compuesta y que, además, los valores de n para el fondo, bordes y orilla, van a ser diferentes.

El valor de la velocidad para creciente es aparentemente bajo en vista del fuerte gradiente.

b) Fórmula de Pavlovski

Los valores de A, P y R son los mismos.

Para las condiciones de aforo:

$$V = C \times \sqrt{R \times i}$$

$$i = c \times \sqrt{0.765 \times 0.04}$$

$$c = 5.70$$

Tenemos que, según la fórmula 12-17

$$5.7 = \frac{1}{n} \times 0.765^{1.5n}$$

Para aproximaciones se obtiene $n = 0.15$

Para el estiaje:

$$C = 6.66 \times 0.429^{0.58} = 3.47$$

$$V = 3.47 \times \sqrt{0.429 \times 0.04} = 0.455 \text{ m/s.}$$

$$Q = 1.25 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para la creciente:

$$C = 6.66 \times 1.53^{0.505} = 8.25$$

$$V = 8.25 \times \sqrt{1.53 \times 0.04} = 2.05 \text{ m/s.}$$

$$Q = 2.05 \times 33.75 = 69 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) Fórmula de Thijssse (12 -19)

$$5.7 = 18 \times \log \frac{6 \times 0765}{a}$$

$$a = 2.21$$

Para el estiaje:

$$C = 18 \times \log \frac{6 \times 0.429}{2.21} = 1.19$$

$$V = 1.19 \times 0.131 = 0.156 \text{ m/s}$$

$$Q = 0.43 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para la creciente:

$$C = 18 \times \log \frac{6 \times 1.53}{2.21} = 1.1$$

$$V = 11.1 \times 0.27 = 2.75 \text{ m/s}$$

$$Q = 92.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se observa que esta última fórmula da los valores más extremos y que por lo tanto utilizándolos estaríamos en condiciones de mayor seguridad que con las otras.

Tratándose de cauces naturales, la determinación del flujo presenta problemas mucho mayores que en canales.

Aun suponiendo un régimen uniforme, y cauces prismáticos es decir velocidades constantes a lo largo de un cierto tramo, la aplicación de las ecuaciones conocidas puede conducir a resultados inexactos debido a algunos factores entre ellos principalmente los valores variables del coeficiente de rugosidad y la irregularidad de la sección transversal.

a) Coeficiente de Rugosidad

Cuando se tiene el caso de un canal artificial revestido o excavado en un material uniforme se tiene que la rugosidad de su fondo o paredes es sensiblemente igual y que, por lo tanto, el valor de n en la fórmula de Manning es el mismo para cualquier profundidad de agua.

Cuando un canal tiene una o dos de sus paredes hechas de un material diferente del que compone su fondo, entonces el valor de n que debe ser usado en la fórmula está dado por la expresión:

$$n = \frac{p_p \times n_p + p_f \times n_f}{p}$$

En la cual:

n_p y n_f son respectivamente los coeficientes de rugosidad de las paredes y del fondo.

p_p , p_f y p son los perímetros mojados de las paredes, fondo y total.

A veces se utiliza la fórmula de Mikhailov según la cual:

$$n = \frac{(p_p \times n_p^2 + p_f \times n_f^2)^{1/2}}{p}$$

Se observa que en ambas fórmulas el valor de n es función de los perímetros mojados parciales o sea que varía con la profundidad del agua.

El caso es justamente el que se presenta en los ríos.

En los ríos de montaña se tiene por lo general que el cauce se ha cortado en media de un material relativamente duro, razón por la cual los barrancos tienen taludes muy parados. El flujo del agua pule estos taludes dejándolas bastante lisos y muy poca o ninguna vegetación sobre ellos. El gradiente es grande, las velocidades son altas y durante las crecientes se produce un activo transporte de sedimentos que en una buena proporción están formadas por cantos rodados de tamaño grande.

Tenemos por lo tanto que el cauce del río tiene una alta rugosidad mientras que las paredes son relativamente lisas. Por esta razón el valor del coeficiente n es sumamente grande para los pequeños caudales y va disminuyendo a medida que el caudal del río crece. A esto se superpone el efecto del perímetro mojado que es muy grande para los pequeños caudales cuando el agua prácticamente si filtra a través de los intersticios que dejan las piedras.

En los ríos de llanura la situación es prácticamente la inversa. El lecho del río está formado por limos y arcillas que normalmente producen superficies

relativamente lisas. En cambio los barrancos del río están cubiertos de una vegetación tupida, del tipo de las cañas que buscan la cercanía del agua y que opone una resistencia muy grande al flujo de la misma. De esta manera presenta el caso de un coeficiente de rugosidad n que aumenta con la profundidad del agua.

La situación se complica cuando se tiene una combinación de los dos casos mencionados y que puede presentarse en secciones mixtas. Así por ejemplo podría ser un río de montaña que tuviera un lecho lleno de cantos rodados, un barranco liso de un lado y una playa cubierta de grandes piedras y de vegetación del otro lado.

Para poder determinar el flujo correspondiente a una determinada profundidad de agua, la única forma segura es utilizando una curva de caudales. Pero para disponer de esta curva, es necesario haber realizado antes muchos aforos distribuidos a través de un año para que correspondan a distintos caudales. Por lo general no se dispone de estos datos y en el mejor de los casos solamente se tiene dos aforos.

EJEMPLO No. 11 - 3

Se tiene un río cuya sección transversal puede asimilarse a un trapecio de 10 m de ancho en el fondo y paredes con una inclinación de 45° . Se han realizado dos aforos con los siguientes resultados:

$$d_1 = 0.5 \text{ m.} \quad Q = 6.25 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$d_2 = 2 \text{ m} \quad Q = 76 \text{ m}^3/\text{s}$$

El gradiente del río es igual a $j = 0.01$

El fondo del río está cubierto de canto rodado y las paredes son de cangahua.

Se pide encontrar la profundidad con la cual iría una creciente de $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$.

Obtenemos los valores correspondientes a los aforos.

$$d_1 = 0.5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_1 &= 5.25 \\ P_1 &= 11.413 \\ R_1 &= 0.46 \\ R_1^{2/3} &= 0.594 \\ n_1 &= 0.05 \end{aligned}$$

$$d_2 = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_1 &= 24 \\ P_1 &= 15.61 \\ R_1 &= 1.53 \\ R_1^{2/3} &= 1.33 \\ n_1 &= 0.042 \end{aligned}$$

A base de los coeficientes de rugosidad obtenidos, buscamos los que corresponden al fondo y a las paredes.

$$0.05 = \frac{10n_f + 1.413n_p}{11.413} \times 0.042 = \frac{10n_f + 5.66n_p}{15.66}$$

$$\begin{aligned} n_f &= 0.0542 \\ n_p &= 0.0206 \end{aligned}$$

El calado buscado puede encontrarse por aproximaciones sucesivas.

Para:

$$d \approx 2.85$$

$$A = 36.62$$

$$P = 18.06$$

$$R = 2.028 \quad R^{2/3} = 1.602$$

$$n = \frac{10 \times 0.542 - 8.06 \times 0 \times 0.206}{18.06} = 0.0392$$

$$Q = \frac{36.62}{0.0392} \times 1.602 \times 0.1 = 149.64 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Forma de la sección

El cálculo de caudales da valores más o menos correctos cuando la sección transversal del río tiene una forma regular. Cuando se presenta

irregularidades en forma de un cauce central que tiene playas a un lado o a los dos lados y que se inundan en creciente, pueden producirse inexactitudes en los resultados si estas irregularidades no se toman en cuenta en los cálculos.

Es obvio que no es correcto tomar en los cálculos la sección total, razón por la cual se ha propuesto considerar la sección dividida por planos verticales. Sin embargo esta solución tampoco es la correcta y como se ha comprobado experimentalmente en los Estados Unidos, el flujo se adapta a la sección de manera de llevar para todos los calados el máximo caudal.

El procedimiento recomendado se ilustra en el ejemplo 11 - 4.

EJEMPLO No. 11 - 4

Supongamos que se tiene una sección de río como se indica en la figura No. 11 - 3 y que por simplicidad de cálculo asimilamos a la indicada por la línea gruesa. El coeficiente de rugosidad constante para todos los calados es $n = 0.032$ y la pendiente $i = 0.0004$. Se pide encontrar la variación del caudal entre los calados $d = 1.8$ y $d = 3.6$ m.

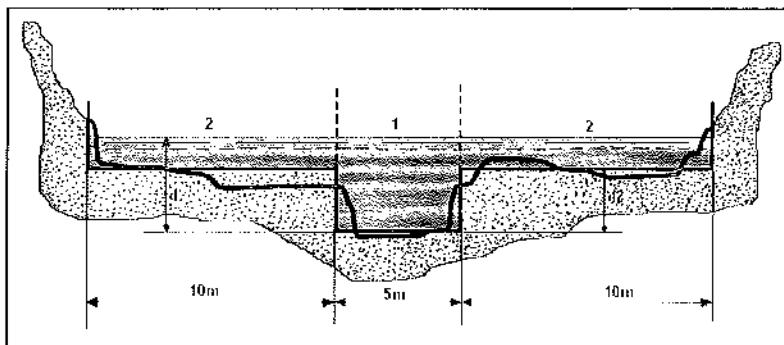


FIGURA 11 - 3

De acuerdo a la ecuación de Manning (12 - 16) se tiene $V = 0.625 R^{2/3}$ y $Q = A \times V$.

Tomando toda la sección y calculando para diferentes valores del calado se tiene:

TABLA N.- 11 -3

d	A	P	R	$R^{2/3}$	V	Q
1.8	9.0	8.6	1.05	1.03	0.64	5.80
2.0	10.0	9.0	1.11	1.07	0.67	6.70
2.0	10.0	29.0	0.34	0.49	0.31	3.07
2.1	12.5	29.2	0.43	0.57	0.36	4.43
2.4	20.0	29.8	0.67	0.77	0.48	9.58
2.7	27.5	30.4	0.90	0.94	0.58	16.08
3.0	35.0	31.0	1.13	1.08	0.68	23.7
3.3	42.5	31.6	1.34	1.22	0.76	32.4
3.6	50.0	32.2	1.55	1.34	0.84	41.9

Evidentemente la variación de los caudales calculados no corresponde a lo que ocurre en la realidad.

Si se hace la división de la sección en un tramo o sección central y dos laterales por medio de las líneas punteadas de la figura 11- 3 se tiene

TABLA N.- 11 -4

Sección Central - 1				Secciones Laterales - 2			Total
d	A	P	Q	A	P	Q	Q
1.8	9.0	8.6	5.80	-	-	-	5.80
2.0	10.0	9.0	6.70	-	-	-	6.70
2.1	10.5	9.2	7.17	2.0	20.40	0.27	7.44
2.4	12.0	9.8	8.58	8.0	21.66	2.58	11.16
2.7	13.5	10.4	10.04	14.0	22.80	6.32	16.36
3.0	15.0	11.0	11.53	20.0	24.00	11.07	22.60
3.3	16.5	11.6	13.04	26.0	25.20	16.59	29.63
3.6	18.0	12.2	14.58	32.0	26.40	22.74	37.32

La variación de los caudales se muestra en la figura No. 11 - 4. Los valores correctos son los que corresponden a los máximos valores de caudal o sea a los dados por la combinación de los dos métodos y se indican con la curva A, B, C, D.

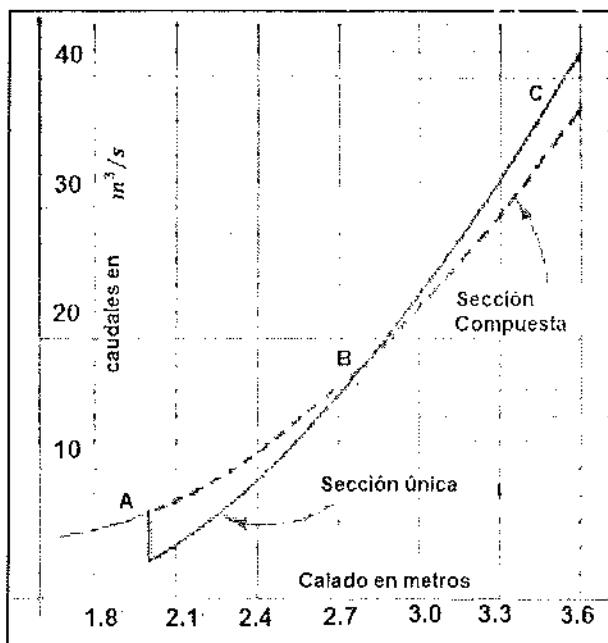


FIGURA 11 – 4

11.4.3. Métodos estadísticos

Un procedimiento muy lógico para la predicción de la ocurrencia de las crecientes es hacerla a base de registros de caudales cuando éstos existen.

