

FERNANDO DARÍO BELLEGGIA

**HIDRÁULICA APLICADA
Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS
HIDRAULICAS**



SERIE **DOCENCIA**
COLECCIÓN **CIENCIAS Y TECNOLOGÍA**

Belleggia, Fernando Darío
Hidráulica aplicada y diseño de estructuras hidráulicas / Fernando Darío Belleggia.
-1ª ed.- Bahía Blanca: Editorial de la Universidad Nacional del Sur. Ediuns, 2018.
349 p.; 23 x 16 cm.

ISBN 978-987-655-210-3

1. Hidráulica. 2. Ingeniería. 3. Acueducto. I. Título.

CDD 621.2092



Editorial de la Universidad Nacional del Sur

Santiago del Estero 639 – B8000HZK – Bahía Blanca – Argentina

Tel.: 54-0291-4595173

www.ediuns.uns.edu.ar | ediuns@uns.edu.ar



**Libro
Universitario
Argentino**

No se permite la reproducción parcial o total, el alquiler, la transmisión o la transformación de este libro, en cualquier forma o por cualquier medio, sea electrónico o mecánico, mediante fotocopias, digitalización u otros métodos, sin el permiso previo y escrito del editor. Su infracción está penada por las Leyes 11723 y 25446.

Queda hecho el depósito que establece la Ley 11723.

Bahía Blanca, Argentina, diciembre de 2018.

© 2018 Ediuns.

PREFACIO

Este trabajo se basa en una compilación de los apuntes de clase de la cátedra de Hidráulica Aplicada y en Diseño de Estructuras Hidráulicas ambas dictadas en el Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur, ambas asignaturas que tienen por objeto completar conocimientos y aplicaciones hidráulicas de uso más frecuente que puede tener un Ingeniero Civil.

En este libro me refiero fundamentalmente al cálculo, diseño y determinación de caudales en canales y cauces naturales con aspectos vinculados a obras varias que en ellos pueden ejecutarse como partidores, tomas libres y saltos verticales o con paramento inclinado entre otras, incorporando un capítulo la determinación de velocidades y caudales con equipamientos aforadores e instalaciones comunes en la determinación de estos.

Contemplo, además un capítulo dedicado a cañería con conceptos básicos y a continuación su aplicación en sistemas de acueductos por gravedad. Luego de describir los diversos sistemas por bombeos en el capítulo de máquinas hidráulicas en el que se ven estaciones de bombeos y diversos tipos de turbinas, en el siguiente, detallo los acueductos impulsados por bombas en sus variantes para completar con un último destinado a los accesorios e instalaciones más comunes usados en estos sistemas hidráulicos.

Hacia el final incluyo los parámetros básicos hidrológicos de aplicación en los proyectos, cálculos o verificación de las obras hidráulicas. Un capítulo con la aplicación de estos aspectos y sus vinculaciones con las presas de embalse, el cálculo del vertedero aliviador de crecidas y la platea de quietamiento, con los efectos de los embalses de regulación ante las crecidas de los cauces destinando un apartado a las obras de irrigación con los aspectos principales a considerar, las distintas metodologías o sistemas de riego, ventajas y desventajas, siendo el último capítulo referido a la planificación y gestión integral de los recursos hídricos.

EL AUTOR

INDICE

Capítulo 1. CAUCES NATURALES Y CANALES	1
1.1. GENERALIDADES	1
1.2. FLUJO A SUPERFICIE LIBRE	4
1.3. CANALES EN MOVIMIENTO UNIFORME	4
1.4. EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES	8
1.4.1. FÓRMULA DE TADINI	8
1.4.2. FORMULA DE GANGUILLET Y KUTTER	8
1.4.3. FÓRMULA DE KUTTER	11
1.4.4. FÓRMULA DE MANNING	12
1.4.5. FÓRMULA DE BAZIN	13
1.5. DETERMINACION DEL REGIMEN DE ESCURRIMIENTO	14
1.5.1. A TRAVÉS DE LA ECUACIÓN DE LA ENERGÍA ESPECÍFICA	14
1.5.2. A TRAVÉS DEL NÚMERO DE FROUDE	16
1.5.3. A TRAVÉS DE LA OBTENCIÓN DE LA ALTURA CRÍTICA	17
Capítulo 2. DISEÑO DE CANALES	19
2.1. CÁLCULO	21
2.2. SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS CANALES	27
2.3. VELOCIDADES MEDIAS ADMISIBLES	28
2.4. PENDIENTE DE LOS TALUDES DE UNA SECCIÓN TRAPEZIAL	30
2.5. LIBRE BORDO O REVANCHA	31
2.6. SELECCIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING	32
2.6.1. FACTORES QUE AFECTAN E INTERVIENEN EN EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	33
2.6.2. EXPRESIÓN DE COWAN	37
2.6.3. CANALES CON RUGOSIDAD VARIABLE	38
2.7. RECTIFICACION DE CAUCES NATURALES	39
2.8. CANALES DE MÍNIMA RESISTENCIA	41
Capítulo 3. MEDICION EN CANALES	43
3.1. INTRODUCCIÓN	43
3.2. PUNTO DE INTERES DE REALIZACION DE LOS AFOROS	43
3.3. CRITERIOS PARA LA ELECCION DEL LUGAR DE AFORO	44
3.4. ESQUEMAS DE INSTALACIONES LIMNIGRÁFICAS	45
3.5. MÉTODOS EMPLEADOS PARA LA MEDICIÓN DEL CAUDAL	49
3.5.1. AFOROS DIRECTOS	50
3.5.2. AFOROS INDIRECTOS	50
3.6. VELOCIDAD EN UNA SECCIÓN TRANSVERSAL	51
3.6.1. EXPRESIONES DE VELOCIDAD EN UNA SECCIÓN TRANSVERSAL.	54
3.6.2. USO DEL MOLINETE PARA DETERMINAR VELOCIDADES	55
3.7. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE CAUDALES	58
3.7.1. MÉTODO GEOMÉTRICO	58
3.7.2. MÉTODO GRÁFICO	59
3.8. MEDICION INDIRECTA – VERTEDEROS Y AFORADORES	63
3.8.1. CLASIFICACIÓN Y TIPOS DE VERTEDEROS	63
3.8.2. EXPRESIÓN GENERAL DE LOS VERTEDEROS RECTANGULARES	64
3.8.3. SITUACIONES PARTICULARES EN VERTEDEROS	68

