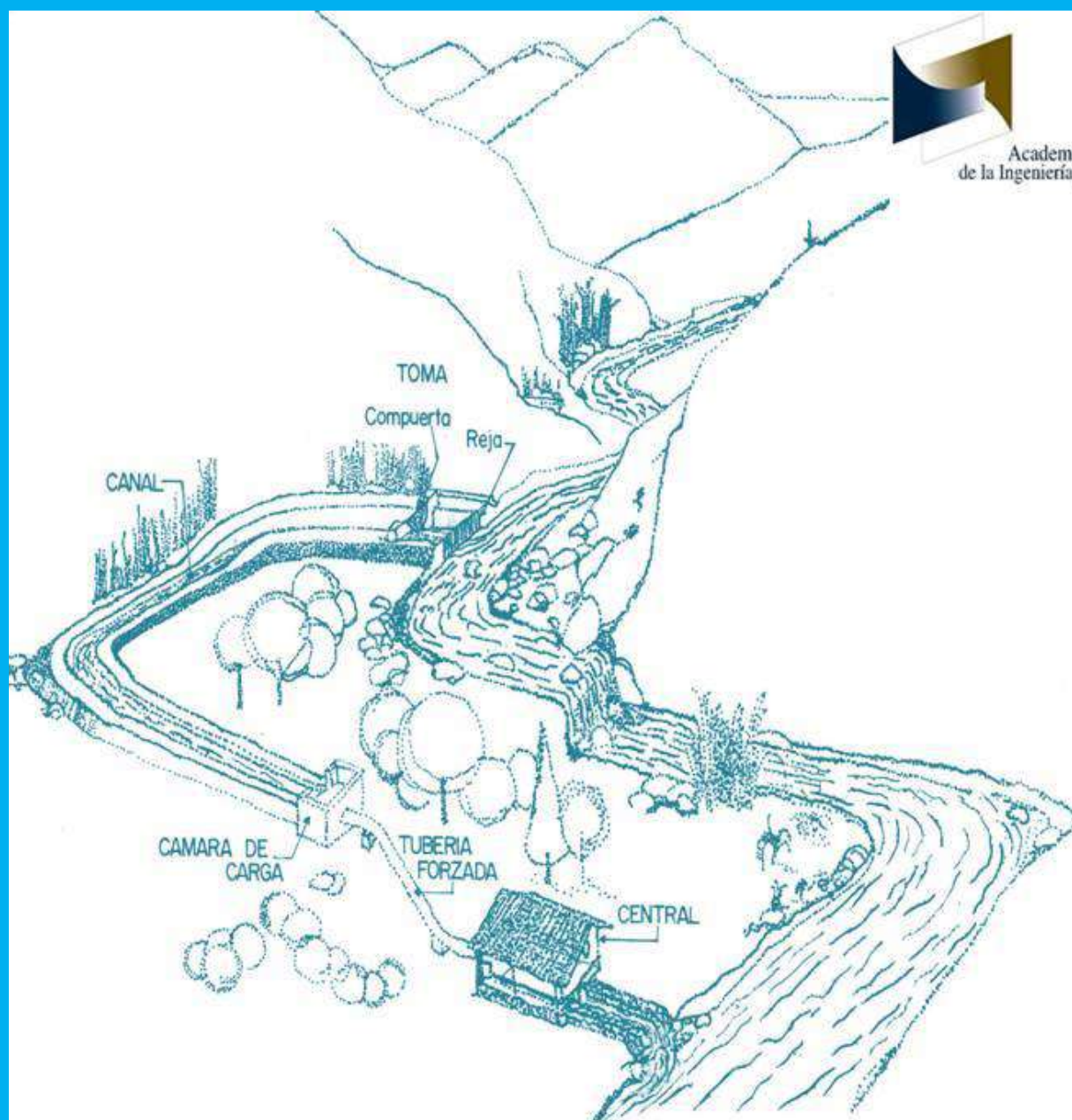




Academia Nacional
de la Ingeniería y el Hábitat



Guía metodológica para elaborar proyectos de minicentrales hidroeléctricas

Carlos Espinosa, Hervé Jégat, Alfredo De León, Stefanny Ramírez



Academia Nacional
de la Ingeniería y el Hábitat

Guía metodológica para elaborar proyectos de minicentrales hidroeléctricas

Carlos Espinosa Jiménez: Ing. Civil, MSc, MEng, MSc, Profesor Titular del CIDIAT-ULA.

Hervé Jegat Nicolo: Ing. Hidráulico, DEA, Doctor, Profesor Titular del CIDIAT-ULA.

Alfredo De León Geovo: Ing. Civil, MSc, MEng, PhD, Consultor Internacional.

Stefanny Ramírez Rodríguez: Ing. Civil, Especialista CIDIAT-ULA, Profesora del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Sanitaria, FI-ULA.

Depósito Legal: BA2021000062

ISBN: 978-980-18-2226-4

Ediciones de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat, ANIH

Diagramación: Ing. Stefanny Ramírez

Diseño de portada: Ing. Stefanny Ramírez

©2021

Reservados todos los derechos.

Prohibida la reproducción total

o parcial de esta obra en cualquier medio

de impresión electrónico o tipográfico,

sin la autorización por escrito del autor.

ACADEMIA NACIONAL DE LA INGENIERIA Y EL HABITAT DE VENEZUELA, ANIH

**Palacio de las Academias, Bolsa a San Francisco, Caracas, 1010 – Venezuela. Oficina
Administrativa: Edif. Araure, Piso 1, Oficina 104, Sabana Grande, Caracas, 1050 -
Venezuela. Teléfonos: (+58-212) 761.03.10 / 761.20.70 Correo-e: acadingven@gmail.com
/ url: www.acading.org.ve Caracas - Venezuela**

Caracas, Venezuela, 2021

LA ACADEMIA NACIONAL DE LA INGENIERÍA Y EL HÁBITAT DE LA REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA, HACE CONSTAR QUE LAS PUBLICACIONES QUE PROPICIA ESTA CORPORACIÓN SE REALIZAN RESPETANDO EL DERECHO CONSTITUCIONAL A LA LIBRE EXPRESIÓN DEL PENSAMIENTO Y MANIFIESTA EXPRESAMENTE QUE NO SE HACE SOLIDARIA DEL CONTENIDO GENERAL DE LAS OBRAS O TRABAJOS PUBLICADOS, NI DE LAS IDEAS Y OPINIONES QUE EN ELLOS SE EMITAN, LAS CUALES SON DE RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES, CUANTO EN DERECHO SE REFIERE.

ISBN: 978-980-18-2226-4



El autor manifiesta su compromiso con los derechos establecidos en el marco legal vigente y las normativas internacionales sobre propiedad intelectual, por lo cual, para cualquier solicitud o sugerencia, pone a disposición su dirección de correo electrónico: caesji1958@gmail.com

RECONOCIMIENTO

A la Coordinación de Asistencia Técnica del CIDIAT por hacer posible la compilación y edición de este documento. Especial mención a la Señora Elizabeth Flores, quien con toda su paciencia mecanografió el texto original y a la Ingeniero Linett Rodríguez Barrios, quien realizó la digitalización de este. A los Arquitectos Ricardo González Guerra y Nena Abreu Márquez, quienes elaboraron las figuras e ilustraciones de este texto.

INDICE

INDICE	v
INDICE DE FIGURAS	xi
INDICE DE TABLAS	xiv
LISTA DE SIMBOLOS.....	xvi
PRÓLOGO	xxvi
CAPITULO I. PRESENTACIÓN.	1
1.1. INTRODUCCION.....	1
1.2. JUSTIFICACIÓN.....	2
1.3. OBJETIVOS Y ALCANCES.....	2
CAPITULO II. CONCEPCION DE UN PROYECTO DE	4
MINICENTRALES HIDROELECTRICAS.....	4
2.1. INTRODUCCIÓN.....	4
2.2. TIPOS DE MINICENTRALES HIDROELECTRICAS	5
2.2.1. Minicentrales sin regulación	5
2.3. COMPONENTES DE UN APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO A PEQUEÑA ESCALA.....	7
2.3.1. Presa o dique derivador	8
2.3.2. Obra de toma.....	11
2.3.3. Canal de conducción.....	12
2.3.4. Desarenador y cámara de carga.....	13
2.3.5. Tubería forzada	14
2.3.6. Casa de máquinas.....	15
2.3.7. Canal de restitución	15
2.3.8. Línea de transmisión y red de distribución de energía eléctrica.....	15
CAPITULO III. DETERMINACION DE LA CARGA DISPONIBLE Y	17
MEDICION DE CAUDALES EN LA FUENTE.....	17
3.1. INTRODUCCION.....	17
3.2. MEDICION DE CAUDALES EN LA FUENTE.....	17
3.2.1. Método Área-Velocidad	17
3.2.2. Método de Aforo Químico.....	39

3.2.3. Aforos Volumétricos	41
3.2.4. Método del Vertedero	44
3.3. DETERMINACION DE LA CARGA DISPONIBLE.....	60
3.3.1. Mediante un Clinómetro o Nivel de Mano	60
3.3.2. Mediante un Altimetro o Nivelación Barométrica	63
3.3.3 Mediante un Manómetro.....	64
3.3.4 Mediante un teodolito	66
CAPITULO IV. DISEÑO HIDROLOGICO APLICADO A MINICENTRALES	71
HIDROELECTRICAS	71
4.1. INTRODUCCION.....	71
4.2. DISPONIBILIDAD DEL RECURSO AGUA	71
4.2.1. Curva de duración de caudales	71
4.3. CRECIENTE MAXIMA DEL PROYECTO	78
4.3.1. Método del número de curva del servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos.....	78
CAPITULO V. ESTUDIOS DE DEMANDA Y POTENCIA INSTALADA	87
5.1. INTRODUCCION.....	87
5.2. DEMANDA ELECTRICA ACTUAL.....	87
5.3. DEMANDA ELECTRICA FUTURA.....	90
5.5. ILUSTRACION DE LA METODOLOGIA PROPUESTA POR CIDIAT (1988) PARA EVALUAR LA DEMANDA.	97
5.5.1. Población.....	98
5.5.2. Estimación de la capacidad instalada necesaria	99
5.6. CALCULO DE LA DEMANDA ELECTRICA DE LOS NEVADOS, UTILIZANDO MODULOS DE DEMANDA PICO POR VIVIENDA.....	101
CAPITULO VI. ASPECTOS GEOLOGICOS Y CONSTRUCTIVOS	105
6.1. INVESTIGACION DE INTEGRIDAD	105
6.1.1. Introducción.....	105
6.1.2. Objetivos	105
6.1.3. Etapas en el proceso de Investigación de Integridad	105
6.2. CONFIGURACION DE LOS PROYECTOS.....	110
6.3. ESTUDIOS GEOLOGICOS	111

6.4. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.....	113
6.4.1. Descripción y clasificación de los materiales	114
6.4.2. Granulometría	116
6.4.3. Permeabilidad de la cimentación	118
6.4.4. Angulo de fricción interna y cohesión de los materiales de la excavación.	120
6.4.5. Taludes de corte recomendados.....	121
6.4.6. Capacidad de carga de los materiales de la fundación	121
6.5. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.....	125
6.5.1. Concreto armado	125
6.5.2. Manejo de la quebrada durante la construcción	127
6.5.3. Casa de máquina	127
CAPITULO VII. DISEÑO DE OBRAS CIVILES	128
7.1. OBRAS DE CAPTACION.....	128
7.1.1. Información básica.	128
7.1.2. Toma mediante ventana lateral con rejilla protectora	128
7.1.3. Toma de fondo	132
7.2. DIQUE DERIVADOR.....	141
7.2.1. Dique derivador en mampostería hidráulica	141
7.2.2. Dique de enrocado.....	165
7.3. OBRAS DE CONDUCCION	176
7.3.1. Obras de conducción mediante canales.....	177
7.3.2. Obras de conducción mediante tuberías a baja presión	182
7.4. DESARENADORES	186
7.4.1. Criterio clásico para diseño	188
7.4.2. Criterio de tiempo de retención	191
7.4.3. Vertedero de excesos en el desarenador.....	192
7.4.4. Mecanismos y conductos de limpieza en desarenadores	192
7.4.5. Transiciones de entrada y salida en desarenadores	193
7.4.6. Metodología para dimensionar la cámara del desarenador	194
7.5. CAMARA DE CARGA O TANQUE DE PRESION.....	197
7.5.1. Funciones:	197

7.5.2. Criterios para definir la carga sobre la tubería (H).....	197
7.5.3. Volumen del tanque de presión	199
7.6. TUBERIA FORZADA:.....	201
7.6.1. Materiales	201
7.6.2. Tuberías comerciales	202
7.6.3. Selección del diámetro de la tubería	202
7.6.4. Pérdidas por fricción: H_f	203
7.6.5. Pérdidas por turbulencia H_t (pérdidas localizadas)	204
7.6.6. Selección del Diámetro.....	207
7.6.7. Carga neta sobre la turbina (H_m)	209
7.6.8. Diseño estructural de la tubería	212
7.6.9. Apoyos en tuberías	218
7.6.10. Anclajes	223
CAPITULO VIII. EQUIPOS ELECTROMECHANICOS.....	229
8.1. TURBINAS HIDRAULICAS.....	229
8.1.1. Clasificación de las turbinas hidráulicas para minicentrales hidroeléctricas.	229
8.1.2. Características de las turbinas usadas en minicentrales hidroeléctricas.	232
8.2. SELECCION DE UNA TURBINA	236
8.3. DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES DE LAS TURBINAS EN MINICENTRALES HIDROELECTRICAS.	243
8.3.1. Turbinas Pelton	243
8.3.2 Turbinas de flujo transversal.....	246
8.4. REGULADOR.....	252
8.5. GENERADOR.....	253
CAPITULO IX. LINEAS DE TRANSMISION Y REDES ELECTRICAS EN	254
MINICENTRALES HIDROELECTRICAS	254
9.1. GENERALIDADES	254
9.2. EL TRANSFORMADOR.....	254
9.3. SUBESTACION DE GENERACION.	254
9.4. TOPICOS A CONSIDERAR PARA LA TRANSMISION DE ENERGIA ELECTRICA.	255
9.4.1. Voltaje de transmisión	255
9.4.2. Selección de la medida del conductor y de los postes	255