Es indiscutible que este método da resultados correctos con la condición de que existan suficientes datos de caudales y de que el régimen del río no haya sufrido cambios importantes.

El método consiste en establecer la curva acumulada de frecuencias en la cual en las ordenadas se dan los caudales y en las abscisas el porcentaje del tiempo, es decir la frecuencia con que éstos pueden ocurrir. El procedimiento es el mismo que se ha seguido con las precipitaciones en el ejemplo No. 11 - 1.

En esta forma se puede determinar no solamente la magnitud de la creciente sino también la probabilidad de su ocurrencia con la ventaja de que el valor es mucho más exacto que en los métodos anteriores por basarse en valores registrados en la realidad. Mientras mayor es el número de registros que se tiene para hacer el estudio, más exactos son los resultados.

Por lo general se recomienda que, para que el método estadístico sea, digno de confianza, los registros existentes cubran un período de por lo menos 20 años. Si el número de años es menor lo probable es que las grandes crecientes no estén incluidas en el período y los resultados den una evaluación falsa del potencial de creciente del río.

No obstante, aún en estas condiciones el método es valioso, pues es posible determinar la magnitud del error que tal vez se está cometiendo.

En vista de que las crecientes corresponden a las frecuencias bajas, el error se hace grande y es necesario establecer su magnitud para conocer los límites probables de variación de los valores obtenidos. Se recomienda por lo tanto (Bíbl. 11 - 4) multiplicar a la creciente máxima calculada por una corrección cuyo valor es:

$$f = l \pm \frac{2E}{\sqrt{n}}$$

11 - 14

Siendo n el número de observaciones y E un valor dado en la cuadro 11 - 5.

CUADRO N.- 11 - 3

Cv	Valores de E para p en %					
	10	5	2	1	0.1	0.01
0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4
0.3	0.4	0.4	0.4	0.5	0.6	0.6
0.4	0.5	0.5	0.6	0.7	0.8	0.8
0.5	0.6	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0
0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3	1.4
0.8	0.8	1.0	1.2	1.3	1.5	1.6
0.9	0.9	1.1	1.3	1.4	1.6	1.8
1.0	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
1.1	1.0	1.3	1.6	1.7	2.0	2.2
1.2	1.0	1.4	1.7	1.9	2.2	2.4
1.3	1.0	1.5	1.8	2.0	2.4	2.6
1.4	1.0	1.5	2.0	2.2	2.6	2.8
1.5	1.1	1.6	2.1	2.3	2.8	3.1

La curva de duración permite obtener los caudales máximos anuales con cualquier frecuencia de ocurrencia. Los caudales mensuales y diarios máximos se pueden obtener del tratamiento estadístico de los correspondientes registros o de la relación de los valores medios o máximos. Generalmente el máximo caudal mensual es entre 3 y 10 veces mayor que el promedio anual y el máximo diario es de 2 a 4 veces mayor que el mensual. Por lo general para los ríos grandes las crecientes tienen una duración superior a 24 horas y por esto se toman en cuenta los valores diarios.

En el caso de ríos pequeños (cuencas menores de 200 km²) las crecientes instantáneas pueden durar menos de un día y su valor puede ser apreciablemente mayor que el del máximo diario.

La relación entre el caudal instantáneo y el caudal diario depende de las características de la cuenca y de las causas de la creciente.

Así por ejemplo para cuencas pequeñas de la URSS, alimentadas principalmente por la fusión de la nieve en primavera, Alexeiev (Bibl. 3 - 2) da las siguientes relaciones;

$$Q_{inst.} = K \times Q_{diario}$$

$$K = \frac{K_o}{1 + (K_o - 1) \times t}$$

Ko es un valor experimental que vale:

5 - 7 para desiertos y zonas rocosas

4 - 5 para praderas

3 - 4 para zonas con hierba y arbustos

2 - 3 para bosques

El tiempo de concentración o sea el tiempo que demora el agua en llegar hasta la sección considerada desde las cabeceras del río se llama "t" y está dada por:

$$t = \frac{L}{V} = \frac{km}{km/día}$$

La velocidad del agua está dada por una modificación de la fórmula 7 - 7

$$v = a \times i^{1/3} \quad Q_{inst.}^{1/4} = (km/día)$$

Siendo "i" el gradiente media del río en m/km, y "a" un coeficiente experimental que depende de las características del río y que es igual a:

$a = 10 - 15$ para cauces con mucha vegetación, cantos rodados o muy tortuosos.

$a = 12 - 18$ para cauces normales.

$a = 15 - 30$ para cauces limpios y muy regulares.

La ecuación debe resolverse por aproximaciones sucesivas imponiéndose el caudal.

EJEMPLO No. 11 - 5

Se ha encontrado que la creciente máxima diaria para un período de retorno de 1 000 años es igual a $296.6 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se pide encontrar la creciente instantánea utilizando el método de Alexeiev conociendo que la pendiente media del río en el tramo considerado es de **20 m/Km.** y la longitud del mismo **L = 100 Km.** Escogemos los valores:

$$K_a = 5$$

$$a = 25$$

Tenemos entonces después de varias aproximaciones:

$$V = 25 \times 20^{1/3} \times 688.1^{1/4} = 347.6 \text{ km/día} = 4.02 \text{ m/s}$$

$$t = 100 / 347.6 = 0.2877 \text{ días}$$

$$K = \frac{5}{1 + 4 \times 0.2877} = 2.32$$

$$Q = 2.32 \times 296.6 = 688.1 \text{ m}^3/\text{s.}$$

11.4.1. Hidrograma unitario

El principio del hidrograma unitario fue desarrollado por Sherman en 1932 y se basa en la hipótesis de que precipitaciones iguales producen hidrogramas iguales.

Una lluvia uniforme y de corta duración que cae sobre una cuenca produce un cierto hidrograma. El hidrograma producido por otra lluvia de igual duración pero de mayor intensidad, tendrá el mismo ancho, pero las ordenadas (caudales) serán mayores en la misma proporción que las intensidades de lluvias. Por lo tanto, si se conoce la forma del hidrograma correspondiente a una lluvia que produce una magnitud de escorrentía igual a la unidad, se pueden obtener hidrogramas para cualquier otra lluvia.

El procedimiento a seguirse es el siguiente: se obtienen de los registros de una estación hidrométrica todos los hidrogramas producidos por lluvias uniformes de una misma duración. Estos hidrogramas originados por lluvias

aisladas tienen la forma de una campana con una curva ascendente, un pico y una curva descendente que se llama de recesión. Esta última representa la salida de toda el agua almacenada en el cauce durante el incremento de los caudales.

A los hidrogramas es necesario restar la parte del flujo producida por la alimentación de aguas subterráneas o lluvias anteriores, y dejando solamente la escorrentía directa producida por la lluvia en consideración. Si bien no es posible diferenciar exactamente los flujos una vez que se han mezclado en el cauce del río, y los procedimientos son más bien arbitrarios, esto no afecta mayormente los resultados. Una vez separado el flujo base, la magnitud de la escorrentía se obtiene dividiendo el volumen total bajo el hidrograma para la superficie de la cuenca. El hidrograma unitario se obtiene dividiendo cada una de las ordenadas para la magnitud de la escorrentía encontrada.

Este procedimiento se repite con todos los hidrogramas disponibles unitarios resultantes se dibujan en un mismo papel. El hidrograma unitario definitivo se dibuja al ojo tratando de promediar entre las diferentes curvas obtenidas.

El hidrograma unitario se define como el correspondiente a una escorrentía igual a la unidad (un centímetro o una pulgada) producida por una lluvia uniforme sobre la cuenca y cuya duración es igual a la unidad de tiempo.

Una vez que el hidrograma unitario ha sido preparado su utilización para la

Supongamos que se conoce que puede producirse una tempestad de cierta intensidad de tres días de duración sobre la cuenca y se desea conocer la magnitud de la creciente.

Se hace primero un estudio de las probables pérdidas por infiltración para cada uno de los tres días y de este se determinan los valores de las escorrentías.

Supongamos que éstas sean de 4 cm, para el primer día, de 7 cm, para el segundo día y de 5 cm, para el tercer día.

Se estima el valor del caudal base del río antes de la tempestad y se lo dibuja como una línea recta en un sistema de coordenadas en el que tenemos tiempo en las abscisas y caudales en las ordenadas.

Sobre esta línea base se dibujan tres hidrogramas individuales. Desplazados cada uno un día respecto al otro y que representan las escorrentías producidas por la lluvia. Estos hidrogramas se obtienen multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por los factores 4, 7 y 5 respectivamente. Sumando las ordenadas de los tres hidrogramas individuales se obtienen el hidrograma total de la creciente.

Frecuentemente no existe la información básica sobre hidrogramas producidos por precipitaciones uniformes ni para La cuenca considerada ni para las vecinas.

En este caso se utilizan las relaciones empíricas desarrolladas por Snyder para construir lo que se llama el hidrograma unitario sintético.

El método, expuesto en Design of Small Dams - Bureau of Reclamation, 1961, consiste en asumir que una escorrentía uniforme de una pulgada produce un hidrograma de forma triangular cuyas dimensiones están dadas por las siguientes relaciones:

$$T_p = 0.5D + 0.6T_c$$

$$T_b = 2.67T_p$$

$$q_p = 484A \times Q / T_p$$

Siendo:

T_p - intervalo de tiempo desde el comienzo del hidrograma hasta su valor máximo.

D - duración de la lluvia cuyo valor excede a la infiltración y produce por lo tanto escorrentía.

T_c - tiempo de concentración en horas definido como el tiempo que demora el agua en llegar desde el punto más lejano de la cuenca al punto considerado.

T_b - ancho del hidrograma triangular en horas.

q_p - caudal máximo (pico en pies³/segundo).

Q - volumen de la escorrentía en pulgadas.

A - área de la cuenca en millas cuadradas.

El valor del tiempo de concentración puede ser obtenido de:

$$T_c = \left(\frac{11.9 \times L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Siendo:

L - longitud en millas de la máxima distancia recorrida por el agua.

H - diferencia de elevación en pies entre el punto más lejano y el considerado.

Para poder construir el hidrograma unitario es necesario establecer una relación entre la precipitación y la escorrentía. Esto es sumamente difícil e incierto, especialmente cuando las crecientes son causadas no solamente por las lluvias sino también por la fusión de la nieve.

Otro factor que dificulta el estudio es la influencia de las condiciones de humedad del suelo anteriores a la lluvia.

Es por esto que el valor de la escorrentía **Q** se calcula a base de curvas presentadas en la obra citada. El hecho que las curvas han sido calculadas para las condiciones existentes en los Estados Unidos significa una severa limitación a su aplicación y la incertidumbre cuando se utiliza para otras regiones.

Además el método del hidrograma unitario se aplica a cuencas en las cuales las crecientes son producidas principalmente debido a precipitaciones y que no tienen factores que pueden retardar el flujo como lagos, pantanos o espesa cubierta de bosques. Cuando hay retención o almacenamiento superficial ya no se puede asumir que el ancho de los hidrogramas sea el mismo para lluvias de distinta intensidad.

Otra limitación a este método es que el área no debe ser muy grande (menos de 10 000 km²), pues en caso contrario no se puede asumir que se produzca una lluvia uniformemente distribuida. Por la misma razón el método es inaplicable a cuencas que tienen la forma de valles estrechos y largos.

Se observa también que el método permite calcular la magnitud y forma de una creciente producida por una determinada lluvia pero no la frecuencia o probabilidad con la que puede ocurrir dicha precipitación.

Uno de los grandes méritos de este método es que es el único que no se limita solamente a dar la magnitud del pico de la creciente sino también el hidrograma, que es una información muy valiosa para el diseño, especialmente en el caso del cálculo de las obras de aliviación de embalses.