3.8.4.	OTRAS FORMAS O TIPOS DE VERTEDEROS:	72
3.9.	OTRAS ESTRUCTURAS AFORADORAS	74
3.9.1.	AFORADOR DE MARCHI	74
3.9.2.	CANAleta O AFORADOR PARSHALL	74
3.10.	AFORO CON EQUIPOS DE ULTRASONIDO	76
3.11.	AFORO POR EL METODO QUIMICO	77

Capítulo 4. ESTRUCTURAS HIDRAULICAS **81**

4.1.	PARTIDORES	81
4.2.	SALTOS EN CANALES	84
4.2.1.	SALTO INCLINADO	85
4.2.2.	SALTOS VERTICALES - MÉTODO DE RAND	88
4.3.	TOMA LIBRE DESDE UN CAUCE NATURAL	91
4.3.1.	ESQUEMA HIDRÁULICO	94
4.4.	COMPUERTAS	96
4.4.1.	FUNDAMENTOS TEÓRICOS	96
4.4.2.	DETERMINACION DEL TIPO DE ESCURRIMIENTO	98
4.4.3.	ESCURRIMIENTO LIBRE	100
4.4.4.	DESCARGA AHOGADA	102

Capítulo 5. CAÑERIAS **107**

5.1.	FINALIDAD Y VINCULACIÓN DE MAGNITUDES BÁSICAS	107
5.2.	ECUACIONES DE PÉRDIDA	108
5.2.1.	FLUJO LAMINAR	109
5.2.2.	FLUJO TURBULENTO	109
5.2.3.	FLUJO CRÍTICO	109
5.3.	ECUACIÓN FUNDAMENTAL DE PÉRDIDAS	110
5.4.	TEORÍA SEMIEMPÍRICA PARA EL FLUJO TURBULENTO	112
5.4.1.	CONCEPTO DE "CAPA LÍMITE" FUE INTRODUCIDO POR PRANDTL (1904).	112
5.4.2.	EXPRESIONES POSTERIORES A LA TEORÍA DE CAPA LÍMITE	112
5.5.	DIAGRAMA DE MOODY	114
5.6.	FÓRMULAS PRÁCTICAS MAS USUALES	117
5.7.	ABACOS PARA DISTINTOS MATERIALES	123

Capítulo 6. CONDUCCIONES CERRADAS - ACUEDUCTOS **125**

6.1.	DATOS A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE UN ACUEDUCTO	126
6.2.	ACUEDUCTOS POR GRAVEDAD	129
6.3.	CURVA DE FUNCIONAMIENTO DE LA CAÑERÍA	131
6.4.	ACUEDUCTOS EN SERIE	133
6.5.	ACUEDUCTOS EN PARALELO	135
6.6.	SITUACIONES PARTICULARES	136
6.6.1.	PRIMER CASO: ROTURA PARCIAL EN UN TRAMO INTERMEDIO	136
6.6.2.	SEGUNDO CASO: ROTURA TOTAL	137
6.6.3.	TERCER CASO: CIERRE PARCIAL DEL ACUEDUCTO EN UN PUNTO INTERMEDIO	138
6.6.4.	CUARTO CASO: CIERRE PARCIAL DE UNA VÁLVULA AL FINAL DEL ACUEDUCTO	139

Capítulo 7. MÁQUINAS HIDRÁULICAS

141

7.1.	INTRODUCCION	141
7.2.	CLASIFICACION O TIPOS DE BOMBAS	142
7.3.	BOMBAS VOLUMÉTRICAS O DE DESPLAZAMIENTO POSITIVO	142
7.3.1.	<i>BOMBAS ALTERNATIVAS</i>	143
7.3.2.	<i>BOMBAS ROTATIVAS</i>	144
7.4.	BOMBAS ROTODINÁMICAS O DE ENERGÍA CINÉTICA	146
7.5.	BOMBAS GRAVIMÉTRICAS	148
7.6.	MOTOBOMBAS	149
7.7.	ESTACIONES DE BOMBEO	149
7.8.	ECUACION DE EULER EN BOMBAS CENTRÍFUGAS	153
7.9.	LA ALTURA DE ELEVACIÓN Y SU VARIACION CON: C, U, W	156
7.10.	SEMEJANZA DE BOMBAS Y TURBINAS	158
7.11.	APLICACIÓN PRÁCTICA EN CASOS DE SEMEJANZAS	160
7.11.1.	<i>BOMBA TRABAJANDO A DISTINTAS VELOCIDADES</i>	160
7.11.2.	<i>BOMBAS SEMEJANTES GEOMÉTRICAMENTE</i>	161
7.11.3.	<i>USO DEL NÚMERO ESPECÍFICO DE REVOLUCIONES</i>	163
7.12.	CURVA CARACTERISTICA REAL	164
7.12.1.	<i>PÉRDIDAS POR FRICCIÓN Y POR CHOQUE</i>	166
7.12.2.	<i>PÉRDIDAS VOLUMÉTRICAS POR FUGAS EN EL DISCO</i>	168
7.12.3.	<i>PÉRDIDAS MECÁNICAS</i>	169
7.13.	DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL - BANCO DE ENSAYO DE BOMBAS	169
7.14.	APROVECHAMIENTOS HIDROELECTRICOS - TURBINASHIDRAULICAS	174
7.15.	CLASIFICACIÓN O TIPOS DE TURBINAS	175
7.15.1.	<i>SEGÚN SU FUNCIONAMIENTO</i>	176
7.15.2.	<i>SEGÚN EL DISEÑO DEL RODETE</i>	177
7.16.	ELECCIÓN DE LA TURBINA A UTILIZAR	180

Capítulo 8. ACUEDUCTOS POR BOMBEO

183

8.1.	INTRODUCCION	183
8.1.1.	<i>COMPATIBILIZACIÓN DE LAS CURVAS DE LAS CAÑERÍAS Y DE LAS BOMBAS</i>	184
8.1.2.	<i>TOPOGRAFÍA CON DESNIVEL DESFAVORABLE</i>	185
8.1.3.	<i>TOPOGRAFÍA CON DESNIVEL NULO Y OBSTÁCULO INTERMEDIO</i>	187
8.1.4.	<i>TOPOGRAFÍA CON DESNIVEL FAVORABLE Y OBSTÁCULOS INTERMEDIO</i>	188
8.1.5.	<i>INCREMENTO DEL CAUDAL DE DISEÑO</i>	190
8.2.	ACOPLAMIENTO SISTEMAS DE BOMBEO EN SERIE Y EN PARALELO	191
8.3.	ACOPLAMIENTO DE BOMBAS - CAÑERÍAS EN SERIE Y EN PARALELO	196
8.4.	ACUEDUCTOS CON BOMBAS DE MOTORES DE VELOCIDAD VARIABLE	201
8.5.	ELECCIÓN DEL DIÁMETRO MÁS CONVENIENTE	204