9.4.3. Selección de la ruta	260
9.5. COMENTARIOS.....	260
CAPITULO X. ASPECTOS ECONOMICOS	263
10.1. INTRODUCCION	263
10.2. COSTOS DE UNA MINICENTRAL HIDROELECTRICA	263
10.2.1. Costos de Inversión	263
10.2.2. Costos de Explotación	266
10.3. COSTO DEL KILOVATIO-HORA EN EL TIEMPO	266
10.4. PAUTAS PARA LAS TARIFAS ELECTRICAS.	267
10.5. CRITERIOS DE EVALUACION DE VIABILIDAD DE LA INVERSION	267
10.6. EVALUACION DEL PROYECTO	268
10.6.1. Definición de los parámetros de la evaluación	268
10.7. CONSIDERACIONES DE COSTOS	268
10.7.1. Valoración de costos a precios de mercado	268
10.7.2. Valoración de los Costos o Precios de Cuenta.....	269
10.7.3. Estimación de Beneficios.....	269
10.8. DETERMINACION DE LOS INDICADORES ECONOMICOS	269
10.9. EVALUACION ECONOMICA DE UNA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA EN LA ZONA DE MICARACHE. ESTADO MERIDA.	270
10.9.1. Parámetros de evaluación.....	270
10.9.2. Costos de inversión a precios de mercado	271
10.9.3. Período de amortización de los diferentes componentes	271
10.9.4. Costo de explotación	270
10.9.5. Valoración de los costos a precios de cuenta.....	271
10.9.6. Estimación de los beneficios.	273
10.9.7. Determinación de los indicadores	274
10.10. ANALISIS DE LOS RESULTADOS	277
CAPITULO XI. CONSIDERACIONES AMBIENTALES	278
11.1. INTRODUCCION	278
11.2. PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR EL ANALISIS AMBIENTAL EN PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS.	278
11.3. METODO A UTILIZAR.....	279

11.3.1. Identificación de los efectos ambientales	279
11.3.2. Aspectos Técnicos del Proyecto	279
11.3.3. Fase construcción:	280
11.3.4. Fase Operación.....	281
11.3.5. Análisis de los impactos.....	281
BIBLIOGRAFIA.....	282

INDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1 Esquema de una minicentral sin regulación propia.....	6
Figura 2. 2 Esquema de una minicentral con regulación propia.....	7
Figura 2. 3 Esquema general de un aprovechamiento hidroeléctrico a pequeña escala	8
Figura 2. 4 Tipos de diques derivadores.....	9
Figura 2. 5 Toma convencional en un río de montaña.....	11
Figura 2. 6 Esquema de una toma en derivación sencilla (vista en planta).	12
Figura 2. 7 Ilustración de canales abiertos y cerrados colocados en ladera.....	13
Figura 3. 1 Ilustración del gasto o caudal en un río como el área de la sección transversal y la velocidad media.	18
Figura 3. 2 Ubicación en planta de la sección de aforo.	19
Figura 3. 3 Procesamiento de la sección de aforo.	20
Figura 3. 4 Medición de las profundidades del flujo en la sección de aforo.	20
Figura 3. 5 Determinar el área de la sección transversal. Ilustración del método área - velocidad. .	21
Figura 3. 6 Procesamiento de la sección de aforo en el método área - velocidad.	22
Figura 3. 7 .El área de la sección transversal del río (A) es aproximadamente igual al área de un rectángulo.....	23
Figura 3. 8 Las medidas de las profundidades se hacen en cualquier punto.	23
Figura 3. 9 Varilla de carga-velocidad, con dimensiones en milímetros.	26
Figura 3. 10 Forma de medir la altura h, por el lado no perfilado de la varilla.....	26
Figura 3. 11 Velocidad superficial como función de la carga de velocidad medida en la varilla. ...	27
Figura 3. 12 Molinete Gurley tipo Price N°. 622.	28
Figura 3. 13 Molinete cautivo.	31
Figura 3. 14 Ilustración del método del molinete.....	32
Figura 3. 15 Ilustración del método del molinete. Ubicación de las verticales en la sección del aforo.	32
Figura 3. 16 Medición de las profundidades en las verticales consideradas. Método del Molinete.	33
Figura 3. 17 Colocación del molinete a distintas profundidades en la vertical 1.....	33
Figura 3. 18 Método del molinete. Cálculo de las áreas.	36
Figura 3. 19 Método de aforo químico.....	40
Figura 3. 20 Un canal improvisado puede ser usado para desviar el agua al recipiente. Método del aforo volumétrico.....	43
Figura 3. 21 Método de Aforo Volumétrico. Ilustración.	44
Figura 3. 22 Partes que integran un vertedero.	45
Figura 3. 23 Criterios de diseño para vertederos, usados en aforos.	46
Figura 3. 24 Vertedero rectangular con escala graduada aguas arriba.	47
Figura 3. 25 Curvas carga-gasto para vertederos rectangulares sin contracción lateral.....	49
Figura 3. 26 Curvas carga-gasto para vertederos rectangulares con contracción lateral.....	50
Figura 3. 27 Vertedero trapezoidal Cipolletti	53
Figura 3. 28 Curvas carga-gasto para vertederos trapezoidales.....	56

Figura 3. 29 Vertedero triangular.	57
Figura 3. 30 Curvas carga-gasto para vertederos triangulares.....	60
Figura 3. 31 Clinómetro o nivel Abney.....	61
Figura 3. 32 Uso de un clinómetro para determinar la carga entre dos puntos X e Y.	62
Figura 3. 33 y Figura 3. 34. Manejo del nivel de mano Abney.	63
Figura 3. 35 Un manómetro puede ser usado para medir la carga entre dos puntos.	65
Figura 3. 36 Retículo taquimétrico y zona de la mira dentro del campo visual.	66
Figura 3. 37 Esquema taquimétrico.	67
Figura 3. 38 Cálculo de cotas por taquimetría: ángulo vertical negativo.....	68
Figura 3. 39 Cálculo de cotas por taquimetría: ángulo vertical positivo.....	69
Figura 3. 40 Ilustración del cálculo de la cota de un punto.....	69
 Figura 4. 1 Curva de duración de caudales Quebrada La Pata en Gavidia, para el período 1971 a 1976.....	 77
 Figura 5. 1 Curva de duración de potencia.	 97
Figura 5. 2 Estimación de la distribución de la carga durante el día en los poblados de Los Nevados y Curazao.	103
Figura 5. 3 Curva de demanda estimada para los poblados de Los Nevados y Curazao.....	104
 Figura 6. 1 Perfil geológico en un sitio de toma.	 112
Figura 6. 2 Ensayo de permeabilidad por el método de zanja.	118
Figura 6. 3 Área en planta requerida para casa de máquinas.....	127
 Figura 7. 1 Esquema hidráulico de la toma.	 129
Figura 7. 2 Definición de los términos de la ecuación de Bazin.	130
Figura 7. 3 Esquema de cálculo de una toma con reja de fondo.....	135
Figura 7. 4 Perfil del fondo de la galería.	140
Figura 7. 5 Geometría del dique.	141
Figura 7. 6 Cálculo de la estabilidad del dique. Condición del dique acolmatado y sin acolmatar y crecida de diseño.	148
Figura 7. 7 Esquema utilizado por Bisaz (1972) en su investigación.....	162
Figura 7. 8 Diagrama de fuerzas actuantes sobre las rocas en el talud aguas abajo.	168
Figura 7. 9 Gráfico solución para $d_s = 0,30$ m. Tomado de Hartung (1980).	172
Figura 7. 10 Gráfico solución para $d_s = 0,60$ m. Tomado de Hartung (1970).	173
Figura 7. 11 Gráfico solución para $d_s = 0,90$ m. Tomado de Hartung (1970).	174
Figura 7. 12 Geometría y dimensiones del dique de enrocado.	176
Figura 7. 13 Obras de conducción mediante canales.....	177
Figura 7. 14 Sección rectangular.	178

Figura 7. 15 Sección trapezoidal.	178
Figura 7. 16 Esquema hidráulico de un caso típico de conducción a baja presión.	183
Figura 7. 17 Ubicación típica de un desarenador en un emplazamiento hidroeléctrico a pequeña escala.	187
Figura 7. 18 Condición más desfavorable para la sedimentación de una partícula.	190
Figura 7. 19 Ilustración para el criterio de tiempo de retención.	192
Figura 7. 20 Desarenador con entrada en tubería a baja presión.	194
Figura 7. 21 Ilustración del cálculo de las profundidades características de la cámara de sedimentación.	196
Figura 7. 22 Carga sobre la clave superior de la tubería forzada en la cámara de carga.	198
Figura 7. 23 Diagrama de Moody. Relación entre el factor de fricción, el número de Reynolds, y la rugosidad, para tubos comerciales.	205
Figura 7. 24 Coeficientes de pérdida por entrada para diferentes formas.	206
Figura 7. 25 Coeficiente de pérdida por cambio de dirección.	208
Figura 7. 26 Proceso de selección del diámetro óptimo de una tubería.	209
Figura 7. 27 Balance de fuerzas en una tubería sometida a una presión interna P.	213
Figura 7. 28 Ilustración de la sobrepresión por golpe de ariete.	213
Figura 7. 29 Recomendación para absorber esfuerzos por cambios de temperatura en tuberías a presión.	217
Figura 7. 30 Juntas de dilatación en tuberías.	218
Figura 7. 31 Apoyos y anclajes en tuberías forzadas.	218
Figura 7. 32 Solicitación en un apoyo.	219
Figura 7. 33 Capacidad portante para diferentes tipos de suelos. Capacidad portante (Kg/cm^2)....	226
Figura 7. 34 Análisis de estabilidad del bloque de anclaje. Reducción de las fuerzas actuantes a una fuerza resultante.	228
Figura 8. 1 Rangos de aplicación de las diferentes turbinas. Gráfico de selección.	231
Figura 8. 2 Corte secuencial de una turbina Pelton.	232
Figura 8. 3 Esquema de una turbina de flujo transversal.	234
Figura 8. 4 Esquema de un tubo aspirador.	235
Figura 8. 5 Instalación de Rueda Pelton (Rueda de impulso).	237
Figura 8. 6 Variación de la potencia disponible del chorro con el diámetro del mismo.	237
Figura 8. 7 Índice de cavitación como función de la velocidad específica.	242
Figura 8. 8 Dimensiones de las cucharas de las ruedas Pelton.	244
Figura 8. 9 Detalle de una turbina de flujo transversal, corte normal al eje del rodete.	248
Figura 8. 10 Detalle de una turbina de flujo transversal, corte por el eje del rodete.	249
Figura 8. 11 Construcción del rodete de la turbina.	251
Figura 9. 1 Tipo de poste a usar en zonas rurales.	259
Figura 9. 2 Esquema de una instalación a tierra.	261
Figura 9. 3 Esquema de las instalaciones en un transformador para suministrar corriente de 220 V a partir de líneas de 13,8 KW.	262

INDICE DE TABLAS

Tabla 3. 1 Número de vueltas (rev)	34
Tabla 3. 2 N (rev/seg).....	35
Tabla 3. 3 Velocidad (m/s)	35
Tabla 3. 4: Velocidad media y Vm (m/s)	36
Tabla 3. 5 Gasto para vertedero rectangular, sin contracción (m ³ /s).....	51
Tabla 3. 6 Gasto para vertedero rectangular, con contracción (m ³ /s).....	51
Tabla 3. 7 Gasto para vertederos Trapezoidales o Cipolletti (m ³ /s).....	55
Tabla 3. 8 Gasto para vertederos triangulares, abertura 60° y 90° (m ³ /s).....	59
 Tabla 4. 1 Ilustración del cálculo de una curva de duración de caudales.....	73
Tabla 4. 2 Condición de humedad antecedente.	81
Tabla 4. 3 Curvas de Escorrentía para los Complejos Suelo-Cobertura (CN) (para condición de humedad II, y I _a = 0,2 S).	83
Tabla 4. 4 Clasificación Hidrológica de los Suelos, conforme al Soil Conservation Service de U.S.A	84
Tabla 4. 5 Número de Curva para Casos de Condición de Humedad Antecedente I y III.	85
 Tabla 5. 1 Demanda pico actual para distintas poblaciones.	88
Tabla 5. 2 Demanda al pico requerida por familia, según estudio realizado por CIDIAT (1988) en los Andes Venezolanos.	89
Tabla 5. 3 Resumen de las recomendaciones y experiencias de los autores citados para evaluar la demanda de potencia al pico.	90
Tabla 5. 4. Tasas de crecimiento anual poblacional y de la demanda y horizonte de proyección según varios autores.....	92
Tabla 5. 5 Población de los Nevados y Curazao según los Censos Nacionales de 1981 (OCEI (1981)).	98
Tabla 5. 6 Proyección de la población para el Municipio Arias, del Distrito Libertador, del Estado Mérida, según OCEI (1986).	99
Tabla 5. 7 Artefactos eléctricos por grupo familiar.....	100
Tabla 5. 8 Cálculo de la demanda de potencia al pico para Los Nevados (año 2013), según los criterios de los diferentes autores citados.	102
 Tabla 6. 1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Incluyendo identificación descripción.	115
Tabla 6. 2 Clasificación de suelos por tamaño de partículas, según La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.....	117
Tabla 6. 3 Determinación de la permeabilidad por ensayos de bombeo.....	119
Tabla 6. 4 Coeficiente de permeabilidad.	121
Tabla 6. 5 Propiedades promedio de los suelos.....	122
Tabla 6. 6 Taludes de corte recomendados.	123

Tabla 6. 7 Resistencia de trabajo admisible.	124
Tabla 6. 8 Dosificación para producir un metro cúbico de concreto según su resistencia a los 28 días f'_c	126
Tabla 6. 9 Denominación y características de las cabillas de refuerzo.	126
Tabla 7. 1 Diferentes geometrías consideradas para la toma con rejilla de fondo.	135
Tabla 7. 2 Cálculo de la galería por el Método de ZAMARIN	138
Tabla 7. 3 Perfil del fondo de la galería.....	138
Tabla 7. 4 Curva de descarga aguas abajo del dique de toma	144
Tabla 7. 5 Factor K para diferentes materiales de lecho	164
Tabla 7. 6 Coeficiente de rugosidad n para diferentes contornos del perímetro mojado.	179
Tabla 7. 7 Velocidades máximas permisibles para diferentes revestimientos en canales.....	180
Tabla 7. 8 Velocidades máximas permisibles para concretos con $f'_c < 210 \text{ Kg/cm}^2$. (Velocidades en m/s).....	180
Tabla 7. 9 Velocidades máximas no erosivas en m/s.....	181
Tabla 7. 10 Taludes recomendados en canales de sección trapezoidal en función de la naturaleza del material excavado.....	181
Tabla 7. 11 Tuberías que se fabrican según su tamaño y material que las conforma.	183
Tabla 7. 12 Cálculo hidráulico de una tubería de conducción a baja presión.....	186
Tabla 7. 13 Tamaños de partículas a retener en un desarenador como función del tipo de turbina y el rango de caída.	188
Tabla 7. 14 Velocidades de sedimentación de partículas de diámetro menores que 1,5 mm.	189
Tabla 7. 15 Coeficiente a como función del diámetro de las partículas a sedimentar d.	195
Tabla 7. 16 Propiedades de materiales usados en la fabricación de tuberías. Tomada de Micro-Hydropower Sourcebook (1990) NRSCA.	201
Tabla 7. 17 Ecuaciones para calcular el factor de fricción f.....	204
Tabla 7. 18 Coeficientes a de la fórmula de Genijew.....	211
Tabla 7. 19 Longitud entre apoyos (L) como función del diámetro (D) de la tubería.	223
Tabla 7. 20 Magnitud de las fuerzas a considerar en el diseño de anclajes.....	225
Tabla 10. 1 Costos de inversión, para una minicentral hidroeléctrica.	264
Tabla 10. 2 Costos de inversión, correspondiente a una minicentral hidroeléctrica de 52 KW. (Precios a Septiembre de 1995).	271
Tabla 10. 3 Amortización de los componentes de la minicentral hidroeléctrica Micarache.	270
Tabla 10. 4 Precios de mercado y de cuenta, para los componentes de una minicentral hidroeléctrica de 52 KW.	272
Tabla 10. 5 Precios de cuenta de la amortización de los componentes de una minicentral de 52 KWH.	273
Tabla 10. 6 Análisis económico. Proyecto Micarache	276