BIBLIOGRAFÍA No. 11

1. Chebotariev A. I. Hidrologia (R)
Leningrado 1955
2. Creager & Justin Hidro-Electric Handbook
John Wiley & Sons
New York 1963
3. Lebediev V. V. Cálculos Hidrológicos para construcciones
hidráulicas (R)
Leningrado 1965
4. Zamarin E.A. Construcciones Hidráulicas Agrícolas (R)
Moscú 1957

12. NOCIONES BÁSICAS DE HIDRÁULICA

12.1. CÁLCULO DE COMPUERTAS

Las compuertas son un caso de orificios grandes, es decir, aquellos en los que la dimensión vertical "a" es apreciable, comparada con la carga H sobre el centro de gravedad. Generalmente se consideran como tales aquellos en los que esta relación a/H es mayor de 0.1.

En este caso la carga en distintos puntos de la sección del orificio es diferente y ya no se puede admitir la suposición de la igualdad de velocidades tal como se hace en los orificios.

Por simplicidad de cálculo se utilizan fórmulas aproximadas para las compuertas cuya forma es igual que para orificios.

Para compuerta libre (Figura No. 12 - 1), que tiene un alto a y ancho b tenemos que el caudal está dado por:

$$Q = K \times e \times a \times b \times \sqrt{2g \left(H + \frac{V^2}{2g} + e \times a \right)} \quad 12-1$$

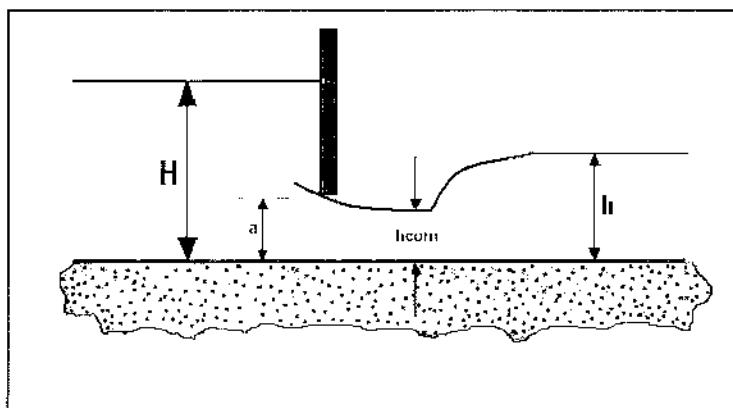


FIGURA 12 -1

El valor de **K** varía entre **0.95** y **0.97**. Si la compuerta es sumergida (Figura No. 12 - 2) por el resalto que se produce a continuación, tenemos que:

$$Q = c \times a \times b \times \sqrt{2g(H_o - h_z)} \quad 12-2$$

siendo $c = K \times e$ igual al caso anterior, según experimentos realizados por Dmitriev en 1937 y Reltov en 1934

$$H_o = H + \frac{V^2}{2g} \quad 12-3$$

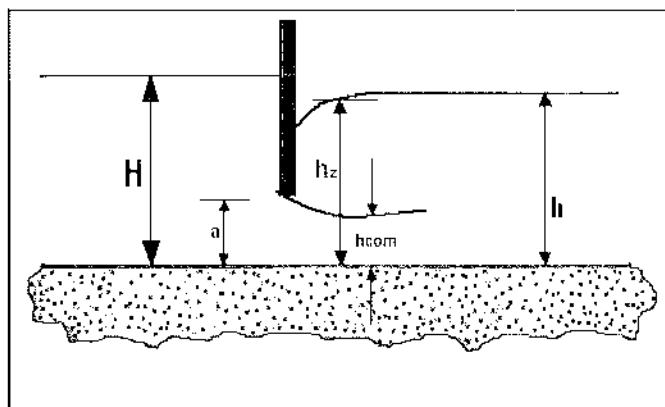


FIGURA 12 - 2

Para encontrar el valor de h_z aplicamos la ecuación de la cantidad de movimiento.

$$F = \frac{m \times dV}{dt}$$

$$\frac{W \times b}{2} \times (h_z^2 - h^2) = \left(\frac{W \times Q}{g} \times (V - V_c) \right)$$

$$h_z^2 - h^2 = \frac{2 \times q}{g} \times (V - V_c)$$

Reemplazando:

$$V_c = q/hc \quad V = q/h$$

Tenemos:

$$\frac{h^2 - h}{g} = \frac{2q^2}{g} \left[\frac{h_c - h}{h \times h_c} \right] = 2h_c \times R^3 \times \left[\frac{h_c - h}{h \times h_c} \right]$$

Reemplazando el valor de h_c en la primera ecuación se encuentra el caudal buscado.

En forma aproximada se puede también poner:

$$Q = c \times a \times b \times \sqrt{2g \times Z_o} \quad 12 - 4$$

En la cual, igual que en 12 - 3:

$$Z_o = z + \frac{V^2}{2g}$$

y , z = desnivel entre las superficies de agua arriba y abajo de la compuerta.

De acuerdo a cálculos de V.V. Vedernikov basados en las fórmulas de N.E. Joukovski (1936) los valores de c están dados por el cuadro N.- 11 - 6 (Bibl. 8 - 4).

CUADRO N.- 12 - 1

a/H	e
0.00	0.611
0.10	0.615
0.15	0.618
0.20	0.620
0.25	0.622
0.30	0.625
0.35	0.628
0.40	0.630
0.45	0.638
0.50	0.645
0.55	0.650
0.60	0.660
0.65	0.675
0.70	0.690
0.75	0.705
0.80	0.720
0.85	0.745
0.90	0.780
0.95	0.835
1.00	1.000

12.2. CÁLCULO DE VERTEDERO

Se llaman vertederos a estructuras que intercaladas en una corriente de agua obligan a que esta pase encima de ellas.

De acuerdo a la forma, ubicación respecto al flujo y otras características, los vertederos se dividen en varios tipos.

Se llama vertedero de cresta delgada a aquel en el que el contacto entre la cresta del vertedero y el agua es una sola línea. Esto se consigue haciendo la cresta con una placa metálica. Se considera también que un vertedero tiene la cresta delgada si entre el grueso "e" de ésta y la carga H se mantiene la relación.

$$H / e > 1.5$$

La fórmula general para el caudal que pasa sobre un vertedero es:

$$Q = M \times b \times H^{3/2} \quad 12 - 6$$

En la cual:

M - coeficiente.

b - ancho del vertedero, o sea longitud de la cresta.

H - carga sobre la cresta.

Para el caso de un vertedero libre de cresta delgada, el valor del coeficiente puede ser calculado con la fórmula de Konovalov (Bibl. 12 - 3):

$$Mo = \left[0.407 + \frac{0.045H}{H + y_1} \right] \times \left[1 + 0.285 \times \left(\frac{H}{H + y_1} \right)^2 \right] \times \sqrt{2g} \quad 12 - 7$$

O con la de Bazin:

$$Mo = \left[1.794 + \frac{0.0133}{H} \right] \times \left[1 + 0.55 \times \left(\frac{H}{H + y_1} \right)^2 \right] \quad 12 - 8$$

Siendo:

y_1 = elevación de la cresta sobre el fondo, aguas arriba.

Se da al coeficiente el subíndice "o" porque la velocidad de aproximación está incluida en el mismo y no es necesario (Figura No. 12 - 3) considerarla en la carga H.

Si el vertedero está sumergido, la fórmula se transforma en:

$$Q = s \times M \times b \times H^{3/2} \quad 12 - 9$$

Siendo "s" un coeficiente de corrección por sumersión y cuyo valor según Bazin está dado por:

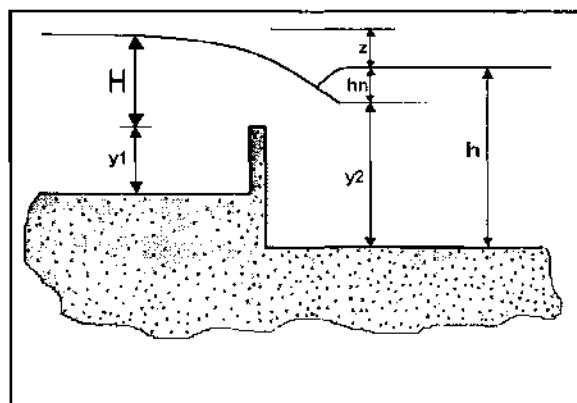


FIGURA 12 - 3

$$s = 1.05 \times \left[1 + 0.2 \frac{h_n}{y_2} \right] \times \sqrt[3]{\frac{Z}{H}} \quad 12 - 10$$

O por Villemonte (Bibl. 12 - 2)

$$s = \left[1 - \left(\frac{h_n}{H} \right)^{3/2} \right]^{0.385} \quad 12 - 11$$

Siendo:

Z - diferencia de elevación de las superficies de aguas arriba y debajo de la cresta.

h_n - elevación de aguas bajo vertederos sobre la cresta.

y_2 - elevación de la cresta sobre el fondo, aguas abajo.

Para considerar sumergido el vertedero, deben cumplirse las condiciones:

- 1) $h > y_2$
- 2) $Zo/y_2 < 0.7$

Si no se cumple la segunda condición, o sea si $Z_0/y > 0.7$ el vertedero se calcula como no sumergido, pues se produce un resalto hidráulico rechazado al pie.

12.3. FLUJO EN CAUCES ABIERTOS

El agua que se mueve en cauces abiertos tiene una superficie libre expuesta a la presión atmosférica. El movimiento se produce sin presión y por efecto solamente de la fuerza de la gravedad.

Este tipo de flujo se produce en ríos, canales, túneles y tuberías que no trabajan a sección llena y puede ser uniforme o no uniforme.

12.3.1. Flujo Uniforme

Se llama movimiento uniforme cuando las velocidades de flujo y los calados son iguales a lo largo del tramo. Por lo tanto los gradientes hidráulicos y geométricos del cauce son también iguales.

Las fuerzas que intervienen en la circulación del agua, si la aceleración es igual a cero son:

Los triángulos de presiones que se anulan por ser iguales y de sentido contrario, el peso propio y el rozamiento entre el agua y la superficie del cauce.

Si asumimos un tramo de sección transversal **A** y la longitud **L**, su peso será $G = W \times L \times A$ y la componente en el sentido del movimiento:

$$T = W \times L \times A \times \sin \alpha$$

Se ha demostrado experimentalmente que la fuerza de rozamiento **F** es proporcional a **L**, al perímetro mojado **P** y a la velocidad al cuadrado.

Sumando las fuerzas en el sentido horizontal tendremos:

$$W \times L \times A \times \sin \alpha - K \times P \times L \times V^2 = 0$$

Siendo $K = \text{constante de proporcionalidad}$.

Despejando la velocidad:

$$V = \sqrt{\frac{W}{K}} \times \sqrt{\frac{A}{P}} \times \sin \alpha$$

Para ángulos menores de 6° , $\sin \alpha$ se puede considerar igual a $\operatorname{tg} \alpha = J = \text{gradiente hidráulico}$. Además llamamos:

$$C = \sqrt{\frac{W}{k}} \quad \text{constante}$$

$$R = \frac{A}{P} \quad \text{radio hidráulico}$$

12 - 12

Entonces reemplazando valores obtendremos:

12 - 13

$$V = C \times \sqrt{R \times J}$$

Que es la fórmula desarrollada por Chezy en 1775.

Posteriormente se desarrolló una fórmula mucho más exacta, conocida como la de Darcy - Weisbach.

$$h = f \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g}$$

12 - 14

Que toma en cuenta, dentro del coeficiente f , no sólo la rugosidad del cauce o conducto sino también las características del líquido tales como la densidad y la viscosidad.

La ecuación 12 - 14 da la pérdida que se produce en un tubo de longitud L y de diámetro D pero puede ser utilizada para canales abiertos haciendo la transformación de $D = 4R$.

El valor de f establecido por Colebrook está dado por:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.7} + \frac{2.5}{R \times \sqrt{f}} \right)$$

O por el diagrama de Moody presentado en el Gráfico No.6.