Capítulo 9. ACCESORIOS Y PIEZAS ESPECIALES

207

9.1.	ACCESORIOS O VÁLVULAS	207
9.1.1.	<i>VÁLVULAS ESCLUSAS Y ESFÉRICAS</i>	208
9.1.2.	<i>VÁLVULAS DE AIRE</i>	208
9.1.3.	<i>VÁLVULAS ANTIVACÍO</i>	210
9.1.4.	<i>VÁLVULAS REGULADORAS DE PRESIÓN</i>	212
9.1.5.	<i>VÁLVULAS REGULADORAS DE CAUDAL</i>	214
9.1.6.	<i>VÁLVULAS DE RETENCIÓN</i>	215

9.1.7.	VÁLVULAS ANTIARIETE	216
9.2.	ESTRUCTURAS O PIEZAS ESPECIALES	216
9.2.1.	JUNTAS DE EXPANSIÓN Y/O AMORTIGUACIÓN	216
9.2.2.	VÁLVULAS DE LIMPIEZA	217
9.2.3.	CHIMENEAS DE EQUILIBRIO	218
9.2.4.	TORRES DISPERSORAS DE ENERGÍA	219
9.2.5.	ANÁLISIS DE CHIMENEAS DE EQUILIBRIO Y TORRES DISPERSORAS DE ENERGÍA	220
9.2.6.	INSTRUMENTAL DE MEDICIÓN Y/O REGISTRACIÓN	224
9.2.7.	CÁMARAS DE ACCESO Y/O INSPECCIÓN	224
9.2.8.	ESTACIONES DE BOMBEO	224

Capítulo 10. ASPECTOS HIDROLÓGICOS BÁSICOS **225**

10.1.	INTRODUCCIÓN	225
10.2.	CICLO DEL AGUA	225
10.3.	MEDIDA DE LA LLUVIA	226
10.4.	LLUVIAS SOBRE UN ÁREA	229
10.5.	MÉTODO DE LA MEDIA ARITMÉTICA	229
10.6.	MÉTODO DE LOS POLÍGONOS DE THIESSEN	230
10.7.	MÉTODO DE LAS ISOYETAS	231
10.8.	EVAPORACIÓN	231
10.9.	AGUA SUBSUPERFICIAL	232
10.10.	TIEMPO DE ENCHARCAMIENTO	233
10.11.	FLUJO SUPERFICIAL	234
10.12.	FLUJO SUPERFICIAL HORTIANO	235
10.13.	EXCESO DE PRECIPITACIÓN Y ESCORRENTÍA DIRECTA	235
10.14.	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL - ESCORRENTÍA	235
10.15.	CONSIDERACIONES HIDRO-GEOMORFOLÓGICAS	236
10.16.	ESTACIONES METEOROLÓGICAS	237

Capítulo 11. DIQUES DE EMBALSE **239**

11.1.	INTRODUCCIÓN Y RESEÑA HISTÓRICA	239
11.2.	OBJETO DE LOS DIQUES DE EMBALSE	240
11.3.	CLASIFICACIONES	241
11.3.1.	CLASIFICACIÓN INTERNACIONAL DE GRANDES PRESAS	243
11.4.	ELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA	244
11.5.	UBICACIÓN DEL EMBALSE	246
11.6.	CONDICIONES GENERALES DE ESTABILIDAD	248
11.7.	DIQUES DE TIERRA	252
11.7.1.	TIPOS DE PRESAS DE TIERRA	252
11.7.2.	CONDICIONES QUE DEBEN REUNIR LOS DIQUES DE TIERRA	253
11.7.3.	ALTURAS DE LOS DIQUES DE TIERRA	254
11.7.4.	PERFIL TRANSVERSAL	254
11.7.5.	TALUDES	254
11.7.6.	ANCHOS DE CORONAMIENTO	255
11.7.7.	RESGUARDO POR EFECTOS IMPREVISTOS	255
11.7.8.	TIPOS DE SUELOS	255
11.7.9.	PRINCIPALES CAUSAS DE FRACASOS EN DIQUES DE TIERRA	256
11.8.	DIQUES DE ESCOLLERA	256
11.8.1.	CONDICIONES BÁSICAS PARA SU ADOPCIÓN:	256
11.8.2.	CONDICIONES DE ESTABILIDAD	257

11.8.3.	<i>ANCHO DEL CORONAMIENTO</i>	258
11.8.4.	<i>ALIVIADEROS Y DESAGÜES</i>	258
11.9.	IMPERMEABILIZACIÓN DE LAS PRESAS	259
11.10.	DIQUES DE HORMIGON	259
11.10.1.	<i>A GRAVEDAD</i>	259
11.10.2.	<i>ALIVIANADAS:</i>	260
11.10.3.	<i>PERFIL CURVO</i>	260

Capítulo 12. DIQUES DERIVADORES **263**

12.1.	GENERALIDADES	263
12.2.	ELEMENTOS COMPONENTES DE UN DIQUE DERIVADOR	264
12.3.	EFFECTOS DE UN DIQUE DERIVADOR EN UN CAUCE	266
12.4.	TIPO DE OBRA EN RELACION CON LA NATURALEZA DEL LECHO	267
12.5.	<i>TERRENO ROCOSO E IMPERMEABLE (ARCILLOSO)</i>	267
12.6.	<i>TERRENO PERMEABLE DE GRAN PROFUNDIDAD.</i>	268
12.7.	<i>TERRENO PERMEABLE SOBRE OTRO IMPERMEABLE, A NO MUCHA PROFUNDIDAD.</i>	269
12.8.	ESTABILIDAD DE LA OBRA	270
12.9.	HIPÓTESIS DE BLIGH	272
12.10.	UBICACIÓN DE LAS TABLESTACAS	275
12.11.	REGLA DE LANE	277