LISTA DE SIMBOLOS

CAPITULO III

Símbolo

Q	=	Caudal o gasto, en m^3/s
A	=	Área de la sección transversal de un río, en m^2
V	=	Velocidad media a través del área "A", en m/s
b	=	Ancho del río, en m
e	=	Espaciamiento entre los puntos, en m
n	=	Número impar de puntos en que se dividió el río
$d_1, d_2 \dots d_n$	=	Profundidades medidas en el río, en m
d	=	Profundidad promedio, en m
c	=	Coeficiente que varía dependiendo del tipo de lecho, adimensional.
V_s	=	Velocidad superficial del río, en m/s o cm/s
h	=	Altura o carga de agua, en m o cm
g	=	Aceleración de gravedad, en m/s^2 o cm/s^2
$V_{s \text{ prom}}$	=	Velocidad superficial promedio, en m/s
V_{fondo}	=	Velocidad en el fondo, en m/s
$V_{0,20h}$	=	Velocidad al 20% de la profundidad, medida desde la superficie, en m/s.
V_m	=	Velocidad media en cada vertical, en m/s
V	=	Velocidad según la ecuación del molinete, en m/s
N	=	Número de vueltas dadas por la hélice del molinete en un tiempo, en rev/s.
A_i	=	Área de cada una de las secciones, en m^2
V_i	=	Velocidad media en cada sección, en m/s
Q_T	=	Caudal total, en m^3/s
C_o	=	Concentración del agua antes de la mezcla, en mg/l o ppm.
C_1	=	Concentración de la solución, en mg/l o ppm
C_2	=	Concentración de la mezcla, en mg/l o ppm
V_r	=	Volumen del recipiente, en m^3 o litros
q	=	Caudal que sale del recipiente
t	=	Tiempo, en segundos
H	=	Altura del recipiente, en m o cm
L	=	Longitud de la cresta en el vertedero, en m
B	=	Ancho del caudal, en m
W	=	Altura del canal, en m
ac	=	Ancho de la contracción en el vertedero, en m
C_d	=	Coeficiente de descarga, adimensional
ϕ	=	Angulo de abertura para vertederos triangulares
Θ	=	Angulo de elevación o depresión medido con nivel Abney o teodolito.
X, Y	=	Puntos arbitrarios
h_1	=	Carga en el punto X_1

H_g	=	Carga total, en m
P	=	Presión
γ	=	Peso específico del agua
DH	=	Distancia horizontal entre el punto donde está la mira y el punto donde está el teodolito.
DV	=	Desnivel del terreno o la distancia vertical
s	=	Lectura en el hilo superior
i	=	Lectura en el hilo inferior
m	=	Lectura en el hilo medio
α	=	Valor del ángulo, que forma la horizontal con la visual al hilo medio.
T, S	=	Constante en los aparatos
H_A	=	Cota del terreno en el punto A, en m
H_B	=	Cota del terreno en el punto B, en m
a	=	Altura del instrumento, en m

CAPITULO IV

Símbolo

n	=	Número de valores de los intervalos de clase
Q	=	Caudal, en m^3/s
LI	=	Límite inferior del intervalo de clases
LS	=	Límite superior del intervalo de clases
F	=	Infiltración real, en mm
S	=	Infiltración potencial, en mm
Q	=	Escurrimiento real, en mm
P_e	=	Escurrimiento potencial o exceso de precipitación, en mm.
P	=	Precipitación total, en mm
I_a	=	Pérdidas, en mm
CN	=	Número de curva, según la Tabla 4.3.
L	=	Longitud del cauce principal de la cuenca, en m
T_c	=	Tiempo de concentración, en horas
T_L	=	Tiempo de retardo, en horas
q_p	=	Caudal pico de la crecida, en l/s
A	=	Area de la cuenca, en hectáreas
Y	=	Pendiente del cauce, en porcentaje

CAPITULO V

Símbolo

P_f	=	Población futura
P_a	=	Población al momento del estudio
r	=	Tasa de crecimiento poblacional media anual

n	=	Número de años a proyectarse
P	=	Potencia media, en vatios o kilovatios
E	=	Energía, en vatios-hora o kilovatios-hora
F_c	=	Factor de carga
P_p	=	Potencia pico, en vatios o kilovatios
P_F	=	Potencia firme
Q	=	Caudal, en m^3/s
H_n	=	Carga neta, en m
n_c	=	Eficiencia total de la central

CAPITULO VI

Símbolo

C_u	=	Coeficiente de uniformidad
D_{60}	=	Diámetro de la partícula correspondiente al 60% pasante de la curva granulométrica.
D_{10}	=	Diámetro de la partícula correspondiente al 10% pasante de la curva granulométrica.
D_{30}	=	Diámetro de la partícula correspondiente al 30% de la curva granulométrica.
C_C	=	Coeficiente de curvatura o forma de la curva granulométrica.
K	=	Coeficiente de permeabilidad
B	=	Ancho de la zanja de prueba
H	=	Profundidad del agua en la zanja de prueba
Q	=	Caudal
Y	=	Profundidad del lecho permeable

CAPITULO VII

Símbolo

7.1. OBRAS DE CAPTACION

Q	=	Caudal, en m^3/s
g	=	Constante gravitacional terrestre, en m/s^2
μ	=	Coeficiente de gasto del vertedero
B	=	Ancho del vertedero, en m
μ_1	=	Coeficiente de corrección por sumergencia
H	=	Carga hidráulica sobre el vertedero, en m
Z	=	Diferencia de elevación de las superficies de aguas arriba y abajo de la cresta, en m.
h_n	=	Elevación del agua bajo el vertedero sobre la cresta, en m.
y_2	=	Elevación de la cresta sobre el fondo, aguas abajo, en m.
y_1	=	Elevación de la cresta sobre el fondo, aguas arriba, en m.
n	=	Número de espacios libres entre las pletinas de la rejilla.

Q_d	= Caudal de diseño o caudal a captar, en m^3/s
p	= Coeficiente de espaciamiento de las barras de la reja, adimensional.
m	= Coeficiente de descarga que depende de la pendiente i de la reja, varía entre 0,55 y 0,65.
K	= Coeficiente que toma en cuenta la obstrucción de la rejilla por basura y objetos flotantes.
L_r	= Longitud de la rejilla perpendicular al flujo, en metros.
B_r	= Ancho de la rejilla en el sentido del flujo de la corriente, en metros.
h_m	= Altura media del agua en el centro de la reja, en m. Según la Figura 7.3.
s	= Espaciamiento libre entre las pletinas de la rejilla; varía de 2 a 6 cm.
d	= Grosor o espesor de las pletinas
f	= Porcentaje de obstrucción de la reja, varía entre 15% y 30%.
i	= Pendiente o inclinación de la reja, varía entre 10% y 30%
h_{c1}	= Altura crítica al inicio de la rejilla, en m
h_{c2}	= Altura crítica al final de la rejilla, en m
q_1	= Caudal unitario en un metro de longitud al inicio de la rejilla, en $m^3/s.m$.
q_2	= Caudal unitario en un metro de longitud al final de la rejilla, en $m^3/s.m$.
Q_x	= Caudal en cada tramo, en m^3/s
x	= Distancia acumulada en cada tramo, en m
V_x	= Velocidad en cada tramo, en m/s
V_o	= Velocidad inicial, igual a 1 m/s
V_f	= Velocidad final en la galería, varía entre 1,8 y 3,0 m/s.
A_x	= Área de la sección transversal en cada tramo, en m^2
h	= Altura de agua, en m
S	= Pendiente del fondo
n	= Coeficiente de rugosidad de Manning
h_f	= Pérdida por fricción, en m
Σh_f	= Pérdida acumulada, en m
F	= Número de Froude

7.2. DIQUE DERIVADOR

C	= Coeficiente, en $m^{1/2}S^{-1}$
Q	= Caudal que vierte sobre la cresta, en m^3/s
L	= Longitud de la cresta del vertedero, en m
H	= Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero, en m.
E_H	= Empuje hidrostático
E_S	= Empuje debido a la subpresión
E_A	= Empuje activo del suelo, en T
E_p	= Empuje pasivo del suelo, en T
W	= Peso propio del dique, en T
W_A	= Peso del agua sobre la estructura, en T

r	= Brazo de las fuerzas respecto al punto de giro, en m.
FS	= Factor de seguridad contra sifonamiento
L	= Longitud compensada de la línea de infiltración, en m.
C'	= Coeficiente de Lane, para bolos con cantos y grava $C' = 2,50$.
L_v	= Longitudes verticales o inclinadas con ángulos mayores de 45° , en m.
L_H	= Longitudes horizontales o inclinadas con ángulos menores de 45° , en m.
γ_w	= Peso específico del agua, en T/m^3
γ_{wL}	= Peso específico de la mezcla aire-agua, en T/m^3
S_x	= Subpresión en un punto X, en T/m^2
H_x	= Carga hidráulica en el punto X, en m
L_X	= Longitud compensada de Lane hasta el punto X, en m
H	= Carga efectiva que produce la filtración, igual a la diferencia de nivel aguas arriba y aguas abajo, en m.
S_{max}	= Subpresión máxima, en T/m^2
S_{min}	= Subpresión mínima, en T/m^2
K_a	= Coeficiente de empuje activo de Rankine
K_p	= Coeficiente de empuje pasivo de Rankine
γ_m	= Peso específico de la masa de suelo, en T/m^3
ϕ	= Angulo de fricción interna de la masa del suelo, en grados.
h	= Profundidad de la masa de suelo, en m
M_E	= Momentos estabilizadores, en T.m
M_D	= Momentos desestabilizadores, en T.m
FS_v	= Factor de seguridad al volcamiento
FS_D	= Factor de seguridad al deslizamiento
μ	= Coeficiente de fricción entre el material del dique y el lecho de la quebrada.
ΣF_v	= Suma de fuerzas verticales, en T
ΣF_H	= Suma de las fuerzas horizontales, en T
FS_F	= Factor de seguridad a flotación
σ_f	= Esfuerzo sobre la fundación, en T/m^2
A	= Área de la base de la estructura, en m^2
S	= Profundidad del agua en el socavón, en m
q	= Caudal unitario, en m^2/s
h	= Caída, en m
d_{90}	= Tamaño de la partícula, que corresponde al 90% de la curva granulométrica, en m.
q_{max}	= Caudal unitario máximo, en m^2/s
h_u	= Posición de la altura de energía con relación al lecho fluvial, según la Figura 7.7.
h_s	= Profundidad de socavación referida al lecho de la quebrada, según la Figura 7.7.
L	= Longitud del zampeado de protección, en m
K	= Factor que depende de la naturaleza del suelo
P	= Altura del dique, en m
λ	= Factor de resistencia
y_m	= Profundidad media del agua, en m

Θ_m	= Altura media de rugosidades, en m
d_s	= Diámetro equivalente del enrocado, en m
C	= Coeficiente, según la ecuación 7.39
ψ	= Angulo del talud, en grados
ϕ_2	= Factor de empacamiento
σ	= Factor de aireación, según la ecuación 7.40
V	= Velocidad media de la mezcla aire-agua, en m/s
g	= Aceleración de la gravedad, en m/s^2
q_w	= Descarga de agua pura por unidad de ancho, en m^2/s
N, H, R, P	= Fuerzas definidas en la Figura 7.8.
V_c	= Velocidad crítica, en m/s
Q	= Volumen por segundo de la mezcla aire-agua que choca contra las rocas.
δ	= Angulo de reposo crítico del enrocado
γ_2	= Peso específico del enrocado, en T/m^3
E_2	= Constante igual a 1,20

7.3. OBRAS DE CONDUCCION

V	= Velocidad media del flujo, en m/s
Q	= Caudal, en m^3/s
n	= Coeficiente de rugosidad de Manning, en $m^{1/2}S$ según Tabla 7.6.
R	= Radio hidráulico, en m
P	= Perímetro mojado de flujo, en m
S	= Pendiente del canal
A	= Área de la sección de flujo en el canal, en m^2
Y	= Altura del agua sobre el canal, en m
Z	= Energía potencial específica o altura de posición respecto a un nivel de referencia, en m.
P/γ	= Energía de presión específica o altura de presión, en m.
$V^2/2g$	= Energía cinética específica o altura de velocidad, en m.
H_T	= Pérdidas totales en el sistema de conducción
H_E	= Pérdida por entrada al conducto, en m
H_A	= Pérdida en el accesorio de control de flujo, en m
H_f	= Pérdida por fricción en la tubería, en m
H_S	= Pérdida por salida del conducto, en m
L	= Longitud de la tubería, en m
D	= Diámetro de la tubería, en m

7.4. DESARENADORES

L	= Longitud del desarenador, en m
h	= Profundidad del desarenador o del sedimentador, en m.
Θ	= Inclinación de las rejillas, en grados

V_s	= Velocidad de sedimentación de la partícula, en m/s
t_s	= Tiempo de sedimentación de una partícula determinada, en segundos
T_R	= Tiempo de retención, en segundos
B	= Ancho del desarenador, en m.
h'	= Profundidad del agua al inicio de la cámara de sedimentación, en m según la Figura 7.19.
V_L	= Velocidad de lavado, en m/s
Y	= Profundidad del agua en la cámara durante el tiempo de lavado, en m.
S	= Pendiente del fondo de la cámara, según la ecuación 7.73.
C	= Coeficiente de Chezy
L_T	= Longitud de transición, en m
b	= Ancho de conducción, en m
a	= Coeficiente que depende del diámetro de la partícula a sedimentar, según la Tabla 7.15.
H_m	= Profundidad media, en m
K	= Coeficiente de corrección, según Ruravliev varía entre 1,20 y 1,50.
V	= Velocidad media del flujo de la cámara, en m/s
H_1	= Profundidad al inicio de la cámara, según la Figura 7.21.
H_2	= Profundidad al final de la cámara, según la Figura 7.21.
d	= Diámetro de las partículas a sedimentar, en mm. Depende del tipo de turbina, según la Tabla 7.13.