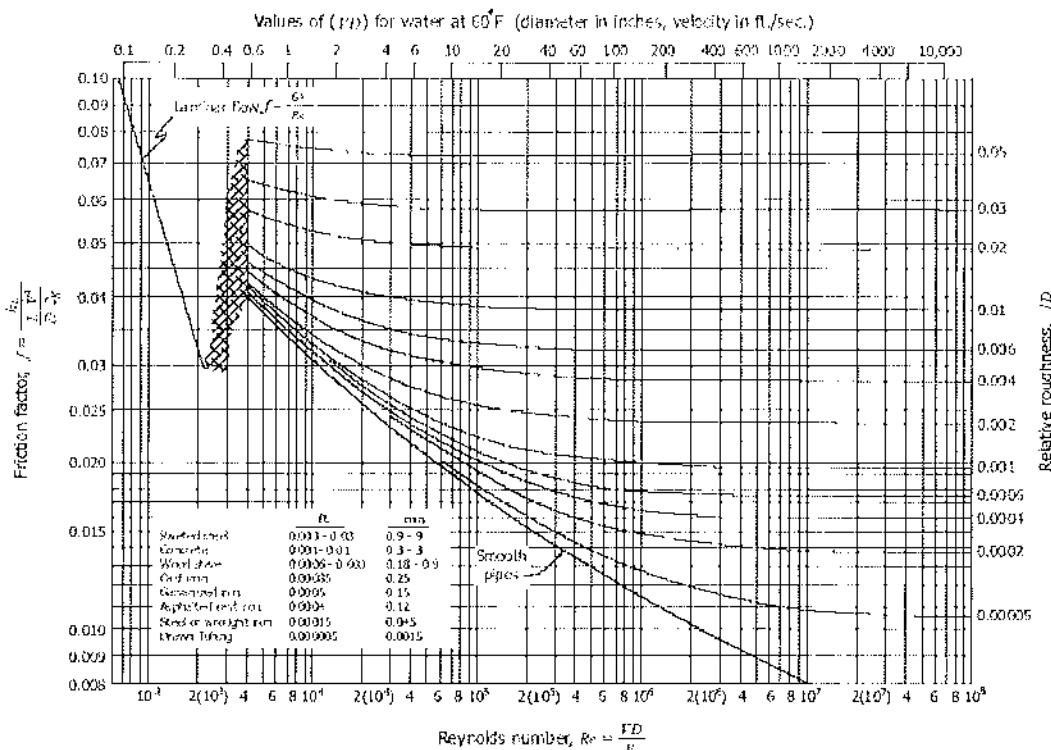


GRÁFICO N.- 6

Debido a las dificultades de cálculo para una relación implícita de f como la de Colebrook se ha tratado de representarla con relaciones explícitas aproximadas.

Así se tiene la de Alshtul (Bibl. 12 - 1)

$$f = 0.11 \times \left(K + \frac{68}{R_e} \right)^{0.75}$$

O la de Wood (Bibl. 12 - 4).

$$f = a + b \times \text{Re}^{-c}$$

$$a = 0.094K^{0.225} + 0.53K$$

$$b = 88K^{0.44}$$

$$c = 1.62K^{-0.134}$$

Tratándose de agua en condiciones normales de temperatura, por lo general se sigue usando la formula de Chezy.

Para el valor de C se han desarrollado varias fórmulas experimentales, entre las cuales se usan actualmente las siguientes:

a) Fórmula de Bazin (1897):

$$C = \frac{87}{1 + \frac{K}{\sqrt{R}}}$$

12 - 15

Siendo:

K - Rugosidad de las paredes del cauce presentada en el cuadro N.- 11 - 7

CUADRO N.- 12 - 2

MATERIAL DEL CAUCE	Valor de K(Bazin)
Cemento pulido, madera cepillada, metal	0.06
Hormigón bien terminado	0.15
Hormigón normal	0.3
Mampostería de piedra normal	0.46
Mampostería de piedra mal acabada	0.85
Canal en tierra normal	1.3
Roca o tierra con vegetación	1.75

b) Fórmula de Manning

Que fue desarrollada en 1890 y a pesar de ser una relación puramente empírica se usa todavía extensamente por la comodidad que presenta para el cálculo:

$$C = \frac{1}{n} \times R^{1/6}$$

y

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times f^{1/2}$$

12 - 16

A continuación, en el cuadro 11 – 8 se presentan los valores de n para diferentes materiales:

CUADRO N.- 12 - 3

Material del Cauce	Min.	Med.	Max.
Roca áspera	-	0.040	0.045
Roca igualadas las asperezas	0.020	0.033	0.035
Canales grandes en buen estado	0.020	0.0225	0.025
Canales grandes en estado regular	0.023	0.025	0.027
Canales grandes en mal estado	0.025	0.0275	0.030
Canales malos semi-derrumbados	0.028	0.030	0.033
Canal irregular con vegetación	0.033	0.035	0.040
Madera cepillada	0.010	0.013	0.014

Material del Cauce	Min.	Med.	Max.
Madera sin cepillar	0.012	0.015	0.018
Hormigón sin alisado con buen encofrado	0.013	0.014	0.015
Hormigón con huellas de tablas	0.015	0.016	0.018
Hormigón alisado	0.011	0.012	0.013
Mampostería, piedra	0.017	0.0225	0.030
Gabiones	0.025	0.027	0.032
Ladrillo enlucido	0.012	0.015	0.017

Para facilitar el uso simultáneo de las fórmulas de Manning y Bazin se da el cuadro N.- 12 - 4 de conversión, adjunta.

Se tienen atrás fórmulas empíricas como la de:

Equivalencia de los coeficientes K de Bazin y "n" de Manning según la ecuación:

$$\frac{1}{n} R^{0.166} = \frac{87}{1 + K / \sqrt{R}}$$

CUADRO N.- 12 - 4

R	K de Bazin						
	0.06	0.16	0.30	0.46	0.85	1.30	1.75
0.04	0.009	0.012	0.017	0.022	0.035	0.050	0.066
0.06	0.009	0.012	0.016	0.021	0.032	0.045	0.059
0.08	0.009	0.012	0.016	0.020	0.030	0.042	0.054
0.10	0.009	0.012	0.015	0.019	0.029	0.040	0.051
0.12	0.009	0.012	0.015	0.019	0.028	0.038	0.049
0.14	0.010	0.012	0.015	0.018	0.027	0.037	0.047
0.16	0.010	0.012	0.015	0.018	0.026	0.036	0.046
0.18	0.010	0.012	0.015	0.018	0.026	0.035	0.044
0.20	0.010	0.012	0.015	0.018	0.025	0.034	0.043
0.25	0.010	0.012	0.015	0.018	0.025	0.033	0.041
0.30	0.010	0.012	0.015	0.017	0.024	0.032	0.039
0.35	0.011	0.012	0.015	0.017	0.024	0.031	0.038
0.40	0.011	0.012	0.015	0.017	0.023	0.030	0.037
0.45	0.011	0.012	0.015	0.017	0.023	0.030	0.036

Sigue....

.....Viene

R	K de Bazin						
	0.06	0.16	0.30	0.46	0.85	1.30	1.75
0.50	0.011	0.013	0.015	0.017	0.023	0.029	0.036
0.60	0.011	0.013	0.015	0.017	0.022	0.029	0.034
0.70	0.012	0.013	0.015	0.017	0.022	0.028	0.033
0.80	0.012	0.013	0.015	0.017	0.022	0.027	0.033
0.90	0.012	0.013	0.015	0.017	0.021	0.027	0.032
1.00	0.012	0.013	0.015	0.017	0.021	0.026	0.032
1.20	0.012	0.014	0.015	0.017	0.021	0.026	0.031
1.40	0.013	0.014	0.015	0.017	0.021	0.026	0.030
1.60	0.013	0.014	0.015	0.017	0.021	0.025	0.030
1.80	0.013	0.014	0.016	0.017	0.021	0.025	0.029
2.00	0.013	0.014	0.016	0.017	0.021	0.025	0.029
2.20	0.014	0.015	0.016	0.017	0.021	0.025	0.029
2.40	0.014	0.015	0.016	0.017	0.021	0.024	0.028
2.60	0.014	0.015	0.016	0.017	0.021	0.024	0.028
2.80	0.014	0.015	0.016	0.017	0.021	0.024	0.028
3.00	0.014	0.015	0.016	0.017	0.021	0.024	0.028

c) Pavlovski (1935):

$$C = \frac{1}{n} \times R^r \quad \text{en la que}$$

$$Y = 2.5 \times \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \times \sqrt{R} \times \left(\sqrt{n} - 0.10 \right)$$

12-17

Para simplificar el cálculo se puede poner:

$$Y = 1.5\sqrt{n} \quad \text{para} \quad R < 1.0m$$

$$Y = 1.3\sqrt{n} \quad \text{para} \quad R > 1.0m$$

Se ha tratado también de encontrar fórmulas analíticas y tenemos las de:

d) Agroskin (1948):

$$C = 17.72 \times (K + \log R)$$

12 - 8

Teniendo que:

$$K = \frac{0.05643}{n}$$

Podemos poner la fórmula también así:

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \times \log R$$

El profesor holandés J.T. THIJSSÉ desarrolló la fórmula:

$$C = 18 \log \frac{6 \times R}{a + d/7}$$

En la cual:

a - magnitud de la rugosidad absoluta.

d - espesor de la capa laminar.

El valor de **a** puede encontrarse en función del coeficiente de rugosidad **n** con la relación.

$$a = 1.28 \times 10^8 \times n^6$$

1) Comprobación

En un canal ya construido o diseñado, encontrar el caudal que puede llevar, y la velocidad con la que iría el agua.

Supongamos que se tiene un canal de forma trapezoidal con las siguientes características:

Ancho de solera
Calado

- **b**
- **d**

Talud de las paredes	- m
Gradiente	- j
Rugosidad	- n

Se encuentra el área mojada

$$A = b \times d + m \times d^2 \quad 12-20$$

El perímetro mojado:

$$P = b + 2d \times \sqrt{1 + m^2} \quad 12-21$$

El radio hidráulico:

$$R = A / P \quad 12-22$$

Se encuentra el coeficiente C, y se reemplazan los valores obtenidos en la fórmula de Chezy (12 -13).

Un problema similar se tiene si se trata de encontrar el gradiente necesario para que un canal de sección conocida lleve un caudal determinado.

De la ecuación de continuidad $Q = A \times V$

Se tendría que la velocidad es $V = Q / A$

y el gradiente:

$$J = V^2 \times n^2 / R^{4/3} \quad 12-23$$

2) Diseño

Se trata de escoger las dimensiones que debe tener el canal para que pueda llevar un caudal o con un gradiente J. Se conoce la rugosidad n del cauce. El problema admite muchas soluciones y es conveniente resolverla por medio de tablas.

Reemplazando en la fórmula de Manning (12 - 16) los valores del área mojada (12 - 20) y del perímetro mojado (12 - 21) se tiene las expresiones:

$$\frac{Q \times n}{J^{1/2} \times d^{8/3}} = \frac{\left(\frac{b}{d} + m\right)^{5/3}}{\left(\frac{b}{d} + 2 \times \sqrt{1+m^2}\right)^{2/3}} = K$$

$$\frac{Q \times n}{J^{1/2} \times b^{8/3}} = \frac{\left(\frac{d}{b} + m \times \left(\frac{d}{b}\right)^2\right)^{5/3}}{\left(1 + 2 \times \frac{d}{b} \times \sqrt{1+m^2}\right)^{2/3}} = K'$$

Estas expresiones calculadas para diferentes valores de m y de la relación d/b se presenta en los cuadros 12 - 5 y 12 - 6.

El procedimiento de cálculo consiste en asumir o imponerse un valor de b o d , calcular el valor de K o K' y, en los cuadros en la columna correspondiente de m , buscar el valor de d/b .