Capítulo 13. LA INGENIERÍA Y LA HIDROLOGÍA **279**

13.1.	INTRODUCCION	279
13.2.	DATOS BÁSICOS PARA REALIZAR UN PROYECTO DE EMBALSE	280
13.3.	NECESIDADES DE USOS	281
13.4.	GEOMORFOLOGÍA Y PLANIALTIMETRÍA DE LA CUENCA	282
13.5.	RELEVAMIENTO DEL ÁREA DEL EMBALSE	282
13.5.1.	<i>VASO O CUENCO DEL EMBALSE</i>	282
13.5.2.	<i>CURVA ALTURA VS. VOLUMEN Y SUPERFICIE</i>	283
13.5.3.	<i>DETERMINACIÓN DE LA ALTURA O COTA DE UN EMBALSE</i>	284
13.6.	DATOS METEOROLÓGICOS E HIDROMÉTRICOS	284
13.6.1.	<i>METEOROLOGÍA</i>	284
13.6.2.	<i>ANÁLISIS DE CAUDALES APORTADOS</i>	285
13.6.3.	<i>CORRELACIÓN DE CAUDALES</i>	286
13.6.4.	<i>CURVA DE CAUDALES DE CRECIDA MÁXIMA</i>	287
13.7.	EJEMPLO DE EMBALSE PARA ABASTECIMIENTO A UNA POBLACION	288
13.8.	EJEMPLO DE PRESA DE ATENUACION DE CRECIDAS	290
13.8.1.	<i>MÉTODO DE REGULACIÓN DE HORTON</i>	290
13.8.2.	<i>RESOLUCIÓN PRÁCTICA DEL METODO DE HORTON</i>	293
13.8.3.	<i>CURVA DE CAUDALES REGULADOS</i>	295
13.9.	OBRAS A EJECUTARSE	296
13.9.1.	<i>ALIVIADEROS O VERTEDEROS</i>	296
13.9.2.	<i>PERFIL CREAGER</i>	297
13.9.3.	<i>DISIPADORES DE ENERGÍA DADOS POR EL USBR</i>	298
13.9.4.	<i>DISIPADORES DE ENERGÍA SIMPLIFICADO</i>	300
13.9.5.	<i>DESCARGADOR DE FONDO</i>	301
13.9.6.	<i>OTRAS OBRAS</i>	302

Capítulo 14.SISTEMAS DE IRRIGACION

303

14.1.	INTRODUCCIÓN	303
14.2.	RIEGO INTEGRAL Y COMPLEMENTARIO	304
14.2.1.	<i>RIEGO INTEGRAL</i>	304
14.2.2.	<i>RIEGO COMPLEMENTARIO</i>	304
14.3.	REGIONES BAJO RIEGO	304
14.4.	ELEMENTOS QUE INVOLUCRAN A UNA OBRA DE IRRIGACIÓN	305
14.4.1.	<i>FUENTES DE AGUA DISPONIBLE</i>	305
14.4.2.	<i>ESCORRENTÍA SUPERFICIAL</i>	306
14.4.3.	<i>APROVECHAMIENTO DEL AGUA SUBTERRÁNEA</i>	307
14.5.	CARACTERÍSTICAS DEL SUELO A REGAR	308
14.5.1.	<i>CAPACIDAD DE CAMPO Y PUNTO DE MARCHITAMIENTO</i>	309
14.5.2.	<i>INFILTRACIÓN</i>	309
14.5.3.	<i>ANÁLISIS DE LOS USOS CONSUNTIVOS Y NECESIDAD DE AGUA</i>	310
14.5.4.	<i>LÁMINA NETA MENSUAL</i>	311
14.5.5.	<i>REQUERIMIENTO Y/O LÁMINA BRUTA O NECESIDAD BRUTA DE RIEGO</i>	311
14.5.6.	<i>CARACTERÍSTICAS DEL CULTIVO</i>	311
14.5.7.	<i>ETAPAS DE CRECIMIENTO DE LOS CULTIVOS</i>	311
14.5.8.	<i>PROFUNDIDAD DE ENRAIZAMIENTO</i>	312
14.6.	CUANDO SE PROCEDE A REGAR	312
14.6.1.	<i>TENSÍOMETRO DE MEMBRANA POROSA</i>	313
14.6.2.	<i>MEDIDOR DE HUMEDAD TIPO "BOUYOCOS"</i>	314
14.6.3.	<i>MÉTODOS DE AFORO EN ÁREAS DE RIEGO</i>	314
14.7.	MÉTODOS Y TÉCNICAS DE RIEGO DE CULTIVOS AGRÍCOLAS	317
14.8.	MÉTODOS DE SUMINISTRO DE AGUA AL SUELO	317
14.9.	RIEGO SUPERFICIAL POR ACCIÓN DE LA GRAVEDAD	318
14.9.1.	<i>AGUA SUPERFICIAL EN FORMA DE CAPA CONTINUA Y ABSORCIÓN VERTICAL.</i>	319
14.9.2.	<i>DISTRIBUCIÓN DEL AGUA POR SURCOS Y ABSORCIÓN LATERAL O CAPILARMENTE.</i>	319
14.9.3.	<i>LA AUTOMATIZACIÓN Y MECANIZACIÓN</i>	320
14.10.	RIEGO POR ASPERSIÓN	322
14.10.1.	<i>BOQUILLAS DE ASPERSIÓN</i>	325
14.11.	RIEGO POR GOTEO	327
14.12.	RIEGO SUBTERRÁNEO	328
14.13.	OTRAS CLASIFICACIONES	329

Capítulo 15.PLANIFICACIÓN de los RECURSOS HÍDRICOS

331

15.1.	INTRODUCCIÓN	331
15.2.	FORMA DE ORGANIZACIÓN	333
15.3.	NIVELES DE PLANIFICACIÓN Y SISTEMAS DE ORGANIZACIÓN	334
15.4.	FASES DE PLANIFICACIÓN Y ETAPAS EN LA GESTIÓN	338
15.5.	ESTUDIOS DE ALTERNATIVAS	338
15.6.	GESTIÓN INTEGRADA DEL RECURSO HÍDRICO (GIRH)	339
15.7.	OBJETIVOS	341
15.8.	RECOPIACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE DATOS:	342
15.9.	<i>DATOS FÍSICOS</i>	342
15.10.	<i>DATOS SOCIOECONÓMICOS</i>	343
15.11.	IDENTIFICACION DE ACTORES EN UNA GIRH	344
15.12.	CONSIDERACIONES AMBIENTALES EN LA PLANIFICACIÓN	346
15.13.	ALGUNOS ERRORES COMUNES EN LA PLANIFICACIÓN DE PROYECTOS	347

Capítulo 1. CAUCES NATURALES Y CANALES

1.1. GENERALIDADES

La circulación del agua con movimiento permanente uniforme en canales o cursos de agua libres, donde sobre la superficie del líquido actúa la presión atmosférica, hace que la línea piezométrica coincida con el pelo de agua, en tal forma que en el sentido longitudinal de la corriente esta línea resulta paralela, generalmente, al fondo del cauce.