7.5. CAMARA DE CARGA O TANQUE DE PRESION

H	= Carga sobre la clave superior de la tubería, en m según la Figura 7.22.
V	= Velocidad del flujo en la tubería de presión, en m/s
D	= Diámetro de la tubería, en m
A	= Área de flujo en m^2
Vol	= Máximo volumen necesario en m^3 , que el tanque de presión debe tener por encima del nivel mínimo aceptable de agua, en m^3 .
V_o	= Velocidad en el túnel o canal de conducción, en m/s
S	= Pendiente del canal de conducción que alimenta, en fracción de unidad.
Y	= Altura de agua en el canal, en m

7.6. TUBERIA FORZADA

P	= Potencia generada, en KW
e	= Eficiencia total el grupo turbina-generator
D	= Diámetro del conducto, en m
H	= Carga neta sobre la turbina, en m

H_B	= Carga bruta, en m
H_t	= Pérdidas por turbulencia, en m
H_f	= Pérdidas longitudinales por fricción, en m
H_l	= Pérdidas de carga por fricción y turbulencia en la tubería, en m.
f	= Factor de fricción, adimensional, obtenido de la Fig. 7.23 o calculado según la Tabla 7.17.
L	= Longitud de la tubería, en m
ε	= Espesor de la tubería, en m
γ	= Peso específico del material, según la Tabla 7.16
F	= Fuerza debido a la presión interna que actúa en la media tubería.
T	= Fuerza ejercida por la pared de la tubería
V	= Velocidad media, en m/s
P	= Presión interna en la tubería
H_m	= Carga neta, en m
R	= Número de Reynolds, adimensional
e_t	= Rugosidad del conducto después de t años de servicio
e_o	= Rugosidad del conducto nuevo
a	= Coeficiente que depende de las características físico-químicas del agua que conducirá la tubería, según la Tabla 7.18.
t	= Años de servicio de la tubería
σ	= Esfuerzo de trabajo en el manto cilíndrico de la tubería, en Kg/cm^2 .
K	= Coeficiente que depende del tipo de pérdida, del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo.
a	= Velocidad de propagación de la onda de presión, en m/s.
t_c	= Tiempo crítico de cierre, en s
K	= Coeficiente de pérdida por entrada, según la Fig. 7.24.
E	= Módulo de elasticidad de las paredes de la tubería, en Kg/cm^2 .
H_a	= Sobrepresión por golpe de ariete, en m
ΔV	= Cambio de velocidad media en la tubería, en m/s
$P_{\max}$	= Presión máxima o presión de diseño, en Kg/cm^2 en la ecuación (7.87).
W_p	= Peso de la tubería, en Kg/m
W_w	= Peso del agua dentro del tubo, en Kg/m
α	= Inclinación de la tubería en el tramo donde se encuentra el apoyo.
F_1	= Componente del peso de la tubería y del agua, contenida normal al eje del tubo, en Kg.
F_2	= Fuerza de fricción de la tubería sobre el apoyo, en Kg.
f	= Coeficiente de rozamiento entre la tubería y el material de apoyo.
γ_c	= Peso específico del concreto, en masa
W	= Peso del bloque de apoyo actuando en su centro de gravedad, en Kg, según la ecuación (7.92).
V_b	= Volumen del bloque de apoyo, en m^3

$\sigma_{\text{admisible terreno}}$	= Esfuerzo admisible del terreno o capacidad portante del terreno de fundación, en Kg/cm^2 .
e	= Excentricidad referida al punto medio de la base
$\sigma_{\text{admisible}}$	= Esfuerzo admisible en el material del apoyo, en Kg/cm^2 .
ΣM	= Resultante de momentos
ΣM_E	= Resultante estabilizadores
ΣM_D	= Resultante desestabilizadores
M	= Momento de flexión
M_r	= Módulo elástico de sección, en cm^3
I	= Momento de inercia de una sección de anillo delgado, en cm^4 .
t	= Espesor de la tubería, en cm
A	= Área de la base, en m
L	= Distancia entre apoyos, en m
B	= Ancho de la base, en m en la ecuación 7.24 y 7.94
t	= Espesor de la tubería, en m
P_o	= Presión atmosférica del lugar de proyecto, en Kg/m^2
D	= Diámetro al eje neutro de la tubería, en m
μ	= Relación de Poisson, para tuberías de acero $\mu \approx 0,30$
FS_V	= Factor de seguridad al volcamiento
FS_D	= Factor de seguridad al deslizamiento
C	= Distancia al eje neutro a las fibras de tracción

CAPITULO VIII

P_j	= Potencia disponible a la salida del chorro
γ	= Peso específico del agua
Q	= Caudal
V_j	= Velocidad del agua a la salida de la boquilla
d_j	= Diámetro del chorro
g	= Aceleración de la gravedad
ϕ	= Coeficiente de la velocidad de arrastre o tangencial del álabe.
V_1	= Velocidad a la salida del rodete, en m/s
H	= Carga neta o disponible, en m
C_v	= Coeficiente de la velocidad del chorro
N_s	= Velocidad específica
D	= Diámetro del rodete
P	= Potencia de la turbina
ε	= Eficiencia
σ_T	= Sigma de Thomas
H_{DV}	= Caída neta de succión positiva
H	= Caída disponible
H_s	= Es la altura de la turbina sobre el nivel de descarga, en m.

Elev	= Es la elevación del nivel en el canal de descarga aguas abajo de la turbina, en m.s.n.
σ_{TC}	= Sigma de Thomas crítico
A	= Área de la sección transversal del chorro, en m ²
b	= Abertura de la descarga del distribuidor
B _r	= Ancho del rodete
N	= Velocidad del rodete, en rpm
D'	= Diámetro interior del rodete
t	= Distancia entre álabes
L'	= Ancho de la carcaza
Q	= Caudal, en m ³ /s
ω	= Velocidad angular, en radianes por segundo
Z	= Número de álabes

CAPITULO X

Símbolo

n	= Número de años
TIR	= Tasa interna de retorno
VAN	= Valor actual neto
B/C	= Relación beneficio costo
B	= Beneficios
C	= Costos
V _p	= Valor presente
V _F	= Valor futuro
i	= Tasa de interés nominal
A	= Anualidades constantes
B _{act}	= Beneficios actualizados
C _{act}	= Costos actualizados
RPC	= Relaciones de precios de cuenta

PRÓLOGO

En la década de 1980, el hoy Centro Interamericano de Desarrollo e Investigación Ambiental y Territorial (CIDIAT-ULA), Instituto de carácter experimental adscrito al Vicerrectorado Académico de la Universidad de Los Andes, realizó el Programa de Capacitación Regional sobre Generación Hidroeléctrica a Pequeña Escala contando con el apoyo de la Organización de los Estados Americanos (OEA) a través del Programa Interamericano OEA-CIDIAT. En el programa de capacitación participaron con gran éxito profesionales de distintas regiones del país y del exterior, obteniendo importantes logros académicos y operativos. Además del programa de capacitación también se desarrollaron en el CIDIAT tesis de maestría, y se abordaron temas como: formulación y evaluación de proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas (PCH), economía de sistemas hidroeléctricos a pequeña escala, arquitectura hidráulica de las obras civiles, y selección y predimensionamiento de los equipos electromecánicos requeridos. Para este último tema se contó con el apoyo del Departamento de Conversión de Energía de la Universidad Simón Bolívar. En total unos doscientos profesionales venezolanos y de América Latina y el Caribe pudieron capacitarse en el marco de este importante programa regional.

En el marco de esta temática, en 1986 la Gerencia de Energías no Convencionales de la Compañía de Administración y Fomento Eléctrico (CADAFE), empresa eléctrica nacional, contrató al CIDIAT para el diseño de seis proyectos de generación hidroeléctrica a pequeña escala en Los Andes venezolanos. Esto permitió realizar, a nivel de diseño de ingeniería, los proyectos “La Pata” en Gavidia (25 KW) y “Los Nevados” (35 KW) en el Estado Mérida, “Durí ” (34 KW) y “San Miguel” (190 KW) en el Estado Trujillo, así como “El Cedral I” (45 KW) y “El Cedral II” (45 KW) para abastecer de energía eléctrica el Proyecto Agroindustrial El Cedral, ubicado en la cuenca del embalse La Honda en el estado Táchira. En todos los casos se trataba de abastecer de energía eléctrica con sistemas descentralizados de la red eléctrica nacional. Posteriormente en 1994, la Gerencia de Energías no Convencionales de CADAFE, solicita al CIDIAT la elaboración de un documento que sintetizara y sistematizara la experiencia del programa de capacitación y de los proyectos diseñados entre 1986 y 1988, lo que condujo a la presentación en 1995 del documento titulado “Guía Metodológica para elaborar Proyectos de Minicentrales Hidroeléctricas”.

En el desarrollo del programa de capacitación, de las tutorías de las tesis de maestría, de la elaboración de los proyectos de minicentrales y de la publicación de la guía, se contó con la participación de los Profesores Alfredo De León, Hervé Jégat, Roger Amissial, Roberto Duque, Ricardo Smith y Carlos Espinosa, por parte del CIDIAT, y del Profesor Stefan Zarea, de la Universidad Simón Bolívar.

A cuatro décadas de haber iniciado el abordaje del tema de la generación hidroeléctrica a pequeña escala, y en momentos en los que se demanda el desarrollo del proyectos de este tipo en Venezuela, el CIDIAT-ULA a través de este documento, se complace en poner a disposición del país su experiencia en la materia, contando esta vez con el apoyo del Sello Editorial de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat de Venezuela.

Luis A. Sandia Rondón
Director del CIDIAT-ULA

Carlos F. Espinosa Jiménez
Coordinador de Asistencia Técnica

Mérida, República Bolivariana de Venezuela.
Octubre de 2021.

CAPITULO I. PRESENTACIÓN

1.1. INTRODUCCION

Hasta el presente el mercado mundial de energía depende de los combustibles fósiles. Se espera que el petróleo continúe siendo la fuente predominante del consumo de energía. Sin embargo las reservas conocidas se agotan rápidamente. En 1981 se pronosticó que en América Latina y el Caribe, las reservas de petróleo y gas natural sustentarían la producción durante 30 y 41 años respectivamente, a las tasas de extracción vigentes en ese año. La Región cuenta con otros recursos energéticos fósiles tales como el carbón, que justifica su explotación en Colombia, Brasil y Venezuela. Por otro parte, el potencial conocido de hidroelectricidad en nuestra Región es igual a las reservas existentes de petróleo y superan a las de gas natural.

Los Andes Venezolanos tienen tradición en el aprovechamiento y uso de los recursos hidráulicos a pequeña escala para generación de energía. Es así que ciudades como Mérida, Trujillo, Rubio, Colón, Tovar, Guaraque y muchas haciendas particulares fueron electrificadas, ya sea con la importación de equipos electromecánicos o a través de equipos criollos forjados por las manos artesanales de Zambrano y de Terán. Todo lo anterior tuvo un auge en el período 1930-1960, y posteriormente muchas de esas plantas fueron abandonadas o desmanteladas.

Esta guía metodológica tiene como finalidad disponer de un material que permita incentivar la construcción de este tipo de aprovechamiento hidroeléctrico, en aquellas aldeas o pequeñas poblaciones que disponiendo del recurso natural, no estén electrificadas.

No pretende abarcar todos los aspectos técnicos involucrados, si no, como su nombre lo indica, es una guía, una primera tentativa de disponer de un material nacional sobre el tema, que permita hacer más atractiva la construcción de minicentrales, reduciendo los costos de ingeniería y de construcción, normalizando en lo posible los parámetros y métodos de cálculo a utilizar, así como las diferentes obras y equipos que conforman un aprovechamiento hidroeléctrico de esta naturaleza.

1.2. JUSTIFICACIÓN

Para hacer más atractivo desde el punto de vista económico la construcción de minicentrales, es necesario reducir los costos de ingeniería y de construcción, lo cual se logra disponiendo de una guía que normalice tanto los parámetros y métodos de cálculo a utilizar así como las diferentes obras y equipos que conforman un aprovechamiento hidroeléctrico de esta naturaleza.

1.3. OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo principal de este trabajo es desarrollar una metodología que permita la concepción y elaboración de proyectos de minicentrales hidroeléctricas (potencias menores de 500 Kw según la Organización Latinoamericana de Energía, OLADE).

El logro del objetivo principal planteado, permitirá además:

- a) Sentar las bases para la posterior elaboración de un manual o libro fuente sobre este tema, luego de acumular suficiente experiencia en las etapas de diseño, construcción y operación de sistemas de generación hidroeléctrica a pequeña escala.
- b) Contar con una publicación sobre este tema, que permita y facilite el dictado de cursos de entrenamiento.
- c) Explorar e incentivar la capacidad de Venezuela en diseño, construcción e instalación de equipos electromecánicos para minicentrales hidroeléctricas.

La guía metodológica está dirigida a profesionales y técnicos interesados en el tema. Se orientará al aprovechamiento de saltos de agua que permitan la generación hidroeléctrica a pequeña escala, típica situación de los Andes Venezolanos.

1.4. CONTENIDO DE LA GUIA METODOLOGICA

Para cumplir con los objetivos planteados la Guía tiene el siguiente contenido:

Capítulo I: Presentación.

Capítulo II: Concepción de un proyecto de minicentrales hidroeléctricas (MCH).

Capítulo III: Determinación de la carga disponible y medición de caudales en la fuente.

Capítulo IV: Diseño hidrológico aplicado a minicentrales hidroeléctricas.

Capítulo V: Estudios de demanda y potencia instalada.

Capítulo VI: Aspectos geológicos y constructivos.

Capítulo VII: Diseño de obras civiles.

Capítulo VIII: Equipos electromecánicos.

Capítulo IX: Líneas de transmisión y redes eléctricas en MCH.

Capítulo X: Aspectos económicos.

Capítulo XI: Consideraciones ambientales.

CAPITULO II. CONCEPCION DE UN PROYECTO DE MINICENTRALES HIDROELECTRICAS

2.1. INTRODUCCIÓN

Según la Organización Latinoamericana de Energía (OLADE), una minicentral hidroeléctrica es una planta generadora de energía eléctrica, que aprovechando un salto de agua, desarrolla una potencia igual o menor a 500 Kilovatios. La finalidad de su desarrollo y construcción es transformar la energía potencial de una masa de agua en un punto determinado de un río, en energía eléctrica disponible en otro punto aguas abajo.

Para que un proyecto de aprovechamiento hidroeléctrico a pequeña escala se materialice, es necesario que se cumplan simultáneamente dos condiciones:

- a) Que exista un cauce natural que presente características topográficas adecuadas y un régimen de caudales conveniente, el cual debe estar localizado a una distancia prudente del usuario potencial.
- b) Que exista un usuario potencial de energía eléctrica: pequeños núcleos rurales, ciertas actividades agropecuarias, talleres e instalaciones de la pequeña industria, servicios públicos básicos, etc.

La razón de un aprovechamiento hidroeléctrico es satisfacer una necesidad, en este caso producir energía eléctrica para algún fin específico. Hace unos años, las minicentrales hidroeléctricas se concebían como proyectos aislados o descentralizados, destinados a la electrificación rural o de zonas remotas y alejadas de las redes del sistema eléctrico nacional. En la actualidad, cada vez es más frecuente la interconexión de varias minicentrales en una red, o simplemente la interconexión de una minicentral con una red eléctrica.