CUADRO 12 - 5
Valores de $K' = Qnd^{-8/3} J^{-1/2}$

d/B	$m=0$	$m=0.25$	$m=0.5$	$m=0.75$	$m=1$	$m=1.5$	$m=2$
0.01	98.689	99.06	99.359	99.600	99.799	100.120	100.384
0.015	65.366	65.736	66.034	66.275	66.475	66.798	67.066
0.02	48.710	49.077	49.375	49.616	49.816	50.142	50.415
0.025	38.720	39.086	39.382	39.624	39.825	40.143	40.429
0.03	32.063	32.427	32.723	32.964	33.166	33.497	33.776
0.035	27.311	27.674	27.969	28.210	28.412	28.745	29.027
0.04	23.750	24.110	24.405	24.646	24.848	25.183	25.468
0.045	20.981	21.340	21.634	21.875	22.078	22.415	22.703
0.05	18.769	19.126	19.419	19.660	19.863	20.202	20.492
0.06	15.5	15.8	16.1	16.4	16.6	16.9	17.2
0.07	13.09	13.44	13.7	14.0	14.2	14.5	14.8
0.08	11.32	11.67	11.93	12.20	12.40	12.75	13.06
0.09	9.95	10.29	10.58	10.82	11.03	11.38	11.68
0.10	8.86	9.19	9.52	9.72	9.93	10.28	10.59
0.11	7.97	8.30	8.59	8.82	9.03	9.38	9.70
0.12	7.22	7.56	7.84	8.08	8.28	8.64	8.96
0.13	6.60	6.93	7.21	7.44	7.65	8.01	8.33
0.14	6.06	6.39	6.67	6.90	7.11	7.47	7.79
0.15	5.60	5.92	6.20	6.44	6.65	7.01	7.33
0.16	5.20	5.52	5.79	6.03	6.24	6.60	6.93

Sigue.....

.....Viene

d/B	m=0	m=0.25	m=0.5	m=0.75	m=1	m=1.5	m=2
0.17	4.84	5.16	5.44	5.67	5.88	6.25	6.58
0.18	4.53	4.85	5.12	5.36	5.57	5.93	6.26
0.19	4.25	4.56	4.83	5.07	5.28	5.65	5.98
0.20	4.00	4.31	4.58	4.82	5.03	5.39	5.72
0.21	3.77	4.08	4.35	4.59	4.80	5.16	5.49
0.22	3.57	3.87	4.15	4.37	4.59	4.95	5.29
0.23	3.98	3.68	3.95	4.19	4.39	4.76	5.10
0.24	3.21	3.51	3.78	4.01	4.22	4.59	4.93
0.25	3.06	3.35	3.62	3.86	4.06	4.43	4.76
0.26	2.91	3.21	3.47	3.71	3.92	4.29	4.62
0.27	2.78	3.08	3.34	3.57	3.78	4.15	4.49
0.28	2.66	2.95	3.21	3.45	3.65	4.02	4.36
0.29	2.54	2.83	3.10	3.33	3.53	3.91	4.25
0.30	2.44	2.73	2.99	3.22	3.43	3.80	4.14
0.31	2.34	2.62	2.89	3.12	3.32	3.69	4.04
0.32	2.25	2.53	2.79	3.02	3.23	3.60	3.94
0.33	2.16	2.45	2.71	2.93	3.14	3.51	3.86
0.34	2.08	2.36	2.62	2.85	3.06	3.43	3.77
0.35	2.01	2.29	2.54	2.77	2.98	3.35	3.69
0.36	1.94	2.21	2.47	2.70	2.91	3.28	3.62
0.37	1.87	2.15	2.40	2.62	2.83	3.20	3.55
0.38	1.80	2.08	2.34	2.56	2.77	3.14	3.48
0.39	1.74	2.02	2.27	2.50	2.71	3.08	3.42
0.40	1.69	1.97	2.21	2.44	2.64	3.02	3.36
0.41	1.64	1.91	2.15	2.38	2.59	2.96	3.30
0.42	1.59	1.86	2.11	2.33	2.54	2.91	3.25
0.43	1.54	1.80	2.05	2.27	2.48	2.85	3.20
0.44	1.49	1.76	2.01	2.23	2.44	2.81	3.15
0.45	1.45	1.72	1.96	2.18	2.39	2.76	3.10
0.46	1.41	1.67	1.92	2.14	2.34	2.72	3.06
0.47	1.37	1.63	1.87	2.10	2.30	2.67	3.02
0.48	1.331	1.59	1.83	2.06	2.26	2.63	2.98
0.49	1.294	1.55	1.80	1.02	2.22	2.59	2.94
0.50	1.260	1.52	1.76	1.98	2.19	2.56	2.90
0.52	1.196	1.45	1.69	1.91	2.11	2.49	2.83
0.54	1.137	1.39	1.63	1.84	2.05	2.42	2.77
0.56	1.082	1.331	1.57	1.79	1.99	2.36	2.71
0.58	1.032	1.279	1.51	1.73	1.93	2.31	2.65
0.60	0.985	1.230	1.46	1.68	1.88	2.25	2.60
0.62	0.942	1.184	1.42	1.64	1.84	2.21	2.55
0.64	0.902	1.142	1.37	1.59	1.79	2.16	2.50
0.66	0.865	1.102	1.332	1.55	1.75	2.12	2.46
0.68	0.830	1.065	1.294	1.51	1.71	2.08	2.42
0.70	0.797	1.030	1.257	1.47	1.67	2.04	2.39
0.72	0.767	0.997	1.224	1.43	1.64	2.01	2.35

Sigue.....

.....Viene

d/B	m=0	m=0.25	m=0.5	m=0.75	m=1	m=1.5	m=2
0.74	0.738	0.967	1.191	1.40	1.60	1.97	2.32
0.76	0.711	0.937	1.161	1.37	1.57	1.94	2.29
0.78	0.685	0.911	1.133	1.345	1.54	1.91	2.25
0.80	0.661	0.885	1.105	1.315	1.51	1.88	2.23
0.82	0.639	0.860	1.079	1.289	1.49	1.86	2.20
0.84	0.617	0.838	1.055	1.269	1.46	1.83	2.17
0.86	0.597	0.815	1.032	1.240	1.44	1.80	2.15
0.88	0.577	0.794	1.010	1.218	1.41	1.78	2.13
0.90	0.559	0.776	0.989	1.196	1.39	1.76	2.11
0.92	0.542	0.755	0.970	1.176	1.37	1.74	2.09
0.94	0.526	0.737	0.951	1.156	1.35	1.72	2.07
0.96	0.510	0.720	0.940	1.137	1.333	1.70	2.05
0.98	0.495	0.704	0.916	1.119	1.315	1.68	2.03
1.00	0.481	0.688	0.898	1.102	1.298	1.66	2.01
1.05	0.448	0.652	0.860	1.063	1.259	1.62	1.97
1.10	0.419	0.619	0.825	1.026	1.220	1.59	1.93
1.15	0.392	0.590	0.793	0.994	1.186	1.55	1.90
1.20	0.369	0.563	0.765	0.964	1.156	1.52	1.86
1.25	0.347	0.538	0.739	0.937	1.128	1.49	1.84
1.30	0.328	0.516	0.715	0.911	1.102	1.47	1.81
1.35	0.310	0.495	0.692	0.888	1.079	1.44	1.78
1.40	0.293	0.476	0.672	0.867	1.057	1.42	1.76
1.45	0.279	0.459	0.653	0.847	1.036	1.40	1.74
1.50	0.264	0.443	0.635	0.829	1.018	1.38	1.72
1.55	0.252	0.428	0.619	0.812	1.000	1.36	1.70
1.60	0.240	0.414	0.604	0.795	0.983	1.343	1.69
1.65	0.229	0.401	0.590	0.781	0.968	1.327	1.67
1.70	0.219	0.389	0.576	0.767	0.953	1.312	1.66
1.75	0.210	0.378	0.564	0.753	0.940	1.298	1.64
1.80	0.201	0.367	0.552	0.741	0.927	1.284	1.63
1.85	0.192	0.357	0.541	0.729	0.915	1.272	1.62
1.90	0.185	0.348	0.530	0.718	0.903	1.260	1.60
1.95	0.178	0.339	0.520	0.707	0.892	1.249	1.59
2.00	0.171	0.330	0.511	0.697	0.882	1.238	1.58
2.10	0.159	0.316	0.494	0.679	0.863	1.219	1.56
2.20	0.148	0.302	0.479	0.662	0.845	1.201	1.54
2.30	0.138	0.289	0.464	0.647	0.830	1.184	1.53
2.40	0.129	0.278	0.451	0.633	0.816	1.169	1.51
2.50	0.121	0.268	0.439	0.621	0.802	1.156	1.50
2.60	0.114	0.258	0.429	0.609	0.790	1.143	1.49
2.70	0.108	0.250	0.419	0.598	0.779	1.131	1.47
2.80	0.102	0.242	0.410	0.588	0.769	1.121	1.46
2.90	0.096	0.234	0.401	0.579	0.759	1.110	1.45
3.00	0.091	0.227	0.394	0.571	0.750	1.101	1.44
3.10	0.087	0.221	0.386	0.563	0.741	1.092	1.433
3.20	0.082	0.215	0.379	0.555	0.734	1.084	1.43

Sigue.....

.....Viene

d/B	m=0	m=0.25	m=0.5	m=0.75	m=1	m=1.5	m=2
3.30	0.078	0.210	0.372	0.548	0.726	1.076	1.416
3.40	0.075	0.205	0.367	0.542	0.718	1.069	1.41
3.50	0.071	0.200	0.361	0.536	0.713	1.062	1.402
3.60	0.068	0.196	0.356	0.530	0.707	1.056	1.39
3.80	0.063	0.188	0.346	0.519	0.695	1.044	1.38
4.00	0.058	0.180	0.337	0.509	0.686	1.034	1.37
4.50	0.048	0.165	0.319	0.489	0.664	1.011	1.35
5.00	0.040	0.153	0.305	0.474	0.647	0.993	1.332

CUADRO 12 - 6
Valores de K = QnB^{-8/3} J^{-1/2}

d/B	m = 0	m = 0.25	m = 0.50	m = 0.75	m = 1	m = 1.5	m = 2
0.01	0.000458	0.00046	0.000461	0.000462	0.000463	0.000465	0.000466
0.015	0.000895	0.0009	0.000904	0.000907	0.00091	0.000914	0.000918
0.02	0.00144	0.00145	0.00146	0.00146	0.00147	0.00148	0.00149
0.025	0.00207	0.00209	0.0021	0.00212	0.00213	0.00215	0.00216
0.03	0.00279	0.00282	0.00284	0.00286	0.00288	0.00291	0.00293
0.035	0.00358	0.00363	0.00367	0.0037	0.00372	0.00377	0.0038
0.04	0.00444	0.00451	0.00457	0.00461	0.00465	0.00471	0.00477
0.045	0.00538	0.00547	0.00554	0.0056	0.00566	0.00574	0.00582
0.05	0.00637	0.00649	0.00659	0.00667	0.00674	0.00685	0.00695
0.06	0.00855	0.00875	0.00888	0.00902	0.00915	0.00929	0.00949
0.07	0.0109	0.0112	0.0114	0.0116	0.0118	0.0121	0.0123
0.08	0.0135	0.0139	0.0142	0.0145	0.0147	0.0151	0.0155
0.09	0.0162	0.0168	0.0172	0.0176	0.018	0.0185	0.019
0.1	0.019	0.0198	0.0205	0.0209	0.0214	0.0221	0.0228
0.11	0.0221	0.023	0.0238	0.0245	0.0251	0.026	0.0269
0.12	0.0253	0.0264	0.0275	0.0283	0.029	0.0303	0.0314
0.13	0.0286	0.03	0.0312	0.0323	0.0332	0.0347	0.0361
0.14	0.032	0.0337	0.0353	0.0365	0.0376	0.0395	0.0412
0.15	0.0355	0.0376	0.0394	0.0409	0.0422	0.0446	0.0466
0.16	0.0392	0.0417	0.0437	0.0455	0.047	0.0498	0.0522
0.17	0.0429	0.0458	0.0483	0.0503	0.0522	0.0554	0.0583
0.18	0.0468	0.0501	0.0529	0.0553	0.0575	0.0612	0.0647
0.19	0.0507	0.0544	0.0577	0.0606	0.0606	0.0673	0.0713
0.2	0.0547	0.0589	0.0627	0.0659	0.0686	0.074	0.0781
0.21	0.0588	0.0635	0.068	0.0713	0.0747	0.0808	0.0855

Sigue.....