Para estudiar las condiciones de escurrimiento de un líquido que se desplaza en esas condiciones será necesario establecer el equilibrio de las fuerzas actuantes (figura 1-1) siendo el peso "G" de la masa líquida y la resistencia "W" a la circulación en una longitud "L" del canal.

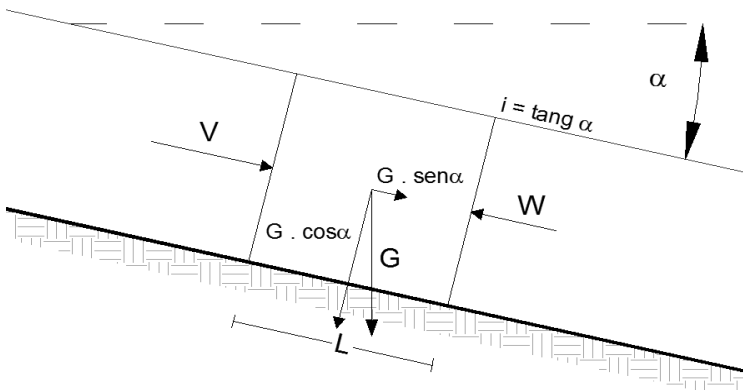


Figura 1-1 Perfil Longitudinal

La componente $G \cdot \cos \alpha$, normal al lecho del canal, no tiene influencia en

el movimiento, mientras que la tangencial $G \cdot \text{sen} \alpha$ actúa en la dirección del mismo. Para que el régimen se mantenga en equilibrio, esta fuerza $G \cdot \text{sen} \alpha$ debe ser equilibrada por la fuerza de resistencia a la circulación "W", en tal forma que podrá ponerse:

$$G \cdot \text{sen} \alpha = W \quad (1.1)$$

Si se considera la masa líquida comprendida en una longitud "L", arbitrariamente elegida y las dos secciones de área transversal "S" que la limitan se tendrá que el peso de esa masa será:

$$G = \gamma \cdot S \cdot L \quad (1.2)$$

Siendo " γ " el peso específico del líquido y "S" la sección transversal.

En general y al resultar en la práctica el ángulo α de pequeño valor, puede sustituirse al $\text{sen} \alpha$ por la $\text{tg} \alpha = i$, representando "i", la pendiente de la superficie libre del líquido.

Por otra parte la resistencia al frotamiento W, es proporcional al desarrollo de la superficie lateral mojada (que resulta ser " $p \cdot L$ ", donde "p" es el perímetro mojado y "L" la longitud del tramo considerado) y es función de la velocidad media, en tal forma que:

$$W = p \cdot L \cdot f(v) \quad (1.3)$$

Si recordamos que existe igualdad entre las fuerzas del movimiento y resistencia se tendrá:

$$\gamma \cdot S \cdot L \cdot i = p \cdot L \cdot f(v) \quad (1.4)$$

Que expresando en función del "R" Radio Hidráulico, se puede poner:

$$\frac{\gamma \cdot S}{p} \cdot i = f(v) \quad \therefore \quad \gamma \cdot R \cdot i = f(v)$$

Si se trata de un líquido con $\gamma = \text{constante}$ se puede indicar:

$$R \cdot i = \frac{f(v)}{\gamma} = \varphi(v) \quad (1.5)$$

La expresión anterior indica, que en un movimiento permanente uniforme en un cauce libre, el producto del Radio Hidráulico por la pendiente, es función de la velocidad media de circulación.

En el caso de régimen laminar la función $\varphi(v)$ es lineal, es decir, es proporcional al producto $R \cdot i$ mientras que en régimen turbulento en la $\varphi(v)$, la velocidad alcanzará un exponente menor o igual a 2.

El movimiento en los cauces libres, por lo visto, puede resolverse de hallarse una ecuación básica, partiendo de la expresión general dada por CHEZI, que estableció la siguiente:

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad (1.6)$$

Siendo:

V la velocidad media de la sección transversal;

R el Radio Hidráulico medio;

i la pendiente del canal.

Las características del cauce se hallan comprendidas en el coeficiente "C", y con el mismo puede hallarse no solamente del material de las paredes del canal, sino que algunos autores hacen intervenir en su determinación la pendiente "i" y el radio hidráulico "R".

Las otras formas de la expresión de CHEZI resultan:

$$C = \frac{V}{\sqrt{R \cdot i}} \quad (1.7)$$

$$\sqrt{R \cdot i} = \frac{V}{C} \quad (1.8)$$

$$R \cdot i = \frac{1}{C^2} \cdot V^2 \quad (1.9)$$

1.2. FLUJO A SUPERFICIE LIBRE

El flujo a superficie libre, en movimiento permanente, puede clasificarse en los siguientes tipos:

- Movimiento uniforme
- Movimiento gradualmente acelerado. (remanso de depresión)
- Movimiento gradualmente retardado. (remanso de sobre elevación)
- Movimiento rápidamente variado. (resalto hidráulico)

1.3. CANALES EN MOVIMIENTO UNIFORME

El escurrimiento en un canal, es un flujo a superficie libre. Cuando a lo largo del mismo no varían los tirantes y además los mismos se mantienen en el tiempo, se dice que dicho escurrimiento es uniforme. El cálculo de los canales, en la mayoría de los casos, se realiza considerando este tipo de movimiento.

Para un canal en movimiento uniforme, la velocidad media está dada por la ecuación de CHEZY

$$V = C\sqrt{RJ} \quad (1.10)$$

J es la pérdida de energía unitaria a lo largo del canal.

En este caso, como el movimiento es uniforme, $J=i$ (pend.de fondo).

R es el radio hidráulico (A/P_m)

C es el coeficiente de Chezy, valor que depende de la forma de la sección y de la rugosidad de las paredes del canal. Existen varias fórmulas de cálculo. Aquí vamos a utilizar la de expresión de Manning para la determinación del coeficiente $C = R^{1/6}/n$

Siendo “n” un coeficiente de rugosidad del canal, que es de carácter experimental, no adimensional que puede variar entre 0,009 y 0,175, de acuerdo al material de las paredes.