2.2. TIPOS DE MINICENTRALES HIDROELECTRICAS

Existen básicamente dos tipos de instalaciones para minicentrales:

- a) Minicentrales sin regulación o "a filo de agua".
- b) Minicentrales con regulación.

2.2.1. Minicentrales sin regulación

Se denominan minicentrales sin regulación, a aquellos aprovechamientos hidroeléctricos que mediante una obra de derivación desvían un determinado caudal del río, sin regularlo, y lo transportan hasta la central. Un esquema típico se presenta en la Figura 2.1. En esta disposición, mediante un dique derivador o una derivación lateral, las aguas son captadas, pasadas a unas cámaras sedimentadoras y de allí son llevadas a un canal de conducción de baja pendiente, bordeando alguna curva de nivel, hasta alcanzar la cámara de carga, la tubería forzada y finalmente las turbinas. Bajo este esquema el salto útil permanece prácticamente constante, pero el caudal que se turбина es variable, y dependerá de los aportes del río en cada momento. En este tipo de aprovechamiento la potencia disponible está relacionada directamente con el caudal instantáneo del río.

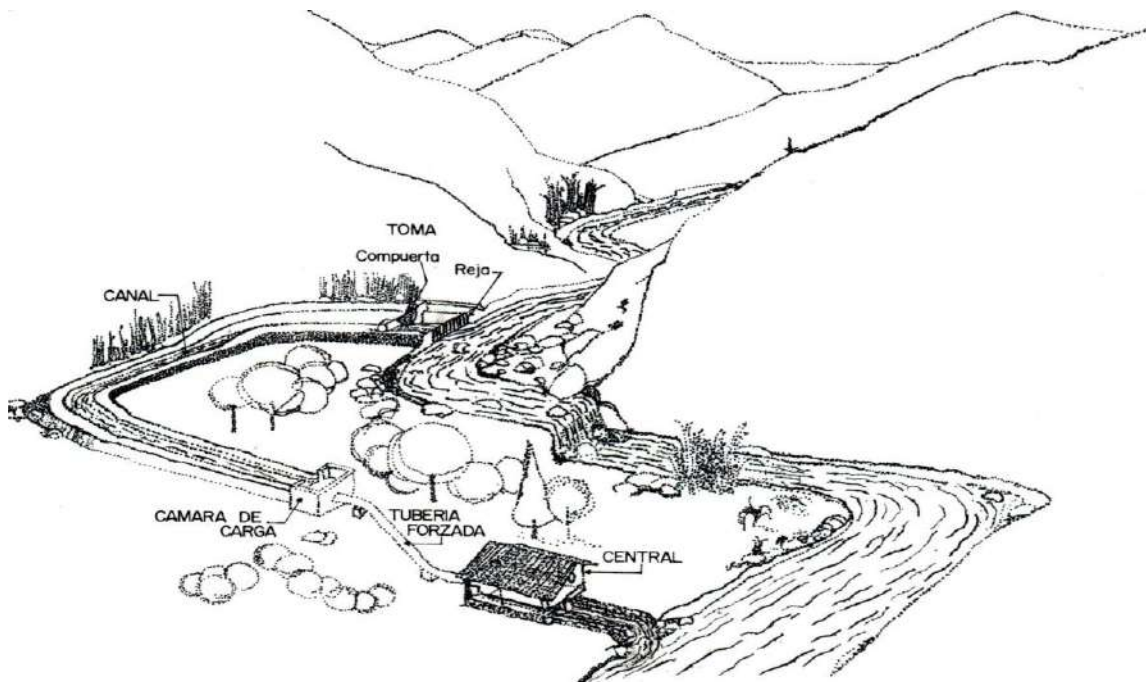


Figura 2. 1 Esquema de una minicentral sin regulación propia.

Fuente: Tomada de VELASCO. 1975

2.2.2. Minicentrales con regulación

Se denominan minicentrales con regulación a los aprovechamientos hidroeléctricos que poseen un vaso de almacenamiento con suficiente capacidad que le permite realizar una regulación de caudales, sea esta horaria, diaria, semanal o mensual. Estos aprovechamientos permiten adecuar el régimen de caudales del río a los requerimientos energéticos, pudiendo generar mayor potencia en las horas pico para satisfacer la energía de punta de la curva de demanda. La Figura 2.2 presenta un esquema de una pequeña central con regulación y generación a pie de presa. En esta disposición las aguas son captadas del embalse y conducidas a la casa de máquinas a través de una tubería forzada.

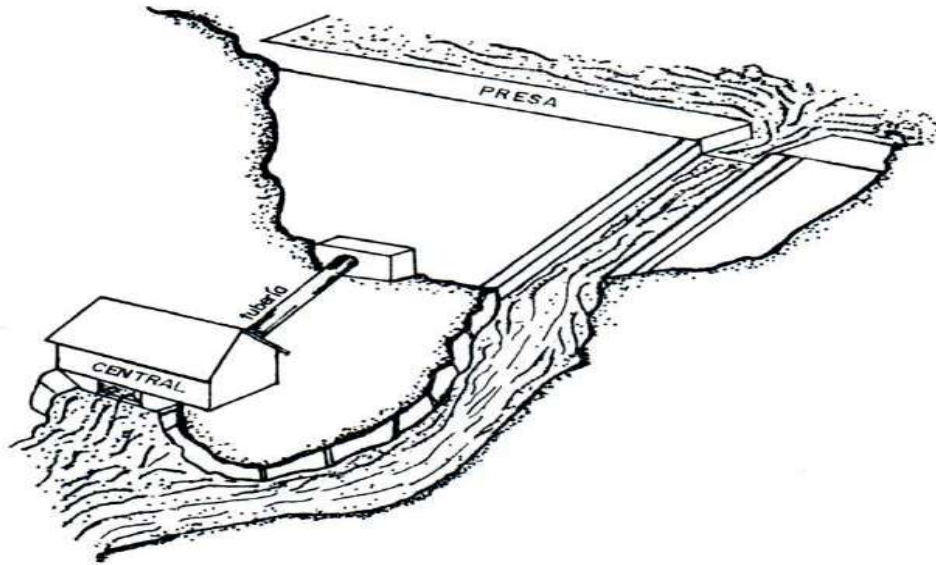


Figura 2. 2 Esquema de una minicentral con regulación propia.

Fuente: Tomada de VELASCO. 1975

2.3. COMPONENTES DE UN APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO A PEQUEÑA ESCALA.

La Figura 2.3 muestra un esquema general de un aprovechamiento hidroeléctrico a pequeña escala.

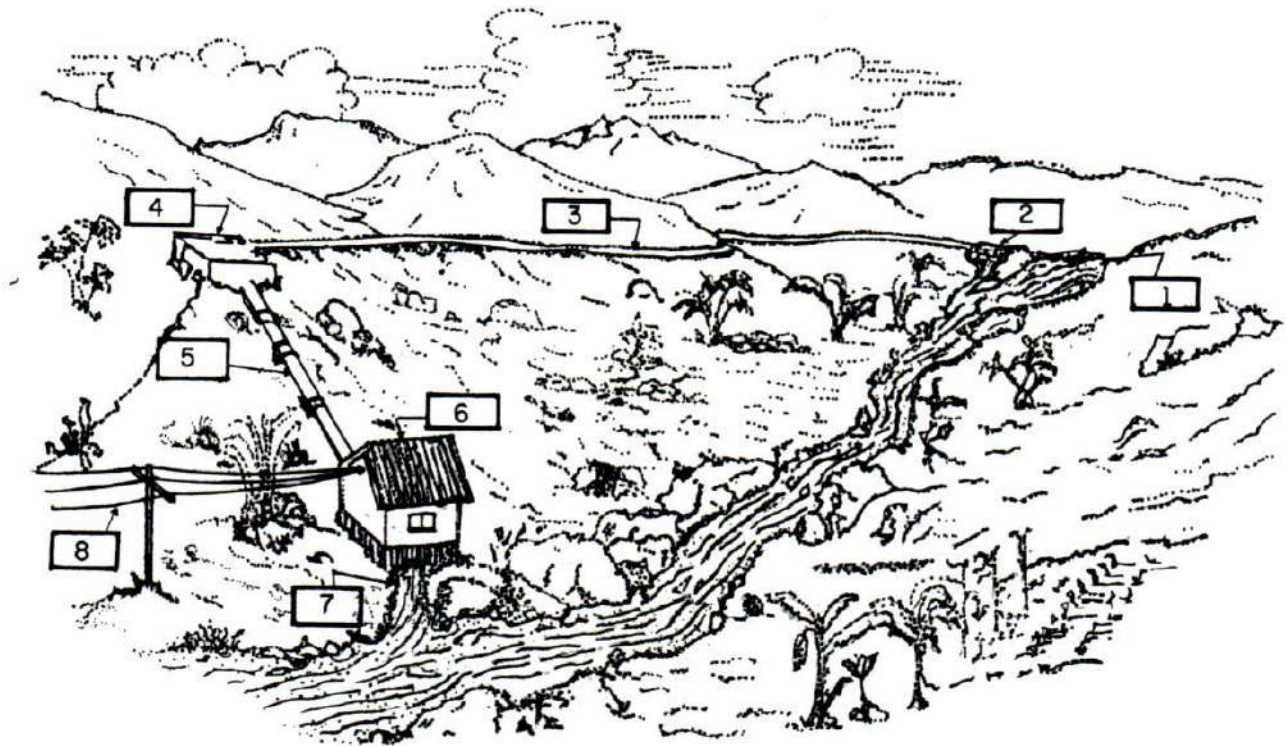


Figura 2. 3 Esquema general de un aprovechamiento hidroeléctrico a pequeña escala

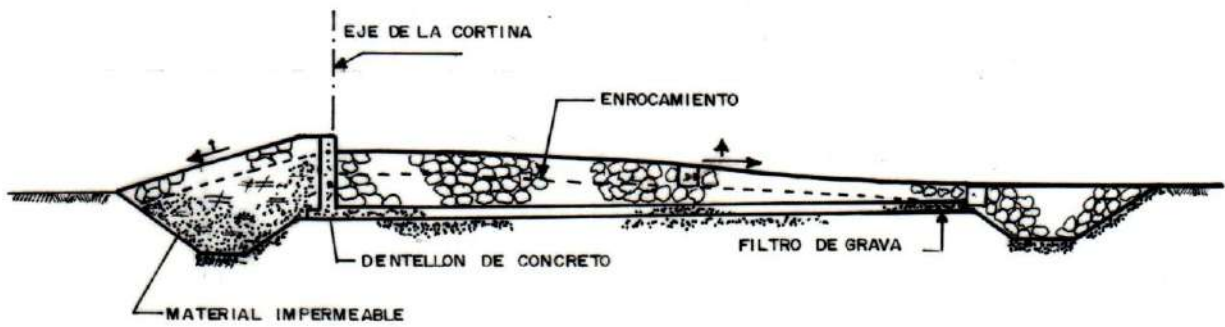
Fuente: Tomada de VELASCO. 1975

A continuación se describirán sus principales componentes:

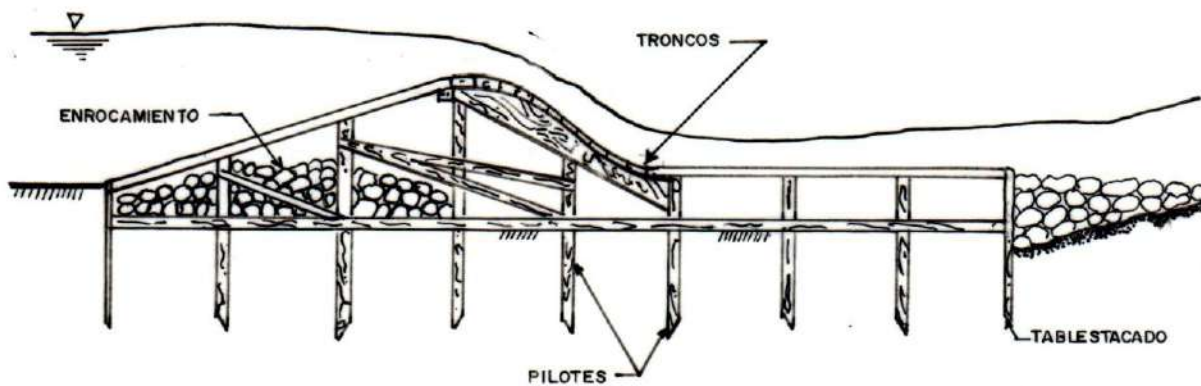
2.3.1. Presa o dique derivador

La presa es la obra que se construye para cerrar una garganta y conformar el vaso de almacenamiento en aquellos desarrollos con regulación. Esta puede ser construida con diversos materiales como piedra con mortero, ladrillos con mortero, tierra, enrocado, y concreto entre otros.

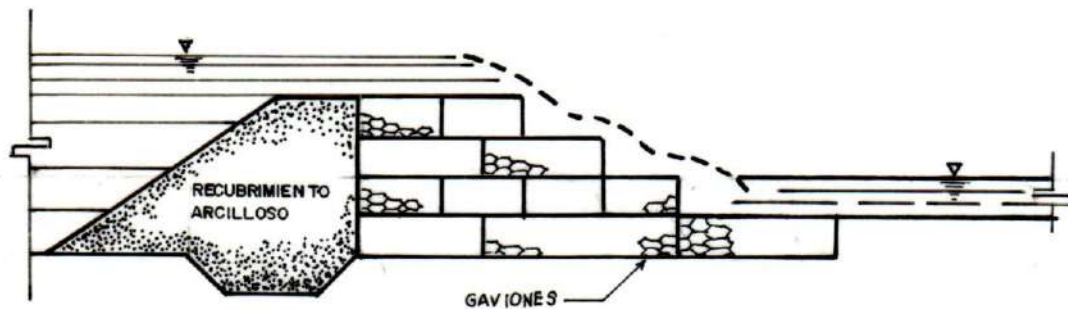
El dique derivador es una estructura hidráulica de baja altura cuya finalidad es dar a las aguas en el río durante el estiaje, la energía potencial necesaria para ser derivadas o captadas a través de la obra de toma. En épocas de lluvia el dique derivador funciona como un vertedero libre, permitiendo el paso de las crecidas en forma segura y controlada. La geometría del dique derivador puede ser desde una sofisticada forma hidrodinámica, hasta una sencilla y práctica forma trapecial. Los materiales para su construcción son muy diversos: concreto, piedra con mortero, enrocado, ladrillo con mortero, madera con enrocado, entre otros. La Figura 2.4 muestra algunos tipos de diques derivadores.