.....Viene

d/B	m = 0	m = 0.25	m = 0.50	m = 0.75	m = 1	m = 1.5	m = 2
0.22	0.0629	0.068	0.0734	0.0774	0.0808	0.0875	0.0935
0.23	0.0671	0.0734	0.0787	0.0835	0.0875	0.0949	0.102
0.24	0.0713	0.0781	0.0841	0.0895	0.0935	0.102	0.11
0.25	0.076	0.0835	0.0895	0.0956	0.101	0.11	0.118
0.26	0.0801	0.0882	0.0956	0.102	0.108	0.118	0.127
0.27	0.0848	0.0935	0.102	0.109	0.115	0.127	0.137
0.28	0.0895	0.0989	0.108	0.116	0.122	0.135	0.146
0.29	0.0935	0.104	0.114	0.122	0.13	0.144	0.156
0.3	0.0983	0.11	0.12	0.13	0.138	0.153	0.167
0.31	0.103	0.116	0.127	0.137	0.146	0.163	0.178
0.32	0.108	0.121	0.134	0.145	0.155	0.172	0.189
0.33	0.112	0.127	0.141	0.153	0.164	0.182	0.201
0.34	0.117	0.133	0.147	0.16	0.172	0.193	0.212
0.35	0.122	0.139	0.155	0.169	0.181	0.204	0.225
0.36	0.128	0.145	0.162	0.177	0.19	0.215	0.238
0.37	0.132	0.151	0.169	0.185	0.2	0.226	0.251
0.38	0.137	0.157	0.177	0.194	0.209	0.238	0.264
0.39	0.141	0.164	0.184	0.203	0.219	0.25	0.277
0.4	0.146	0.171	0.192	0.212	0.229	0.262	0.291
0.41	0.151	0.177	0.2	0.221	0.24	0.275	0.306
0.42	0.157	0.183	0.208	0.23	0.251	0.288	0.322
0.43	0.162	0.19	0.216	0.24	0.262	0.301	0.337
0.44	0.168	0.197	0.225	0.25	0.273	0.314	0.353
0.45	0.172	0.204	0.233	0.26	0.284	0.328	0.369
0.46	0.177	0.211	0.242	0.27	0.296	0.343	0.386
0.47	0.182	0.217	0.25	0.281	0.308	0.357	0.404
0.48	0.188	0.224	0.259	0.291	0.32	0.372	0.421
0.49	0.193	0.232	0.268	0.302	0.332	0.387	0.439
0.5	0.199	0.24	0.277	0.312	0.345	0.403	0.457
0.52	0.209	0.254	0.296	0.334	0.369	0.435	0.495
0.54	0.22	0.268	0.315	0.357	0.397	0.468	0.535
0.56	0.231	0.283	0.334	0.381	0.425	0.503	0.576
0.58	0.242	0.299	0.354	0.405	0.453	0.54	0.62
0.6	0.252	0.315	0.375	0.43	0.483	0.577	0.665
0.62	0.263	0.331	0.396	0.456	0.513	0.617	0.71
0.64	0.275	0.347	0.417	0.483	0.544	0.657	0.76
0.66	0.285	0.364	0.439	0.511	0.577	0.7	0.81

Sigue....

.....Viene

d/B	m = 0	m = 0.25	m = 0.50	m = 0.75	m = 1	m = 1.5	m = 2
0.68	0.297	0.381	0.462	0.539	0.611	0.74	0.87
0.7	0.308	0.398	0.486	0.567	0.645	0.79	0.92
0.72	0.319	0.415	0.509	0.597	0.68	0.83	0.98
0.74	0.33	0.433	0.534	0.627	0.72	0.88	1.04
0.76	0.342	0.451	0.559	0.66	0.75	0.94	1.1
0.78	0.353	0.47	0.584	0.693	0.79	0.99	1.6
0.8	0.365	0.488	0.61	0.73	0.83	1.4	1.23
0.82	0.376	0.507	0.636	0.76	0.87	1.1	1.3
0.84	0.388	0.526	0.663	0.79	0.92	1.5	1.37
0.86	0.399	0.545	0.693	0.83	0.96	1.2	1.44
0.88	0.411	0.565	0.72	0.87	1	1.126	1.51
0.9	0.422	0.585	0.75	0.9	1.05	1.33	1.59
0.92	0.434	0.605	0.78	0.94	1.1	1.39	1.67
0.94	0.446	0.625	0.81	0.98	1.15	1.46	1.75
0.96	0.458	0.646	0.84	1.02	1.2	1.53	1.84
0.98	0.469	0.667	0.87	1.06	1.25	1.6	1.92
1	0.48	0.687	0.9	1.1	1.3	1.66	2.01
1.05	0.511	0.74	0.98	1.21	1.43	1.85	2.24
1.1	0.54	0.8	1.06	1.33	1.57	2.05	2.49
1.15	0.57	0.86	1.15	1.45	1.72	2.25	2.75
1.2	0.6	0.92	1.24	1.57	1.88	2.47	3.03
1.25	0.63	0.98	1.34	1.7	2.05	2.71	3.33
1.3	0.66	1.04	1.44	1.84	2.22	2.95	3.65
1.35	0.69	1.1	1.54	1.98	2.4	3.2	3.98
1.4	0.72	1.17	1.65	2.13	2.59	3.49	4.33
1.45	0.75	1.24	1.76	2.28	2.79	3.77	4.7
1.5	0.78	1.31	1.87	2.44	3	4.06	5.08
1.55	0.81	1.38	1.99	2.61	3.22	4.37	5.48
1.6	0.84	1.45	2.11	2.79	3.45	4.7	5.92
1.65	0.87	1.53	2.24	2.97	3.68	5.04	6.34
1.7	0.9	1.6	2.37	3.16	3.92	5.4	6.8
1.75	0.93	1.68	2.51	3.35	4.18	5.77	7.3
1.8	0.96	1.76	2.64	3.55	4.44	6.15	7.81
1.85	0.99	1.84	2.78	3.76	4.72	6.56	8.34
1.9	1.02	1.92	2.93	3.98	5	7	8.88
1.95	1.05	2.01	3.09	4.2	5.3	7.45	9.42
2	1.08	2.1	3.25	4.43	5.6	7.88	10

Sigue.....

.....Viene

d/B	$m = 0$	$m = 0.25$	$m = 0.50$	$m = 0.75$	$m = 1$	$m = 1.5$	$m = 2$
2.1	1.15	2.28	3.57	4.91	6.24	8.82	11.3
2.2	1.21	2.47	3.92	5.42	6.91	9.83	12.6
2.3	1.27	2.67	4.28	5.96	7.6	10.9	14
2.4	1.33	2.87	4.66	5.54	8.41	12	15.5
2.5	1.39	3.08	5.06	7.14	9.22	13.3	17.2
2.6	1.45	3.3	5.48	7.81	10.1	14.6	19
2.7	1.52	3.53	5.92	8.48	11	16	20.8
2.8	1.58	3.76	6.39	9.15	12	17.4	22.7
2.9	1.64	4	6.86	9.89	13	19	24.8
3	1.7	4.26	7.4	10.7	14.1	20.6	27
3.1	1.77	4.52	7.89	11.5	15.15	22.32	29.27
3.2	1.83	4.79	8.41	12.3	16.3	24.1	31.7
3.3	1.89	5.07	9	13.23	17.53	25.98	34.19
3.4	1.95	5.36	9.56	14.1	18.8	27.9	36.7
3.5	2.02	5.65	10.2	15.12	20.13	30	39.59
3.6	2.08	5.96	10.8	16.2	21.5	32.2	42.4
3.8	2.21	6.6	12.2	18.3	24.4	36.7	48.7
4	2.33	7.27	13.6	20.5	27.7	41.7	55.3
4.5	2.64	9.09	17.6	27	36.7	55.8	74.7
5	2.95	11.20	22.30	34.70	47.30	72.70	97.60

12.3.2. Flujo no uniforme

a) Definiciones

Se llama flujo normal cuando el caudal fluye por un cauce abierto con velocidad uniforme. Por lo tanto en un canal prismático las secciones mojadas y los calados son constantes y el gradiente del fondo i , el gradiente piezométrico y el gradiente hidráulico J son iguales. El calado que se produce en flujo uniforme se llama calado normal y se presenta con d_0 .

Se llama energía específica de la corriente a la energía total que contiene una unidad de peso del líquido respecto a algún eje de referencia arbitrario. Esta energía disminuye a lo largo del cauce puesto que el movimiento se produce a expensas de la misma.

Se llama energía específica de la sección a la energía referida a un eje que pasa por el fondo de la sección. Es una parte de la anterior, no se consume en vencer resistencia y se expresa por:

$$E = \frac{\alpha \times V^2}{2g} + d \quad 12 - 24$$

4

El valor de α que sirve para corregir la desigual distribución de velocidades que en la sección muchas veces no se toma en cuenta.

Si reemplazamos la velocidad en función del caudal que es constante, tenemos que:

$$E = d + \frac{Q^2}{2g \times A^2} \quad 12 - 25$$

Y poniendo d en las ordenadas y E en las abscisas vemos que la variación de la energía con el calado es una curva del tipo hipérbólico asintótica al eje de las abscisas y a una recta que hace 45° con este eje, tal como se ve en la Figura No. 12 - 4.

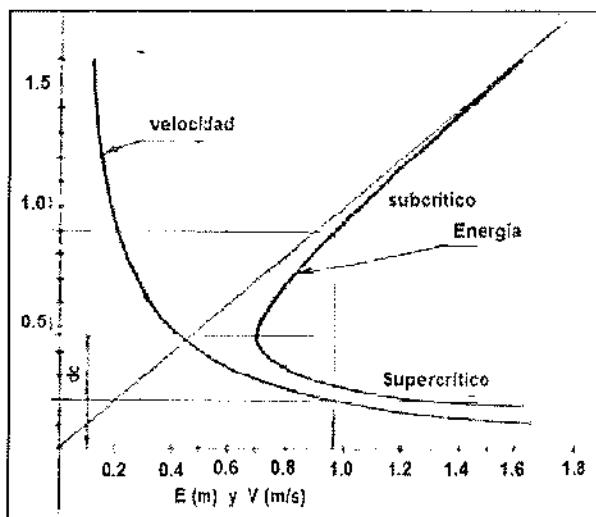


FIGURA 12 - 4

A cada valor de E corresponden dos valores de calado (d), excepto para el caso de energía mínima que se produce con un calado único y que se llama calado crítico y que se presenta con dc. Se llama flujo crítico al que ocurre con un calado crítico y con velocidad crítica. El flujo que se produce con calados menores que el crítico y velocidades mayores que la crítica se llama flujo supercrítico. El flujo que se produce con calados mayores que el crítico y velocidades menores que el crítico se llama flujo subcrítico.

En el flujo subcrítico o tranquilo la velocidad es tal que un pequeño disturbio puede propagarse hacia aguas arriba. Las condiciones aguas abajo influyen en el comportamiento de la corriente aguas arriba. Si la velocidad es mayor y es tal que el disturbio es arrastrado. Se llama supercrítico o rápido. Entonces el flujo es controlado por las condiciones aguas arriba.

El valor del calado crítico puede ser encontrado analíticamente. Si derivamos la expresión de la energía e igualamos a cero la derivada, obtenemos:

$$\frac{dE}{dd} = 0 = 1 - \frac{Q^2 \times dA}{g \times A^3 \times dd}$$

Pero como $dA = Bd$ siendo B el ancho en la superficie, tenemos:

$$\frac{Q^2 \times B}{g \times A^3} = 1 \quad 12-26$$

El calado crítico se despeja de esta ecuación. Se ve que no depende ni del gradiente ni de la rugosidad sino solamente de la forma de la sección.

Si la sección es rectangular la ecuación se simplifica a:

$$\frac{Q^2 \times B}{g \times B^3 \times d^3} = \frac{Q^2}{g \times A^2 \times d} = 1$$

Reemplazando el caudal con la velocidad obtenemos:

$$\frac{V^2}{g \times d} = 1 \quad 12-27$$

La expresión V^2/gd se llama parámetro de cineticidad. La raíz cuadrada de esta expresión $V/\sqrt{g \times d}$ se llama número de Froude y generalmente se presenta con la letra F. Se debe indicar que varios autores como por ejemplo Streeter llaman número de Froude al parámetro de cineticidad.