Introduciendo este valor de C en la ecuación de Chezy se tiene:

$$Q = V.A = \frac{AR^{\frac{2}{3}}}{n} \sqrt{i} \quad (1.11)$$

Esta ecuación liga el caudal transportado Q con la forma y dimensiones del canal y del flujo, con la pendiente del mismo y con la rugosidad de las paredes.

Los problemas de cálculo con esta ecuación exigen tanteos sucesivos por cuanto A y R involucran el tirante h o el ancho b del canal en forma implícita, no pudiéndose ser despejados de la fórmula.

Para evitar estos tanteos se puede dar a la fórmula de Manning otra forma que permite el cálculo de cualquiera de las variables mediante tablas adimensionales.

Consideremos para ello, la ecuación de Manning y agrupemos los términos de carácter geométrico:

$$Q = A^{\frac{5}{3}} \frac{\sqrt{i}}{P^{\frac{2}{3}} n} \quad \rightarrow \quad Q \cdot \frac{n}{\sqrt{i}} = \frac{A^{\frac{5}{3}}}{P^{\frac{2}{3}}} \quad (1.12)$$

También se puede considerar que el perímetro mojado es igual a un coeficiente adimensional por una dimensión de longitud y el área como el producto de un coeficiente por una dimensión de longitud al cuadrado.

Por ejemplo, para una sección rectangular se tendrá al área y su perímetro:

$$A = K_a \cdot L^2 \qquad P = K_p \cdot L$$

$$A = b \cdot h \rightarrow \frac{A}{b^2} = \frac{h}{b} \rightarrow A = K_a \cdot b^2 \quad \text{donde} \quad K_a = \frac{h}{b}$$

$$P = b + 2h \rightarrow \frac{P}{b} = 1 + 2\frac{h}{b}$$

$$P = (1 + 2x) \cdot b = K_p \cdot b \quad \text{siendo} \quad x = \frac{h}{b} \quad \text{y} \quad K_p = (1 + 2x)$$

Tanto K_a como K_p son función de x , que es adimensional.

En el caso de una sección trapezoidal se tendría al área de la sección y al perímetro mojado:

$$A = b \cdot h + m h^2 \quad \rightarrow$$

$$\frac{A}{b^2} = \frac{h}{b} + \frac{m h^2}{b^2} = x + m x^2 = K_a \quad (1.13)$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad \rightarrow$$

$$\frac{P}{b} = 1 + 2\frac{h}{b}\sqrt{1 + m^2} = K_p \quad (1.14)$$

Se podría hacer así una tabla con coeficientes adimensionales para cada valor de x , para distintos valores de m , que servirían para el cálculo de áreas y perímetros de canales trapezoidales (o de cualquier otra forma de sección que se desee). Si esto se aplica a la ecuación de Manning, tendremos:

$$Q \cdot \frac{n}{\sqrt{i}} = \frac{K_a^{\frac{5}{3}} \cdot b^{\frac{10}{3}}}{K_p^{\frac{2}{3}} \cdot b^{\frac{2}{3}}} \qquad \frac{Q \cdot n}{b^{\frac{8}{3}} \sqrt{i}} = \frac{K_a^{\frac{5}{3}}}{K_p^{\frac{2}{3}}} = K_2 \quad (1.15)$$

Si multiplicamos la última expresión por $(b/h)^{8/3}$ tendremos:

$$\frac{Q.n}{h^{\frac{8}{3}}\sqrt{i}} = K_2 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^{\frac{8}{3}} = \frac{K_2}{X^{\frac{8}{3}}} = K_1 \tag{1.16}$$

Los valores de K_1 , K_2 y K_a se pueden exponer en tablas, cada una de ellas para un valor de m y se expresan como curvas en las figuras 1-1 y 1-2.

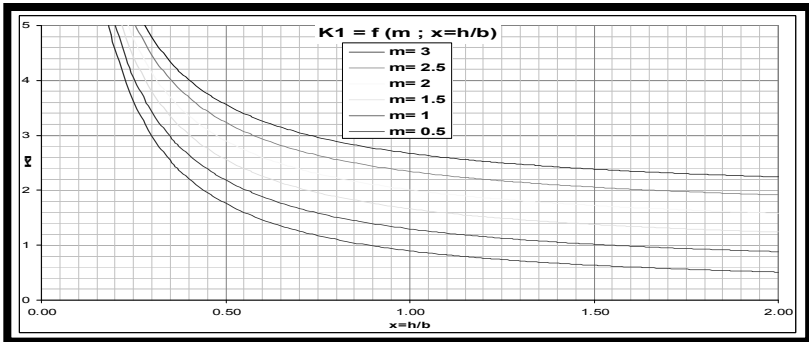


Figura 1-1 Curvas K_1 en función de la relación $x=h/b$

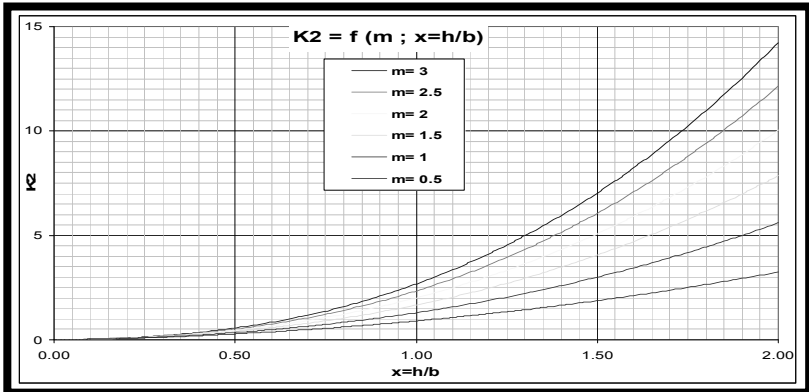


Figura 1-2 Curvas K_2 en función de la relación $x=h/b$

Estas tablas descriptas a continuación y curvas no sólo permiten el cálculo o verificación de canales, sino que resultan, además, muy útiles para el cálculo de la curva de remanso.

1.4. EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES

Existen diversas expresiones algunas de ellas más complejas que han sido establecidas por otros autores que han ensayado sobre el tema y en base a sus experiencias dieron fórmulas para determinar el coeficiente "C", como asimismo, valores para el coeficiente de rugosidad según las paredes del canal.

Estos han confeccionado diagramas o ábacos que en forma sencilla permiten resolver la ecuación que vincula los distintos parámetros que conforman el valor de "C".