Sección típica de azud de derivación tipo "Indio"



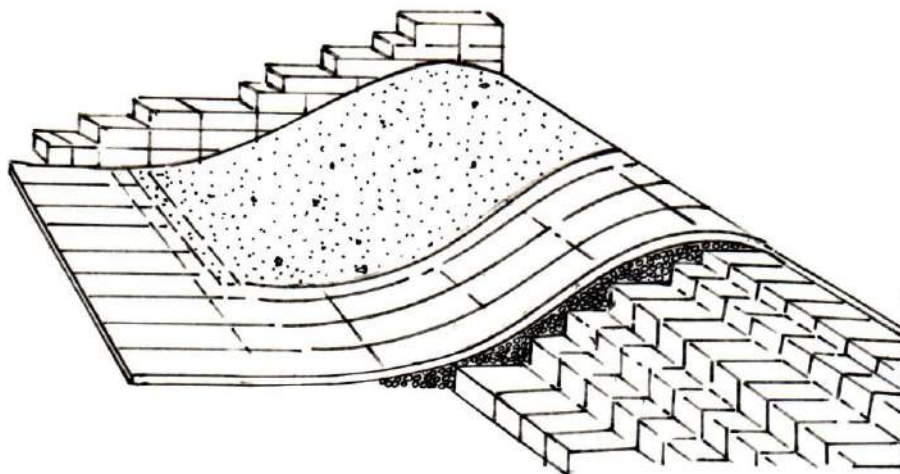
Azud de derivación de madera.



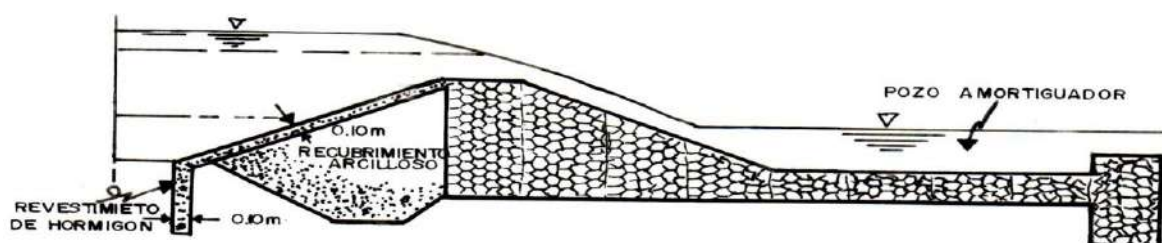
Azud de gaviones de perfil escalonado

Figura 2. 4 Tipos de diques derivadores

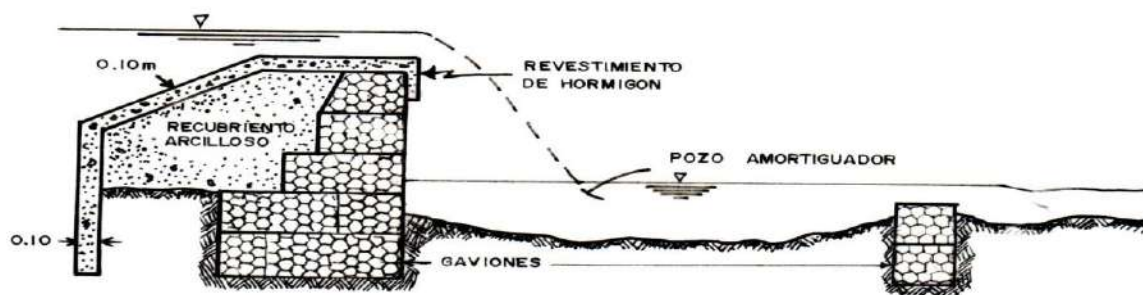
Fuente: Tomada de VELASCO, 1975



Azud de gaviones con perfil hidronámico



Azud de gaviones de perfil con talud



Azud de gaviones de perfil vertical (Tomada de OLADE, 1985)

Continuación de la Figura 2.4 Tipos de diques derivadores.

Fuente: Tomada de VELASCO. 1975

2.3.2. Obra de toma

La obra de toma tiene la función de captar las aguas del embalse o del río. Generalmente está constituida por sistemas de protección (rejillas) y sistemas de control y regulación de flujo (válvulas y compuertas). En instalaciones a filo de agua en ríos de montaña, se aconseja incluir una cámara presedimentadora o desgravador en la obra de toma, con la finalidad de retener partículas de arena gruesa y pequeñas piedras que logren atravesar las rejillas de protección, y evitar que pasen y circulen por el canal de conducción. La Figura 2.5 presenta una disposición general para una obra de toma convencional en un río de montaña. La Figura 2.6 es una vista en planta de una sencilla disposición para una captación.

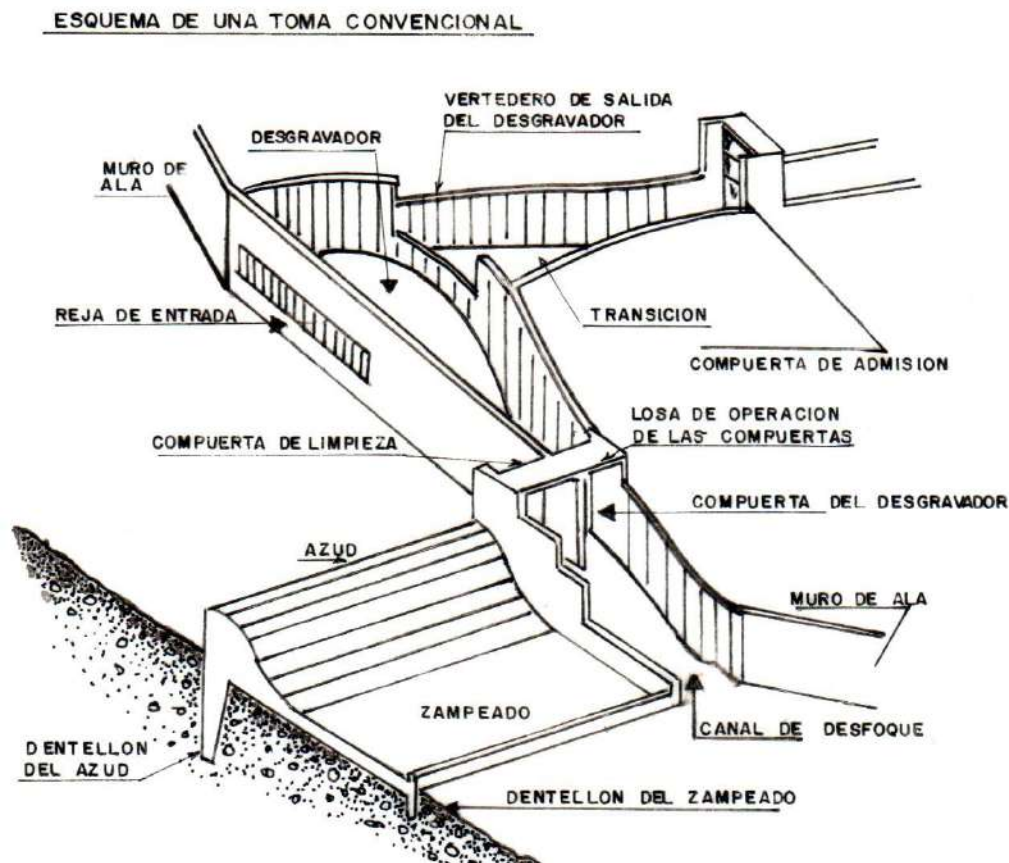


Figura 2. 5 Toma convencional en un río de montaña.

Fuente: Propia.

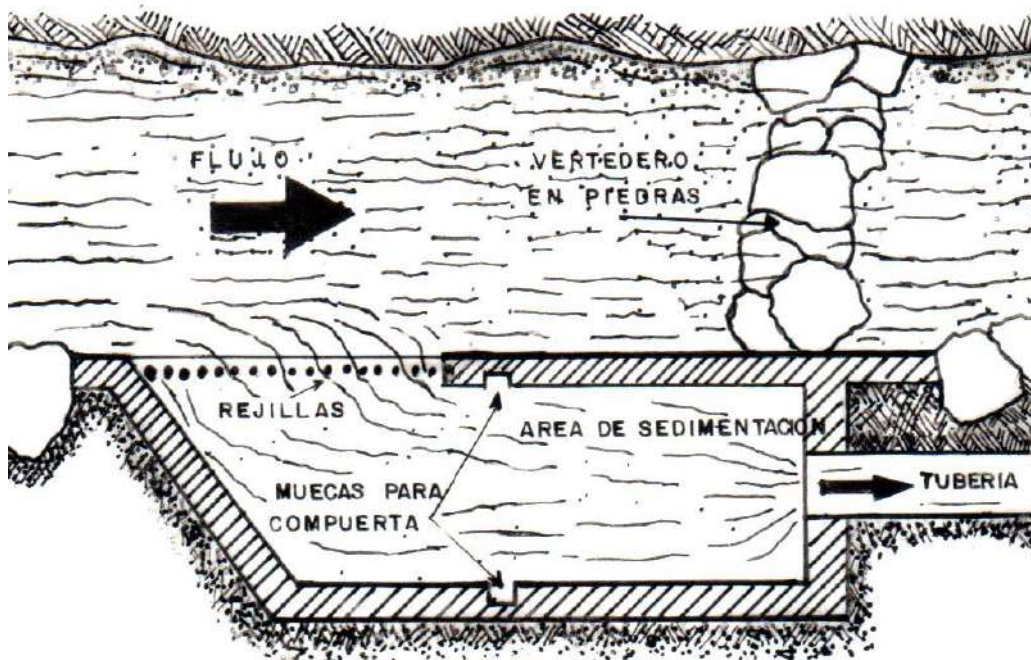


Figura 2. 6 Esquema de una toma en derivación sencilla (vista en planta).

Fuente: Propia.

2.3.3. Canal de conducción.

El canal de conducción es un cauce artificial, el cual tiene por finalidad llevar las aguas desde la obra de toma hasta la cámara de carga, en forma tal que éstas ganen progresivamente energía potencial respecto al cauce del río. El canal puede ser abierto o cerrado, tal como se ilustra en la Figura 2.7. El canal cerrado tiene la ventaja que evita el riesgo de entrada de material sólido, perjudicial para los equipos de generación. Ya que esta obra debe ser construida en ladera de pendiente fuerte, muchas veces durante su recorrido se encontrarán obstáculos naturales como discontinuidades en las laderas, producto de antiguos deslizamientos, pequeñas quebradas, zanjas y deslizamientos activos. Según sea el caso habrá que salvar estos obstáculos con estructuras tan variadas como tramos elevados de canal, sifones hidráulicos y entubamientos del canal. La longitud del canal puede variar desde decenas de metros hasta kilómetros. Es recomendable que el canal sea revestido para evitar que se erosione y cambie de sección. Si las condiciones del terreno permiten diseñar y construir un canal estable, no revestido, resultaría más económico. En este último caso los desarenadores deberían colocarse

preferiblemente aguas abajo del canal de conducción, antes de la cámara de carga. Las secciones más usadas son trapecial, rectangular y media circunferencia. Los materiales para recubrir esta obra pueden ser concreto, piedra en mortero, ladrillo con mortero, bitúmenes y membranas plásticas, entre otros.

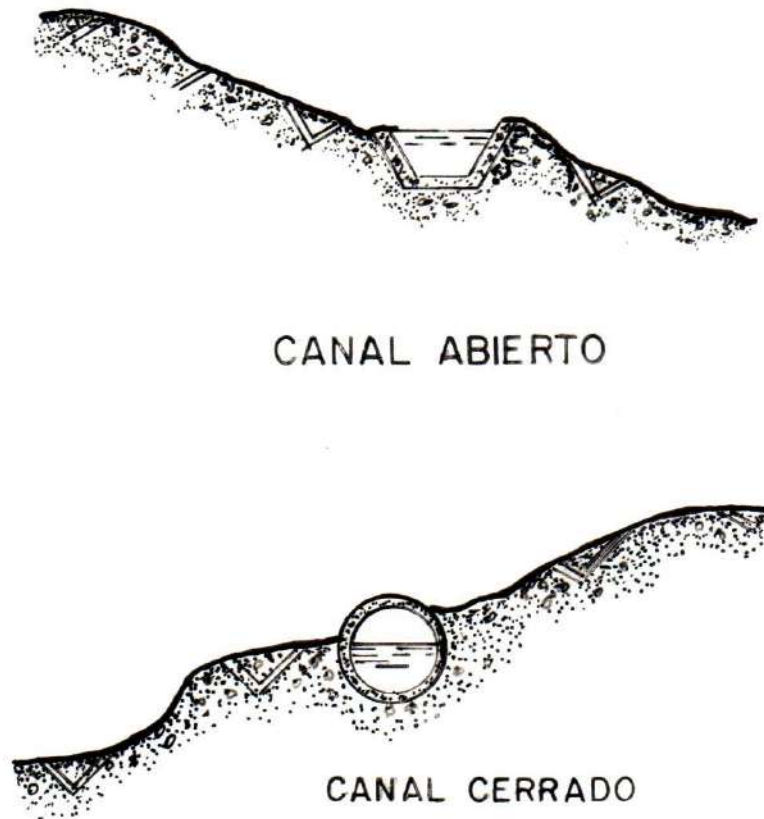


Figura 2. 7 Ilustración de canales abiertos y cerrados colocados en ladera.

Fuente: Propia.

2.3.4. Desarenador y cámara de carga.

El desarenador tiene como función retener ciertas partículas sólidas, especialmente arenas, transportadas por la turbulencia de las aguas, evitando así que pasen a la tubería forzada y de allí a las turbinas, donde podrían ocasionar daños importantes. Algunos autores sostienen que el desarenador no es más que un ensanchamiento del canal de conducción. La idea básica de un desarenador es crear unas condiciones de flujo propicias para que las partículas suspendidas caigan por su propio peso al fondo del sedimentador.

La cámara de carga es la estructura hidráulica que proporciona una transición entre el canal de conducción o el desarenador y la tubería forzada. Adicionalmente puede cumplir otras funciones como mantener un nivel de agua constante sobre la tubería forzada, proporcionar la última protección con su rejilla a la tubería de presión y por lo tanto a las turbinas y en algunas centrales puede proporcionar un volumen de agua que permita realizar una regulación relativamente corta para incrementos en la demanda.

Los materiales para construir el desarenador y la cámara de carga pueden ser muy diversos: concreto, ladrillo y mortero, piedra y mortero, entre otros. Es importante lograr en la superficie interna de las estructuras un acabado suave y liso, para facilitar la evacuación de los sedimentos que logren depositarse en los fondos de las cámaras.

2.3.5. Tubería forzada

La tubería forzada es un conducto a presión que conduce las aguas desde la cámara de carga hasta las turbinas. Tuberías en acero son las más utilizadas para construir este conducto, por su alta resistencia a la presión y a la corrosión. El hierro fundido es otro material muy usado. Recientemente los avances en la industria de los polímeros, han puesto en el mercado mangueras de polietileno de alta densidad (PEAD), las cuales pueden satisfacer los requerimientos de resistencia propios de las tuberías forzadas, además de ser más livianas y fáciles de transportar.