De las expresiones anteriores se puede obtener la velocidad crítica:

$$V_c = \sqrt{g \times d} \quad 12-28$$

Y el calado crítico:

$$d_c = \frac{\sqrt{Q^2}}{g \times B^2} = \frac{V^2}{g} \quad 12-29$$

O tomando $\alpha = 1,1$ y poniendo el caudal por unidad de ancho:

$$d_c = 0.482 q^{2/3} \quad 12-30$$

El calado crítico para una sección trapezoidal puede encontrarse con la fórmula de I.I. Agroskin (1954):

$$d_c = \left[1 - \frac{S}{3} + 0.105 \times S^2 \right] \times d_{cR} \quad 12-31$$

En la cual:

$$S = \frac{m \times d_{cR}}{b}$$

Siendo:

M - talud.

B - ancho en el fondo.

d_{cR} - calado crítico para una sección rectangular de ancho b, debiendo ser S<1.2 para que la formula sea válida.

Para una sección parabólica que tiene el ancho del espejo de agua igual a:

$$B = 2 \times \sqrt{2} p \times d$$

Y la sección mojada:

$$A = \frac{2}{3} \times B \times d$$

El calado crítico está dado por:

$$d_c = \sqrt{\frac{27}{64}} \times \sqrt{\frac{Q^2}{P \times g}}$$

O tomando $\alpha=1,1$

$$d_c = 0.466 \times \sqrt{\frac{Q^2}{P}}$$

Siendo p el semiparámetro de la parábola.

De acuerdo a lo anterior, podemos clasificar los regímenes de flujo:

Cuando:

$F = 1 \quad d = d_c \quad y \quad V = V_c$ el régimen es crítico

$F > 1 \quad d < d_c \quad y \quad V > V_c$ el régimen es supercrítico

$F < 1 \quad d > d_c \quad y \quad V < V_c$ el régimen es subcrítico

Se llama **gradiente crítico** a aquel con el cual el calado crítico coincide con el calado normal; o sea que produce flujo normal.

$$d_o = d_c \quad J_c = i$$

Si aumentamos el gradiente se aumenta el calado del fondo $i > J_c$ la velocidad aumenta y $d_o < d_c$.

Si disminuimos el gradiente del fondo se disminuye el calado $i < J_c$ la velocidad disminuye y $d_o > d_c$.

El gradiente crítico, para cualquier forma de sección se calcula con la fórmula de Chezy en la que se han reemplazado los valores críticos:

$$J_c = Q^2 / A_c^2 \times C_c^2 \times R_c \quad 12 - 32$$

Para el flujo uniforme tenemos que $J=i$ y $d=d_o$. Poniendo la ecuación de Chezy: $Q = A \times C \times \sqrt{R \times J}$ en la forma:

$$d_o^n \times i = const.$$

$$d^n \times j = const.$$

Vemos que si el calado disminuye del normal, el gradiente hidráulico se hace mayor que el geométrico. Si el calado aumenta, el gradiente disminuye. O sea:

$$\text{Cuando } d < d_o \quad J > i$$

$$\text{Cuando } d > d_o \quad J < i$$

12.3.3. Ecuación general del movimiento no uniforme

Derivando la energía específica de la corriente según la longitud:

$$E = \frac{Q^2}{2g \times A^2} + d + z \quad (9) \quad 12 - 33$$

Obtenemos:

$$\frac{dE}{dL} = -\frac{Q^2}{gA^3} \frac{dd}{dL} + \frac{di}{dL}$$

Pero:

$$\frac{dE}{dL} \rightarrow J \quad \text{gradiente hidráulica}$$

$$\frac{dz}{dL} \rightarrow i \quad \text{gradiente geométrica}$$

Reemplazando

$$-J = -\frac{Q^2}{gA^3} \frac{Bdd}{dL} + \frac{dd}{dL} - i$$

Y despejando:

$$\frac{dd}{dL} = \frac{i-J}{1-Q^2 \times B/g \times A^3} = \frac{i-J}{1-V^2/g \times d} = \frac{i-J}{1/F^2}$$

12 - 34

12.3.4. Curvas de remanso

Muchas veces debido a un obstáculo, cambio de gradiente o sección, o cualquier otra alteración en el cauce, el calado no es el normal.

Entonces de acuerdo al gradiente existente, y al calado real del agua, la superficie del agua sigue distintas curvas que se llaman de remanso. La forma de estas curvas puede ser determinada con la ecuación antes desarrollada.

Así por ejemplo. Supongamos que tenemos un gradiente débil o sea inferior a la crítica.

Como $i < J_c$, $d_o > d_c$

Supongamos que el calado del agua es mayor que el normal $d > d_o$.

Entonces por lo antes visto $i > J$ y el numerador de la ecuación es positivo.

Tenemos también que $d > d_c$. Por lo tanto el flujo es subcrítico y $F < 1$, o sea que el denominador es también positivo.

O sea que $dd/dL > 0$ y el calado aumenta en dirección de la corriente.

Hacia aguas arriba el calado tiende asintóticamente al normal o sea que el flujo tiende a hacerse uniforme.

Hacia aguas abajo cuando el calado excede considerablemente al normal, la velocidad tiende a cero, o sea que $F > 0$ y $J > 0$. Por lo tanto $dd/dL > i$. En otras palabras, la línea de agua es asintótica a una horizontal.

En igual forma se pueden obtener todas las demás curvas. En las Figuras Nos. 12 - 5 y 12 - 6 se indican las correspondientes a los gradientes sub y supercríticas.

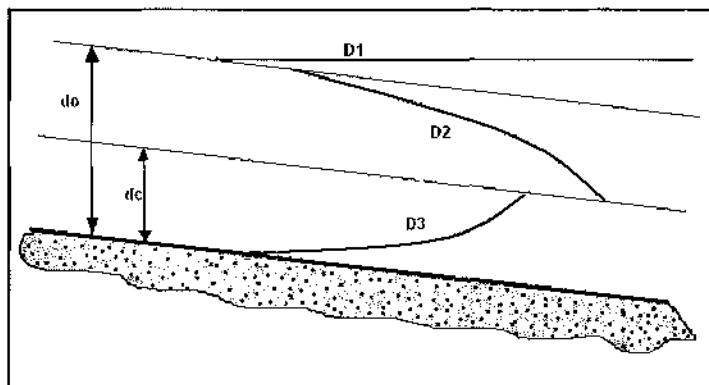


FIGURA 12 - 5

Se observa que las curvas llegan a tocar el calado crítico con una inclinación de 90° con la horizontal.

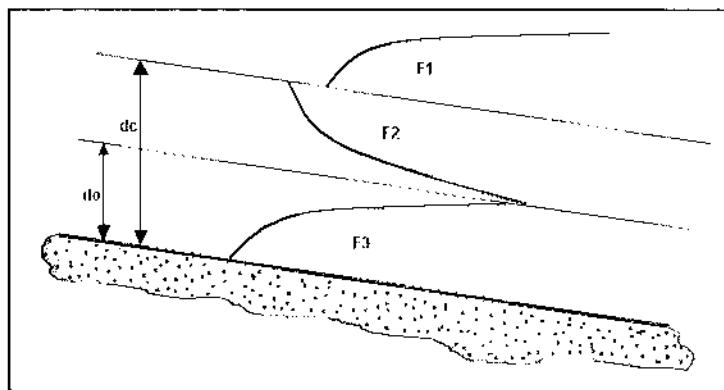


FIGURA 12 - 6

Para el fondo horizontal $i = 0$ y para el contragradiente $i < 0$ se obtienen curvas semejantes al caso $i < J_c$ es decir a D_2 y D_3 con la diferencia de que la primera curva H_1 o A_1 no existe, pues el calado normal es infinito o es imaginario.

12.3.5. Integración de la ecuación del movimiento no uniforme

En muchos casos es importante conocer la distancia que existe entre dos puntos de distinto calado situados sobre una curva.

Como la integración de la ecuación diferencial es muy difícil o a veces imposible, se recurre muchas veces a métodos aproximados que tienden a facilitar el cálculo.

Una de las formas más fáciles de resolución es por medio de la aplicación directa de la ecuación de Bernoulli, sea por aproximaciones sucesivas o por integración. Ambas formas de cálculo pueden ser muy imprecisas en muchos casos.

El artificio más frecuente ha sido substituir la sección real de un canal por otra ideal.

Así, Dupuit y Ruhlman en 1848 y Bresse en 1860 adoptaron una sección rectangular de gran ancho en la cual se puede, sin error apreciable,

substituir el radio hidráulico por el calado y el perímetro mojado por el ancho.

Tolkmitt en cambio, realizó en 1892 estudios para cauces de forma parabólica considerando que la sección mojada de muchos ríos adopta esta forma.

Debido a la ausencia de métodos más perfectos de cálculo, los antes mencionados tuvieron amplia acogida y por inercia se usan todavía en nuestros días, aunque los modelos de sección rectangular muy ancha y sección parabólica rara vez coinciden con formas existentes en la práctica y además resulta difícil conocer el grado de aproximación del procedimiento.

Una revisión radical del problema fué realizada por los ingenieros rusos B. Bakhmeteff (1914) y M. Pavlovski (1924) que idearon una forma cómoda para la resolución del problema, aplicable a cauces prismáticos de cualquier forma.

a) Método de aproximaciones

De Bernoulli tenemos:

$$\frac{V_1^2}{2g} + d_1 + i \times J_1 = \frac{V_2^2}{2g} + d_2 + J_2 \times L \quad 12-35$$

$$J_2 = \frac{V_1^2 / 2g - V_2^2 / 2g + d_1 - d_2}{J_1 \cdot i} \quad 12-36$$

Si se conoce d_1

- 1) Se asume d_2 y se calcula A_2 y V_2
- 2) Se calcula

$$d = \frac{d_1 + d_2}{2}, A, P, R, J = \frac{V^2 \times n^2}{R^{4/3}}$$

- 3) Se calcula L

En este método se asume que el gradiente hidráulico es uniforme entre las

secciones consideradas. En las curvas de remanso que tienden al calado crítico, o sea que tienen una fuerte curvatura, esto involucra una gran imprecisión, por lo cual se necesita calcular muchos pasos intermedios.

b) Método de Pavlovski

Se tiene la siguiente ecuación para canales prismáticos con gradiente positivo:

$$L = \frac{1}{i \times a} \left\{ X_2 - X_1 - (1-f) [f(X_2) - f(X_1)] \right\} \quad 12-37$$

En la cual:

$$i = \text{gradiente del fondo}$$

$$K = A \times C \times \sqrt{R}$$

$$a = \frac{K_2 - K_1}{K_o \times (d_2 - d_1)} \quad 12-38$$

Siendo K_o , K_1 y K_2 los módulos de flujo correspondientes a los calados de d_1 y d_2

$$f = \frac{\alpha \times i \times Cc^2 \times Bc}{g \times P_c} \quad 12-39$$

$$\alpha = 1.1$$

Cc , Bc , P_c , son respectivamente los valores medios del coeficiente de Chezy, ancho del espejo del agua y perímetro mojado.

Se calcula $h_{media} = 0.5 (h_1 + h_2)$ y con este valor se obtiene C , B , P .

$$X_1 = \frac{K_1}{K_o} \quad X_2 = \frac{K_2}{K_o} \quad 12-40$$

Los valores de la función están dados por:

$$f(x) = 1.151 \times \log\left(\frac{x+1}{x-1}\right)$$

1 12 - 41

O se encuentran en tablas.

La aplicación del método se presenta en el ejemplo 8 - 4.

12.3.6. Cambios de gradiente

Siempre que en un canal se produce un cambio de gradiente, los calados de agua que son diferentes se unen por medio de algún tipo de curva de remanso, si el régimen es subcrítico las curvas se extienden hacia aguas arriba del cambio, si el régimen es supercrítico, hacia aguas abajo.

Si el cambio de gradiente es de subcrítico a supercrítico las curvas se extienden en ambas direcciones, la D_2 en el lado subcrítico y la F en el lado supercrítico. Es fácil demostrar que las dos curvas se unen en el cambio de gradiente en el cual se produce el calado crítico.