A continuación se dan algunas expresiones de cálculo:

1.4.1. *Fórmula de Tadini*

Es una de las expresiones más sencillas consiste en dar al coeficiente "C" un valor constante en tal forma que resulta independiente del radio hidráulico, de la pendiente y de la naturaleza de las paredes. En estas condiciones la expresión es:

$$V = 50 \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad (1.17)$$

Esta permite en forma aproximada resolver el problema aunque puede ser utilizada solamente en anteproyectos y con tirantes de hasta un máximo de un metro.

1.4.2. *Formula de Ganguillet y Kutter*

Proponen para la determinación del coeficiente "C" la expresión (1.18) la que considera además de la rugosidad, la pendiente longitudinal y el radio hidráulico.

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{i} \right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad (1.18)$$

Este valor de “C” reemplazado en la expresión de la velocidad de CHEZI permite resolver el problema para secciones trapeciales y rectangulares, debiendo aumentarse en 5 ó 6 unidades para las circulares. Para la utilización de esta expresión se debe conocer el coeficiente de rugosidad “n”, para lo cual propusieron los detallados en la tabla 1.1.

Tabla 1.1 Coeficiente de rugosidad de Ganguillet y Kutter

NATURALEZA DE LAS PAREDES	Valores de n
Canales de madera cepillada o enlucido de cemento	0,010
Canales de tablas	0,012
Canales de mampostería labrada o ladrillo rejuntado	0,013
Canales de mampostería	0,017
Canales de tierra, arroyos y ríos	0,025
Grandes cursos de agua con lecho irregular y plantas acuáticas	0,030

Estos valores del coeficiente “n” que también son válidos para la expresión de MANNING, para el cálculo de canales fueron posteriormente ampliados por HORTON en tal forma que sus valores son expresados en la tabla 1.2.

Tabla 1.2 Coeficiente de rugosidad de Horton - Manning

NATURALEZA DE LAS PAREDES	Valores de n
Canaletas de madera bien cepilladas.	0,009
Canales enlucidos de cemento liso; conductos nuevos de material vítreo y hierro.	0,010
Canales o conductos revocados con mortero de cemento; conductos de hierro sin asperezas; canaletas semicirculares de chapas de hierro galvanizado (sin salientes).	0,011
Conductos de chapas metálicas de 1 a 3 metros de diámetro con juntas remachadas.	0,013
Mampostería de ladrillo de máquina bien terminada, sin salientes; ídem de piedra labrada; conductos de barro cocido y hormigón premoldeado.	0,014
Hormigón moldeado en el lugar.	0,016
Mampostería de piedras de canteras, caras lisas.	0,017
Conductos de chapas de hierro galvanizado, sección circular y semicircular; revestimiento de piedras en seco bien terminado.	0,019
Canaletas de toscas y greda compacta; paredes lisas.	0,017
Canales de pedregullo o grava afirmada sección regular.	0,021
Canales revestidos en seco con piedras partidas a maza.	0,023
Canales de tierra sin vegetación y con ripio suelto.	0,025
Ríos de poca pendiente y mucho caudal.	0,027
Canales de tierra con alguna vegetación y ripio (canales de irrigación en servicio).	0,030
Canales excavados en rocas compacta libres de salientes grandes.	0,032

Tabla 1.3 Coeficiente de rugosidad de Horton – Manning (continuación)

Canales y ríos con piedras sueltas y vegetación.	0,037
Canales de roca granítica, paredes sin alisar.	0,040
Ríos con plantas acuáticas y gran vegetación.	0,041
Canales de desagües en servicio.	0,045
Canales de desagües con mucha vegetación, fondo y taludes irregulares.	0,050 a 0,060
Zonas inundadas entre endicamientos con terreno desmontado, con raigones (ancho 400m. - radio 1,3 a 1,6m.).	0,048

1.4.3. Fórmula de Kutter

Considera para el coeficiente “C” la expresión (1.19), siendo función del radio hidráulico “R” y un coeficiente “m”.

$$C = \frac{100 \cdot \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \quad (1.19)$$

Los valores del coeficiente “m” dados por Kutter se expresan en la tabla 1.3.

Tabla 1.4 Coeficiente de rugosidad de Kutter

TIPO DEL CANAL	Valores de m
a) Sección semicircular	
Paredes de cemento liso.	0,12

**Tabla 1.5 Coeficiente de rugosidad de Kutter
(continuación)**

<i>b) Sección rectangular</i>	
Paredes de cemento liso.	0,15
Paredes de tablas muy ensambladas y conducción de H° Armado.	0,20
Paredes de tablas sin cepillar; enlucido de cemento.	0,25 a 0,27
Paredes de fábrica ordinaria.	0,30 a 0,35
Paredes de mampostería concertada, hormigón pulido toscamente.	0,45 a 0,50
Paredes de mampostería ordinaria y hormigón sin pulir.	0,55
Paredes de mampostería rugosa, fondo fangoso.	0,75
Paredes de mampostería vieja sin vegetación.	1,00
<i>c) Sección trapecial</i>	
Canales pequeños en roca; canales regulares en tierra sin plantas acuáticas.	1,25 a 1,50
Canales en tierra con grava y plantas acuáticas; arroyos y ríos con cauces de tierra; mampostería de piedra con musgo y fondo de cieno.	1,75 a 2,00
Canales de tierra mal conservados, con plantas y fondo de cieno; ríos con lecho de grava.	2,50

1.4.4. Fórmula de Manning

La expresión del coeficiente de Manning para el cálculo de caudales en canales es una de las más utilizadas.

En este caso la expresión que da el valor al coeficiente “C” es:

$$C = \frac{I}{n} R^{1/6} \quad (1.20)$$

Por lo tanto la velocidad quedaría de la siguiente manera:

$$V = \frac{I}{n} R^{1/6} (R.i)^{1/2} \quad (1.21)$$

O bien:

$$V = \frac{I}{n} R^{2/3} .i^{1/2} \quad (1.22)$$

Donde “ n ” es el coeficiente dado por GANGUILLET y KUTTER (tabla 1.3) o por HORTON (tabla 1.2).

1.4.5. Fórmula de Bazin

Propone para la obtención del coeficiente “C” la expresión:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\alpha}{\sqrt{R}}} \quad (1.23)$$

Por lo tanto,

$$V = \frac{87}{1 + \frac{\alpha}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R.i} \quad (1.24)$$

Donde “ α ” varía según las paredes del canal (tabla 1.4).