En la selección del tipo de tubería para un lugar específico, deben ser considerados los siguientes factores:

- a) La presión de operación y el diámetro.
- b) El tipo de unión o acople de las tuberías.
- c) El peso, la facilidad de transporte y acceso al sitio.
- d) La disponibilidad en el mercado local.
- e) Requerimientos de mantenimiento y su vida útil.
- f) Naturaleza del terreno donde se instalará la tubería.

- g) Los efectos sobre la tubería de la calidad de las aguas y los causados por los agentes de la intemperie.

2.3.6. Casa de máquinas.

La casa de máquinas es el recinto que alberga los equipos electromecánicos que realizan la transformación de la energía mecánica en energía eléctrica. Esta edificación puede ser desde una simple choza hasta una instalación arquitectónicamente concebida. Los materiales para su construcción son muy diversos: madera, paja, tierra, piedra con mortero, ladrillo con mortero, acero y concreto, entre otros.

2.3.7. Canal de restitución

Este canal tiene por función entregar nuevamente al cauce natural las aguas turbinadas. La restitución se inicia normalmente en un conducto a cielo abierto bajo la casa de máquinas y se prolonga hasta alcanzar el río o la quebrada donde se realiza la entrega de las aguas mansas. Para evitar que el canal se socave y ponga en peligro la estructura de la casa de máquinas, es recomendable recubrirlo, por lo menos hasta que el canal salga de la casa de máquinas, prolongando el recubrimiento una distancia prudente aguas abajo. Los materiales para el revestimiento pueden ser: concreto, piedra con mortero y ladrillo con mortero, entre otros. La sección de este canal será preferiblemente rectangular o trapecial.

2.3.8. Línea de transmisión y red de distribución de energía eléctrica.

La línea de transmisión tiene la función de transportar la energía eléctrica desde la casa de máquinas hasta el centro de consumo. En aquellos casos donde el lugar de consumo dista algunos kilómetros será necesario transmitir la energía. Estas líneas de transmisión son básicamente cables eléctricos de determinada capacidad de conducción, soportados por postes o torres con sus respectivos elementos aislantes.

La red de distribución está constituida por un conjunto de cables eléctricos cuya finalidad es llevar y entregar la energía eléctrica a las viviendas o unidades de consumo. En cada unidad de consumo

existe un contador o medidor de energía, que es el punto de conexión entre la red pública de distribución y la red interna de cada unidad de consumo.

CAPITULO III. DETERMINACION DE LA CARGA DISPONIBLE Y MEDICION DE CAUDALES EN LA FUENTE

3.1. INTRODUCCION

En el momento de evaluar la energía de una quebrada o río de montaña, generalmente se pone de manifiesto la ausencia de datos o mediciones de caudales. Es recomendable que las mediciones de caudal se programen y realicen en un período de tiempo no menor de un año, para así apreciar la variación de la magnitud de los mismos en las diferentes épocas, al menos en ese año. Además, es indispensable conocer la disponibilidad de carga o desnivel que hay entre dos puntos en un tramo del río, para así transformar la energía potencial conocida en energía eléctrica en el punto de ubicación de la central hiodroeléctrica.

El propósito de este capítulo es ofrecer una descripción de varias metodologías utilizadas para la medición de caudales y para determinar la carga disponible para un aprovechamiento hidroeléctrico.

En la sección referente a la medición de caudales se describen los siguientes métodos: Aforos volumétricos, área-velocidad, método del vertedero y aforos químicos. En la sección referente a disponibilidad de carga se describen los siguientes métodos: determinación de la carga mediante un clinómetro o nivel Abney, un teodolito, un manómetro y mediante un altímetro.

3.2. MEDICION DE CAUDALES EN LA FUENTE

3.2.1. Método Área-Velocidad

Consiste en determinar el caudal o gasto una vez conocida el área de la sección transversal del río (A) y la velocidad media (V) del agua en esta sección, como se muestra en la Figura 3.1.

El caudal se calcula de la siguiente manera:

$$Q = A * V \quad (3.1)$$

Dónde:

A = área de la sección transversal, en m².

V = velocidad media del agua en la sección en m/s.

Este método puede ser usado para aforar ríos de cualquier tamaño, sin embargo, es dificultoso usarlo en ríos de poca profundidad donde la velocidad es difícil de medir o donde las secciones transversales sean irregulares o tengan esparcidas rocas o piedras, presencia de árboles, arbustos o hierbas en el canal. La precisión del método depende de la exactitud y cuidado con que se tomen las medidas.

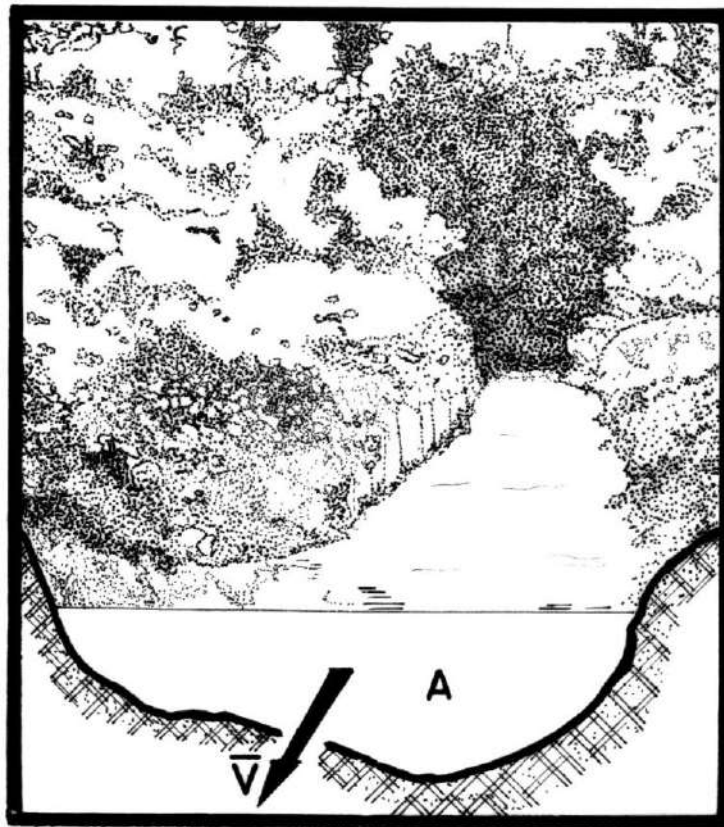


Figura 3. 1 Ilustración del gasto o caudal en un río como el área de la sección transversal y la velocidad media.

Fuente: Propia.

a) Determinación del Área

El área de la sección se calcula por las medidas de profundidades que se hacen en el río y las respectivas distancias horizontales que las separan. El procedimiento es el siguiente:

1. Hacer un reconocimiento de la zona donde se va hacer la medición.
2. Seleccionar un tramo en el río que sea recto y de ancho uniforme, no debe estar cubierto de piedras, troncos de árboles o hierbas espesas, no debe haber remolinos y el agua no puede estar estancada.
 - Debe ser accesible en toda época del año.
 - La sección del río debe ser estable, es decir, que la forma del cauce no cambie.
3. Ubicar un punto (B) en un extremo del río, de tal manera que al ubicar el punto al otro extremo (C), la línea sea perpendicular a la corriente, como se muestra en la Figura 3.2a.

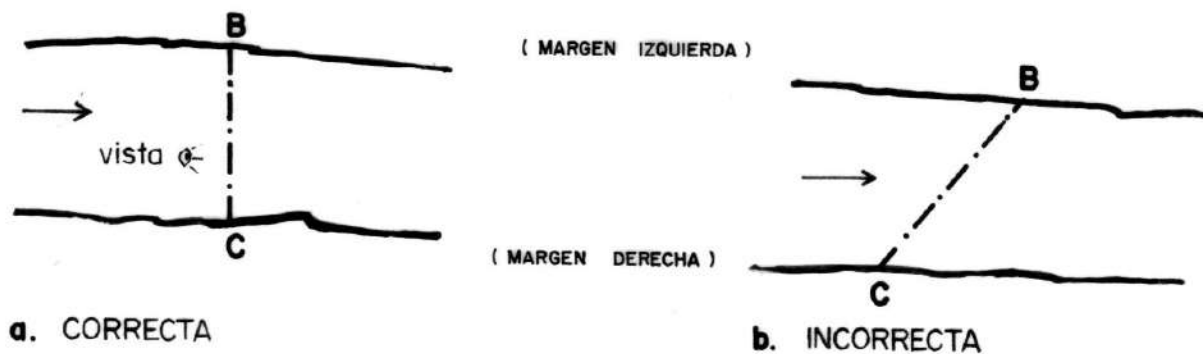


Figura 3. 2 Ubicación en planta de la sección de aforo.

Fuente: Propia.

4. Medir el ancho del río "b" (distancia entre los punto B y C), con una cinta metálica, cuerda o regla grande. Una vez seleccionado el tramo del río y medido su ancho las profundidades del área se determinan de dos maneras:

Primer Método

5. Se divide el ancho del río en un número impar de puntos igualmente espaciados. (Esto se

puede hacer con la cinta de medir o con una cuerda con nudos a espacios iguales entre B y C, como se muestra en la Figura 3.3.

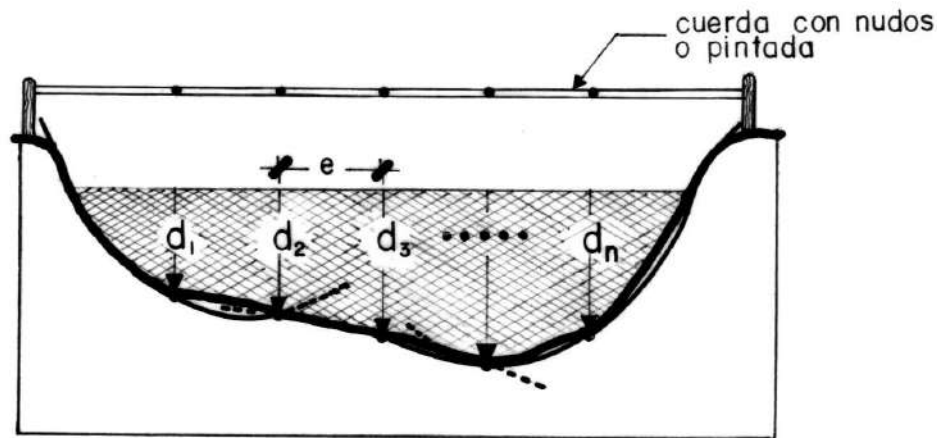


Figura 3. 3 Procesamiento de la sección de aforo.

Fuente: Propia.

El espaciamiento de los puntos "e" depende del ancho del río y de la uniformidad del lecho. Para río de montaña se puede recomendar un espaciamiento entre 0,40 y 1,00 m.

6. Se miden las profundidades del río, colocando una regla graduada en forma vertical. También se puede usar una estaca o palo calibrado o marcado para medir en cada punto y leyendo en la regla donde llegue el nivel del agua, como se muestra en la Figura 3.4.

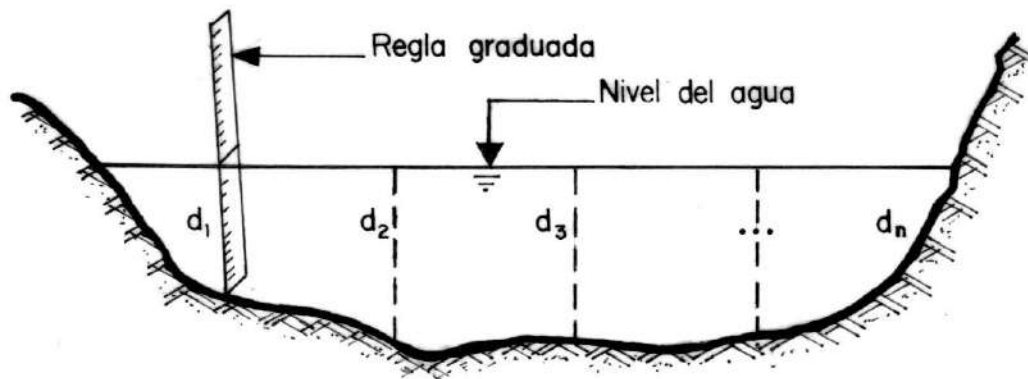


Figura 3. 4 Medición de las profundidades del flujo en la sección de aforo.

Fuente: Propia.

7. El área de la sección transversal del río (A) se puede determinar por la siguiente expresión.

$$A = (4d_1 + 2d_2 + 4d_3 + \dots + 4d_n) * e/3 (*) \quad (3.2)$$

Dónde:

n = es el número impar de puntos en que se dividió el río.

A = es el área de la sección transversal del río, en m^2 .

$d_1, d_2, \dots, d_n$ = son las profundidades medidas en el río, en m.

e = espaciamiento entre los puntos en metros.

(*) NOTA: La expresión para calcular el área tiene la siguiente secuencia: La profundidad que corresponde al número impar ($d_1, d_3, d_5, d_7, \dots, d_n$) se multiplica por 4 y la profundidad que corresponde al número par ($d_2, d_4, d_6, \dots, d_{n-1}$) se multiplica por 2.

Ejemplo del Primer Método:

Determinar el área de la sección transversal mostrada en la Figura 3.5.

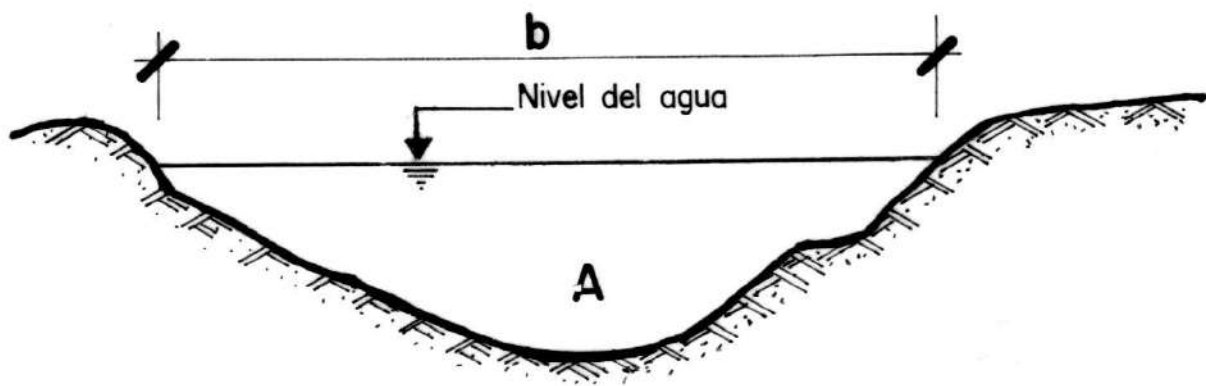


Figura 3. 5 Determinar el área de la sección transversal. Ilustración del método área - velocidad.

Fuente: Propia.