Hay un caso especial que es el paso de régimen supercrítico a subcrítico. Supongamos que el agua baja por una fuerte gradiente con calado menor que el crítico y entra a un tramo en el cual el gradiente es subcrítico y el calado es mayor que el crítico. Desde el cambio de gradiente el calado irá aumentando y la superficie de agua seguirá la curva D_3 hasta llegar al calado crítico. Pero entre el calado crítico y el normal no existe ninguna curva que pueda unir a as dos. En estas condiciones el nivel de agua salta bruscamente desde algún punto de la curva D_3 inferior al crítico hasta el calado normal. Este fenómeno del aumento brusco de calado, se llama resalto hidráulico.

12.3.7. Resalto hidráulico

Se llama resalto hidráulico al cambio de flujo supercrítico a subcrítico, acompañado de una gran disipación de energía. Para hacer su análisis se toma en cuenta el hecho de que el impulso es igual al cambio de la cantidad de movimiento. Si tomamos una distancia L pequeña entre dos secciones antes y después del resalto, podemos despreciar la influencia del gradiente y del rozamiento y las únicas fuerzas serían las de la presión hidrostática.

Tenemos entonces para el agua (peso específico $W= 1$) que:

$$\frac{Q^2}{g \times A_1} + A_1 \times y_1 = \frac{Q^2}{g \times A_2} + A_2 \times y_2 \quad 12-42$$

En esta ecuación los valores de y_1 y y_2 son las distancias desde la superficie del agua hasta el centro de gravedad de la sección.

Cuando la sección es rectangular con los dos calados d_1 Y d_2 la ecuación se transforma en:

$$\frac{b_1 \times d_1^2}{2} + \frac{b_2 \times d_2^2}{2} - \frac{Q \times V}{g} (y_2 - y_1)$$

Agrupando términos:

$$\frac{b_1 \times d_1^2}{2} + \frac{Q \times V_1}{g}, \quad \frac{b_2 \times d_2^2}{2} + \frac{Q \times V_2}{g}$$

Reemplazando $Q = bq$ y $V = q/d$ tenemos:

$$\frac{b_1 \times d_1^2}{2} + \frac{b_1 \times q^2}{g \times d_1} = \frac{b_2 \times d_2^2}{2} + \frac{b_2 \times q^2}{g \times d_2}$$

Para una sección prismática $b_1=b_2$. Entonces:

$$\begin{aligned} \frac{d_1^2}{2} + \frac{q^2}{g \times d_1} &= \frac{d_2^2}{2} + \frac{q^2}{g \times d_2} \\ \frac{2q^2(d_2 - d_1)}{g \times d_2 \times d_1} &= (d_2 - d_1)(d_2 + d_1) \\ \frac{2q^2}{g} &= d_1 \times d_2 (d_1 + d_2) \end{aligned} \quad 12-43$$

Resolviendo:

$$d_2 = \frac{d_1}{2} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gd_1^3}}}$$

$$d_1 = \frac{d_2}{2} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8q^2}{g \times d_2^3}} \right) \quad 12-44$$

Los calados d_1 Y d_2 se llaman calados, profundidades o alturas conjugadas del resalto.

En vista de que:

$$\frac{8q^2}{g \times d_1^3} = \frac{8V^2}{g \times d_1} = 8F_1^2$$

Se puede poner:

$$d_2 = \frac{d_1}{2} \times \left(-1 + \sqrt{1 + 8F_1^2} \right) \quad 12-45$$

En el caso de la formación de un resalto debido a la presencia de un muro frontal de altura Y , como por ejemplo en el caso de un colchón de aguas, la forma de la ecuación cambia.

De acuerdo a Agroskin (Bibl. 6 - 1) los calados conjugados están dados por:

$$d_1 = \frac{d_2^2 - 2q^2}{g} \times \left(\frac{1}{d_1} - \frac{1}{d_2 + Y} \right)$$

$$d_2 = \frac{d_1^2 - 2q^2}{g} \times \left(\frac{1}{d_2} - \frac{1}{d_1 - Y} \right) \quad 12-46$$

Siendo las expresiones implícitas, los calados conjugados deben encontrarse por aproximaciones.

12.3.8. Pérdidas de energía en el resalto

El resalto hidráulico produce una gran pérdida de energía, razón por la cual se lo utiliza en las estructuras de disipación.

La energía disipada puede calcularse con la ecuación de Bernoulli.

Tenemos que para la sección rectangular las energías específicas están dadas por:

$$E_1 = d_1 + \frac{q^2}{2g \times d_1^2} = d_1 \times \left(\frac{d_2}{4d_1} \times \left(1 + \frac{d_2}{d_1} \right) + 1 \right)$$

$$E_2 = d_2 + \frac{q^2}{2g \times d_2^2}$$

La diferencia es:

$$E = d_1 - d_2 + \frac{q^2}{2g} \times \left(\frac{1}{d_1^2} - \frac{1}{d_2^2} \right)$$

Reemplazando el valor de la ecuación 12-43 tenemos:

$$E = d_1 \times d_2 + \frac{d_1 \times d_2}{4} \times (d_1 + d_2) \times \frac{d_2^2 - d_1^2}{4d_1 \times d_2}$$

Y resolviendo las operaciones:

$$E = \frac{(d_2 - d_1)^3}{4d_1 \times d_2} \quad 12-47$$

Esta expresión puede ser puesta en función de la relación $K = d_2 / d_1$ en la forma siguiente:

$$E = \frac{(d_2 / d_1 - 1)^3 \times d_1}{4d_2 / d_1}$$

Si dividimos la energía disipada para la energía con la que entra el agua, tendremos:

$$\frac{E}{E_1} = \frac{(K - 1)^3}{K^2 \times (1 + K) + 4K}$$

Haciendo el análisis gráfica de esta ecuación se observa que el porcentaje de disipación de energía es pequeño para, pequeños valores de F, aumenta rápidamente con este y después tiende asintóticamente a 100% para valores muy grandes de F. El valor del número de Froude F se define en este caso como.

$$F = \frac{(2K+1)^2 - 1}{8}$$

12 - 48

La variación indicada se presenta en el Gráfico N.- 7.

El número de Froude no solamente nos indica la relación entre las alturas conjugadas o la proporción de energía disipada sino que además se han establecido en forma experimental las diversas formas que adopta el resalto en función de este número.

Cuando $F=1$ el flujo es crítico y evidentemente no puede producirse ningún resalto.

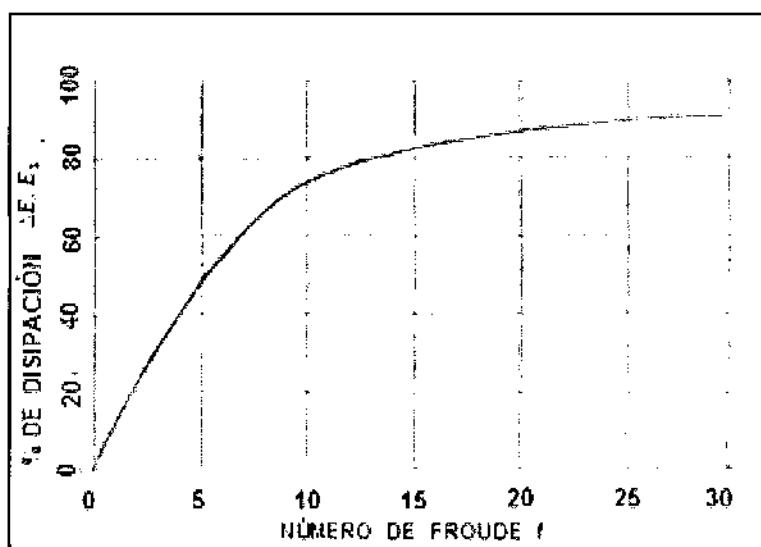


GRÁFICO N.-7

Para valores de $1 < F < 1.7$, la cantidad de energía disipada es mínima y el resalto completo no llega a formarse, produciéndose solamente unas ondas en la superficie. La energía no disipada es transmitida hacia aguas abajo.

Para el intervalo $1.7 < F < 2.5$ se observa la formación de un resalto pero la turbulencia se localiza solamente en la superficie.

A partir del valor **2.5** y hasta el valor de **4.5** la turbulencia aumenta y el gresalto se hace inestable. El chorro de agua de alta velocidad oscila entre el fondo y la superficie en forma aperiódica. Cada una de estas oscilaciones produce una onda de periodo irregular que se propaga hacia aguas abajo por el canal que ejerce su acción destructiva sobre las orillas a veces en una extensión de varios kilómetros.

Entre los valores de **4.5** y **9** se produce un resalto estable, fijo en su posición y sin formación de olas. Este es el resalto clásico o completo.

Para los valores de $F > 9$ la disipación de energía es muy efectiva pero en cambio el resalto es muy agitado y esto puede encarecer el diseño de las obras de disipación pues obliga a subir la altura de los muros para que no sean sobrepasados por las oscilaciones en la superficie.

Debe aclararse que los valores límites indicados para el número de Froude son solamente aproximados. Además, todas las fórmulas desarrolladas, tanto las indicadas como las que se presentan a continuación para calcular la longitud del resalto, son válidas solamente para tramos horizontales de sección rectangular y en canales prismáticos. Cuando no se cumplen estas condiciones las fórmulas dejan de ser aplicables y hay que contentarse con unas pocas fórmulas empíricas que han sido desarrolladas por algunos autores en forma aislada.

12.3.9. Longitud del resalto

Para que el resalto alcance a formarse, necesita de una cierta longitud que es la que se debe dar al zampeado o cajón amortiguador según el caso.

Existen varias fórmulas experimentales utilizadas para encontrar esta longitud. Entre estas tenemos las siguientes:

SAFRANETZ (1930)

$L=4.5 d_2$

12 – 49

PAVLOVSKI (1937)

$$L = 2.5 \times (1.9d_2 - d_1)$$

CHERTOUSOV (1935)

$$L = 10.3 d_1 \times (F_1 - 1)^{0.81}, \text{ siendo } F_1 \text{ el}$$

número de Froude para la sección 1

BAKHMETEV MAZTKE (1936)

$$L = 5 \times (d_2 - d_1)$$

PIKALOV (1950)

$$L = 4d_1 \times (1 + 2 \times F_1^2)^{0.5}$$

AIVASIAN (1958)

$$L = 8 \times \frac{(10 + F_1)}{F_1^2} \times \frac{(d_2 - d_1)^3}{4 \times d_1 \times d_2}$$

BIBLIOGRAFÍA No 12

1. Chugaiev R.R Hidráulica (R)
Leningrado - 1955
2. Daugherty R.L Fluid Mechanics
McGraw- Hill
New York- 1954
3. Komov A. Hidráulica (R)
Leningrado- 1960
4. Wood D.J. An explicit friction factor relation ship.
Civil Engineering ASCE, New York.
December 1966

422-553

Preparación del Plan Hidráulico del Jubones-Programa de Riego para OLADE. Asesoría técnica a EMAP-Q en el Proyecto de la línea Papallacta-Quito. Experiencia docente.

Profesor de la Universidad Central de 1956 a 1973 y Director de la Escuela de Ingeniería Civil 1970-73. Diseño Hidráulico en la Profesor de la Escuela Politécnica Nacional de 1967 a 1993. Decano de la Facultad de Ingeniería Civil de 1971 a 1973.

Publicaciones

Texto "Diseño Hidráulico". Primera edición publicada por la Universidad Central en 1968 y merecedora del Primer Premio en 1969. La segunda edición en 1978 y la tercera en 1986 publicadas por la Escuela Politécnica Nacional.

Manual de Diseño de Centrales hidroeléctricas para INECEL. Abril de 1982.

Guía para la realización de inventarios de pequeñas centrales hidroeléctricas" publicada por OLADE, en 1985.

Características de las cuencas hidrográficas en Ecuador; publicadas en el Primer Congreso Ecuatoriano del Medio Ambiente.- Febrero 1987

Diferentes artículos técnicos y de cultura general en varias revistas.

Participación en varios Congresos y reuniones internacionales.

Diseño HIDRÁULICO Sviatoslav Krochin

Krochin
Sviatoslav



628.1
K931d
Ej. 7
2010

HIDRÁULICO Sviato Krochin