Estas fórmulas son aplicables cuando la velocidad no supera ciertos valores máximos o límites que se definirán más adelante y que se fijan en la práctica en función del material del fondo del canal y para el cual se supone que valores inferiores a dichos límites no producen socavaciones o erosionabilidad y deterioro del cauce.

Tabla 1.6 Coeficiente de Bazin

NATURALEZA DE LAS PAREDES DEL CANAL	Valores de α
Enlucido muy liso (cemento, madera cepillada, etc.).	0,06
Paredes lisas (madera, mampostería, ladrillos, piedra labrada).	0,16
Piedra partida, mampostería común.	0,46
Revestimientos en seco, lechos de tierra muy uniformes.	0,85
Paredes de tierra en condiciones normales (canales y ríos).	1,30
Canales de tierra que presentan gran resistencia a la circulación.	1,75

1.5. DETERMINACION DEL REGIMEN DE ESCURRIMIENTO

1.5.1. A través de la ecuación de la Energía Específica

Recordemos que la energía puesta en evidencia en un canal, referida a un plano de comparación $z=0$ ubicado en el fondo del mismo, queda definido por:

$$E = h + \frac{V^2}{2.g} \quad (1.25)$$

→ V: es la velocidad de circulación media en la sección, por la ecuación de continuidad, se puede expresar : $V = Q / A$

$$E = h + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2} \tag{1.26}$$

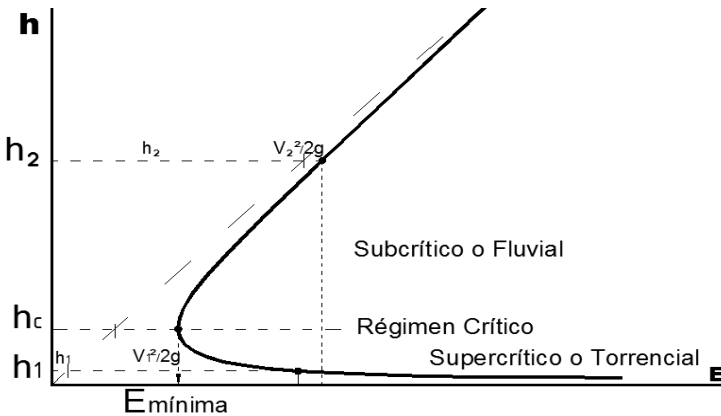


Figura 1-3 Curva de energía

Como la sección A es función de la altura h, queda una expresión: $E = f_c(Q, h)$

Tomando la condición de caudal $Q=constante$, podemos graficar la expresión anterior y nos dará una curva de dos ramas asíntotas, la primera a una recta a 45° pasante por el origen y la segunda, al eje de abscisas tal como se ve en la figura.

La energía E, tiende a infinito para valores de $h = 0$ y $h = \infty$, pasando por un mínimo que corresponde a un valor de altura llamada altura crítica h_c .

Para cualquier otro valor de energía el canal puede circular con dos alturas distintas. Analizando la figura, vemos que si lo hace con un tirante bajo h_1 , el término de velocidades ($V_1^2/2g$) es grande, por lo cual, la velocidad es grande estando en presencia de un régimen torrencial de escurrimiento. En el caso de tener la altura h_2 , esta altura es grande y el término de velocidad ($V_2^2/2g$) es chico, en consecuencia es un régimen fluvial. En el punto donde se produce la energía mínima ($E_{mín}$) con la

altura crítica h_c , define el régimen crítico.

Este punto puede obtenerse también de manera analítica:

$$\frac{dE}{dh} = 0 = 1 + \frac{Q^2}{2 \cdot g} \cdot \frac{d(A^{-2})}{dh} = 1 - \frac{Q^2 \cdot 2 \cdot T}{2 \cdot g \cdot A^{-3}} = 0 \quad (1.27)$$

$$A = T \cdot h_m$$

$$dA = T \cdot dh$$

$$dA/dh = T$$

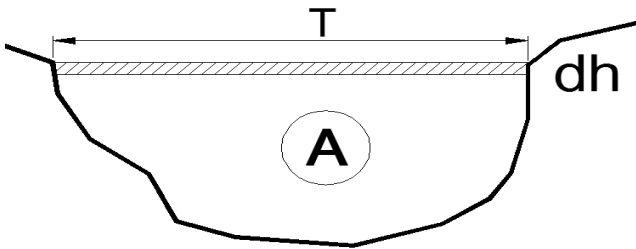


Figura 1-4 Sección del cauce

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \rightarrow \text{Condición de Escorrimento Crítico}$$

En resumen: una manera de determinar el régimen en un canal, es representar la ecuación de energía para el caudal constante en circulación, verificando luego si la altura h del mismo es menor, igual o mayor que la h_c , y determinando así, si el régimen es torrencial, crítico o fluvial respectivamente.

1.5.2. A través del número de Froude

Si $A = T \cdot h_m$ (rectificando la sección, figura 1.4), se puede poner la condición de escurrimiento crítico anterior, como:

$$\frac{Q^2}{g \cdot A^2} = \frac{A}{T} = h_m \quad (1.28)$$

$$\frac{V^2}{g} = h_m \quad \rightarrow \quad V = \sqrt{g \cdot h_m} \quad (1.29)$$

$$\frac{V}{\sqrt{g \cdot h_m}} = 1 = F \quad \rightarrow \quad \text{Número de Froude} \quad (1.30)$$

Es decir:

- Para régimen crítico $F = 1$
- Si $F > 1$ el régimen será torrencial.
- Si $F < 1$ el régimen será fluvial.

1.5.3. A través de la obtención de la Altura Crítica

Si se puede calcular la h_c y comparándola con la altura del canal resultará entonces que:

si $h = h_c$ habrá régimen crítico

si $h > h_c$ será régimen fluvial

si $h < h_c$ tendremos un régimen torrencial (ver figura 1.3).

En una sección rectangular esto es muy directo, ya que de la condición de escurrimiento crítico:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} = \frac{b^3 \cdot h^3}{b} = b^2 \cdot h^3 \quad \rightarrow \quad h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \quad (1.31)$$

Para la sección trapecial existe un gráfico que nos permite obtener h_c . En este se llama h_c^* a la altura crítica en el canal rectangular del mismo ancho que el ancho del fondo del canal considerado, que puede obtenerse por la expresión anterior.

De manera que, (ver figura 1-5) entrando en abscisas con $m \cdot h_c^*/b$, puede obtenerse en las ordenadas la relación h_c/h_c^* , luego:

$$h_c = (h_c / h_c^*) \cdot h_c^*$$