Solución:

- El ancho del río es 2,2 m.
- Para hacer una determinación más precisa, el ancho del río es dividido por 3 puntos (impar) de igual espaciamiento; (tres puntos cada 0,55 m como se muestra en la Figura 3.6). Se extiende una cuerda o cinta a través del río con los puntos marcados y se miden las profundidades cada 0,55 m.

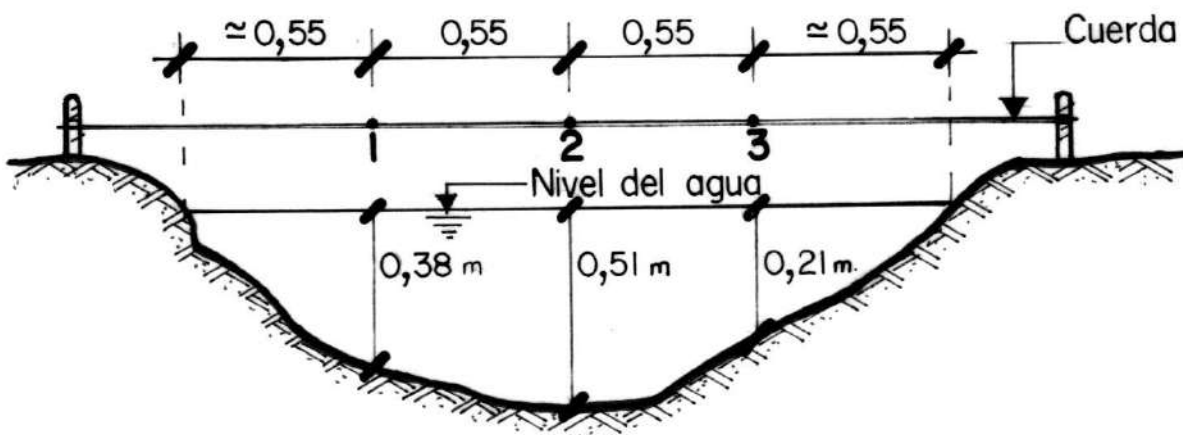


Figura 3. 6 Procesamiento de la sección de aforo en el método área - velocidad.

Fuente: Propia.

c) El área será:

$$A = \frac{[4 \cdot 0,38 + 2 \cdot 0,51 + 4 \cdot 0,21] \cdot 0,55}{3} = 0,62 \text{ m}^2$$

Segundo Método

5. Para un valor aproximado del área, se hacen algunas medidas de la profundidad del río en cualquier punto sobre la sección del río seleccionada y se promedian con la siguiente expresión:

$$\text{Profundidad promedio (d)} = \frac{\text{suma de todas las lecturas}}{\text{Nº de lecturas}} \quad (3.3)$$

6. El área de la sección transversal del río (A) es aproximadamente igual al área de un rectángulo y se puede determinar por la siguiente expresión.

$$A = b \cdot d \quad (3.4)$$

Dónde:

A = área de la sección transversal del río, en m².

d = profundidad promedio, en m.

b = ancho del río, en m.

Esta situación se ilustra en la Figura 3.7.

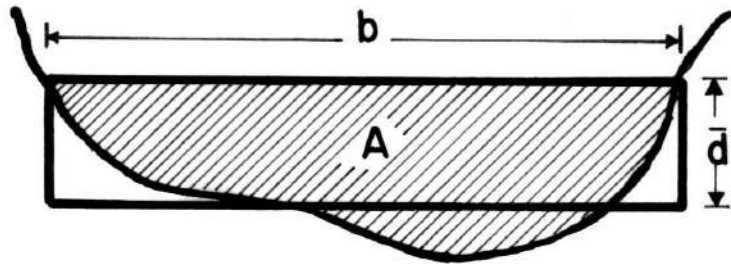


Figura 3. 7 .El área de la sección transversal del río (A) es aproximadamente igual al área de un rectángulo.

Fuente: Propia.

Ejemplo Segundo Método:

Determinar el área aproximada de la sección transversal del río.

Pasos:

- Se estima el ancho del río en 2,5 m y las profundidades en 0,20 m; 0,42 m; 0,61 m; 0,38 m, como se muestra en la Figura 3.8.

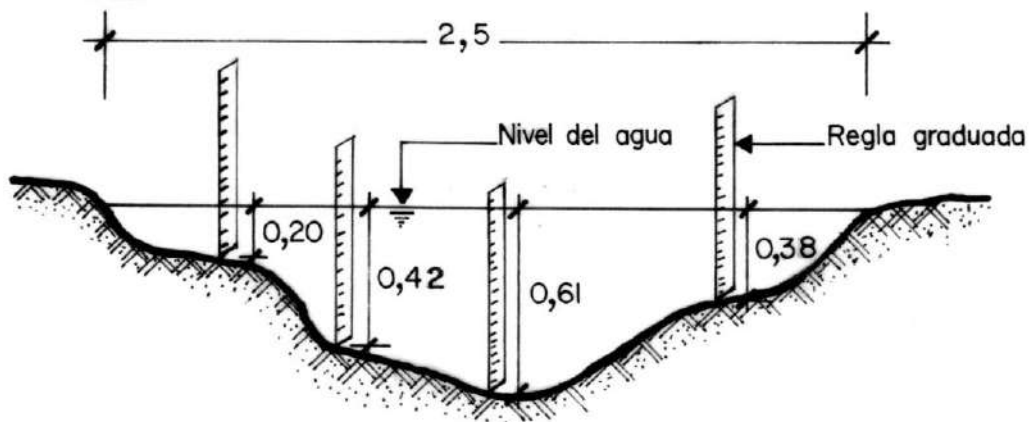


Figura 3. 8 Las medidas de las profundidades se hacen en cualquier punto.

- Se calcula la profundidad promedio (d). El número de lecturas de la profundidad es 4.

$$d = \frac{(0,20 + 0,42 + 0,61 + 0,38)}{4} = 0,4 \text{ m}$$

- El área de la sección transversal es aproximadamente igual al área de un rectángulo.

$$A = 0,40 * 2,5 = 1 \text{ m}^2$$

b) Determinación de la Velocidad

Para determinar la velocidad del río se utilizan varios métodos como:

- b.1. Varilla para carga de velocidad.
- b.2. Método del molinete.

b.1 Varilla para carga de velocidad

Mediante este dispositivo se puede determinar fácilmente la velocidad superficial, en cualquier punto sobre la sección transversal del río. Si se mide la velocidad superficial en varios puntos del río el promedio de la velocidad puede ser calculado utilizando la siguiente ecuación:

$$V = C.V_s \quad (3.5)$$

Dónde:

V_s = velocidad superficial del río.

V = velocidad media del río.

C = coeficiente que varía entre 0,60 para lechos rocosos a 0,85 para lecho liso o plano.

En una corriente tranquila la varilla se puede leer fácilmente y en flujo turbulento la lectura puede fluctuar en varios centímetros.

Este método es impreciso para velocidades mucho menores de 0,3 m/s porque la medida de carga es demasiado pequeña y para ríos con un lecho blando e inestable. Además, es impreciso y difícil de utilizar en ríos de movimiento muy rápido, cerca de 3 m/s de velocidad.

Aplicación del Método

1. Una vez seleccionado el sitio para la sección transversal del río, se procede a medir la altura o

carga para calcular la velocidad superficial.

2. Se utiliza una varilla para medir carga de velocidad como la indicada en la Figura 3.9 y calibrada en centímetros.
3. Se coloca la varilla en varios puntos del río, en forma vertical con el borde perfilado hacia aguas arriba, es decir, en el sentido contrario de la corriente para leer la profundidad.
4. Sin cambiar la colocación de la varilla y sujetándola firmemente se anota la altura (h) del agua que está sobre la parte no perfilada de la varilla como se muestra en la Figura 3.10.
5. La carga de agua "h" sobre el nivel del río es igual a la carga de velocidad $vs^2/2g$ por lo tanto, la velocidad superficial del río de acuerdo a la localización de la varilla es:

$$Vs = \sqrt{2.g.h} \quad (3.6)$$

Dónde:

Vs = es la velocidad superficial del río, en m/s o en cm/s.

g = aceleración de la gravedad.

Para h medida en metros --> $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Para h medida en centímetros --> $g = 981 \text{ cm/s}^2$

h=altura o carga de agua, medida sobre la varilla, en metros o en cm.

6. Esta lectura de "h" se hace durante varios días en el mismo sitio del río hasta tener un registro que permita la construcción de un gráfico de velocidad superficial versus la carga de agua junto a la varilla como la señalada en la Figura 3.11, de tal manera que se pueda utilizar el gráfico para cualquier carga de agua.
7. Se calcula una velocidad superficial promedio ($V_{s_{prom}}$)

$$V_{s_{prom}} = \frac{\text{suma de } Vs}{\text{Nº de lecturas}} \quad (3.7)$$

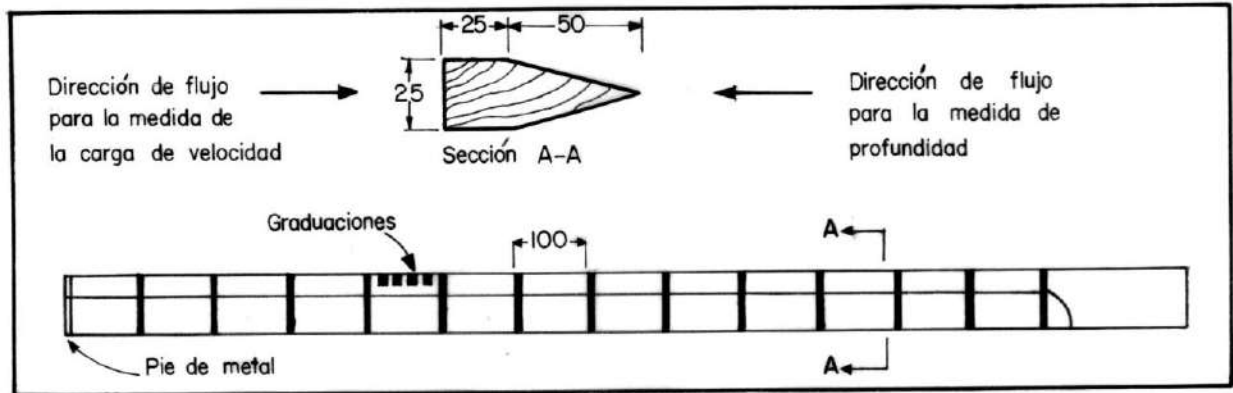


Figura 3.9 Varilla de carga-velocidad, con dimensiones en milímetros.

Fuente: Propia.

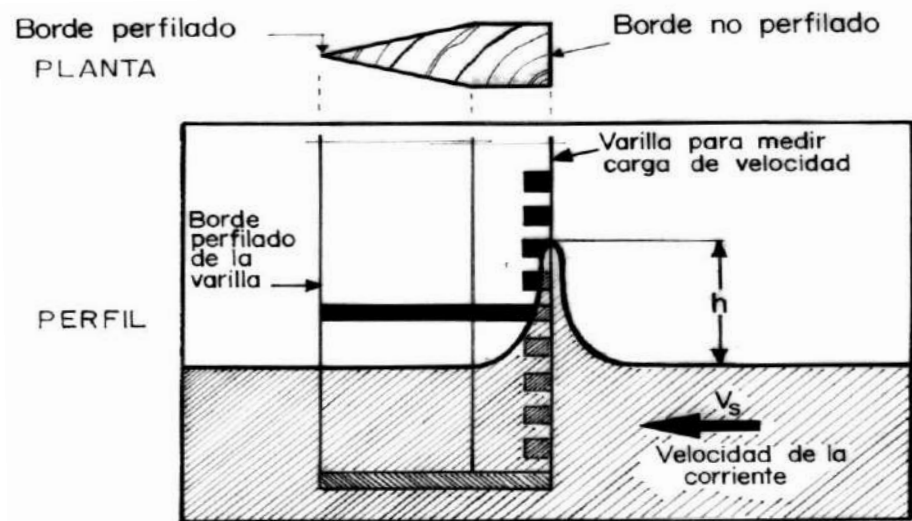


Figura 3.10 Forma de medir la altura h , por el lado no perfilado de la varilla.

Fuente: Propia.

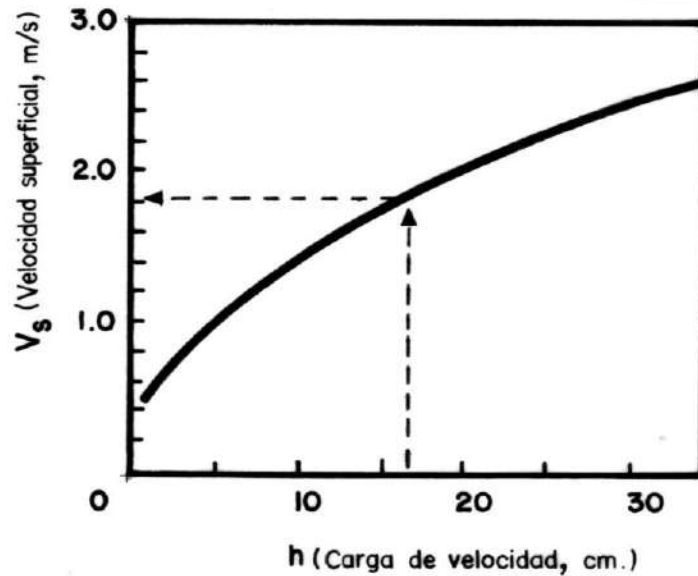


Figura 3. 11 Velocidad superficial como función de la carga de velocidad medida en la varilla.

Fuente: Propia.

8. Se calcula la velocidad media (V) tomando en cuenta el coeficiente (C) que depende del tipo del lecho del río.

$$V = C \cdot V_{s_{prom}} \quad (3.8)$$

b.2. Aforo con Molinete

El molinete consiste en dos partes que son: una hélice de aspas o capas, que el agua en movimiento hace girar y un mecanismo que permite contar el número de vueltas que da la hélice a intervalos de tiempo definidos, en la Figura 3.12 se ilustra los componentes de un molinete. En corrientes cuyas velocidades varían desde 0,1 m/s hasta 2,5 m/s la velocidad se puede obtener mediante el molinete; si la velocidad está por debajo de 0,1 m/s disminuye la precisión del aparato, mientras que en velocidades mayores de 2,5 m/s, puede ser dañado por objetos que trae la corriente.

Los molinetes requieren mantenimiento, debido al desgaste y a los golpes durante su uso, es por esto que cada molinete debe calibrarse por personal especializado, para obtener la nueva ecuación que le corresponde; si un molinete no se ha calibrado después de mucho tiempo, sus mediciones serán erróneas.

Cada molinete debe tener una ecuación y una tabla de número de revoluciones versus tiempo, para facilitar el cálculo de su curva de calibración. Aunque existen molinetes con instrumentación mecánica para contar las revoluciones los más usados hoy por su práctico funcionamiento son los molinetes con un contador de revoluciones.

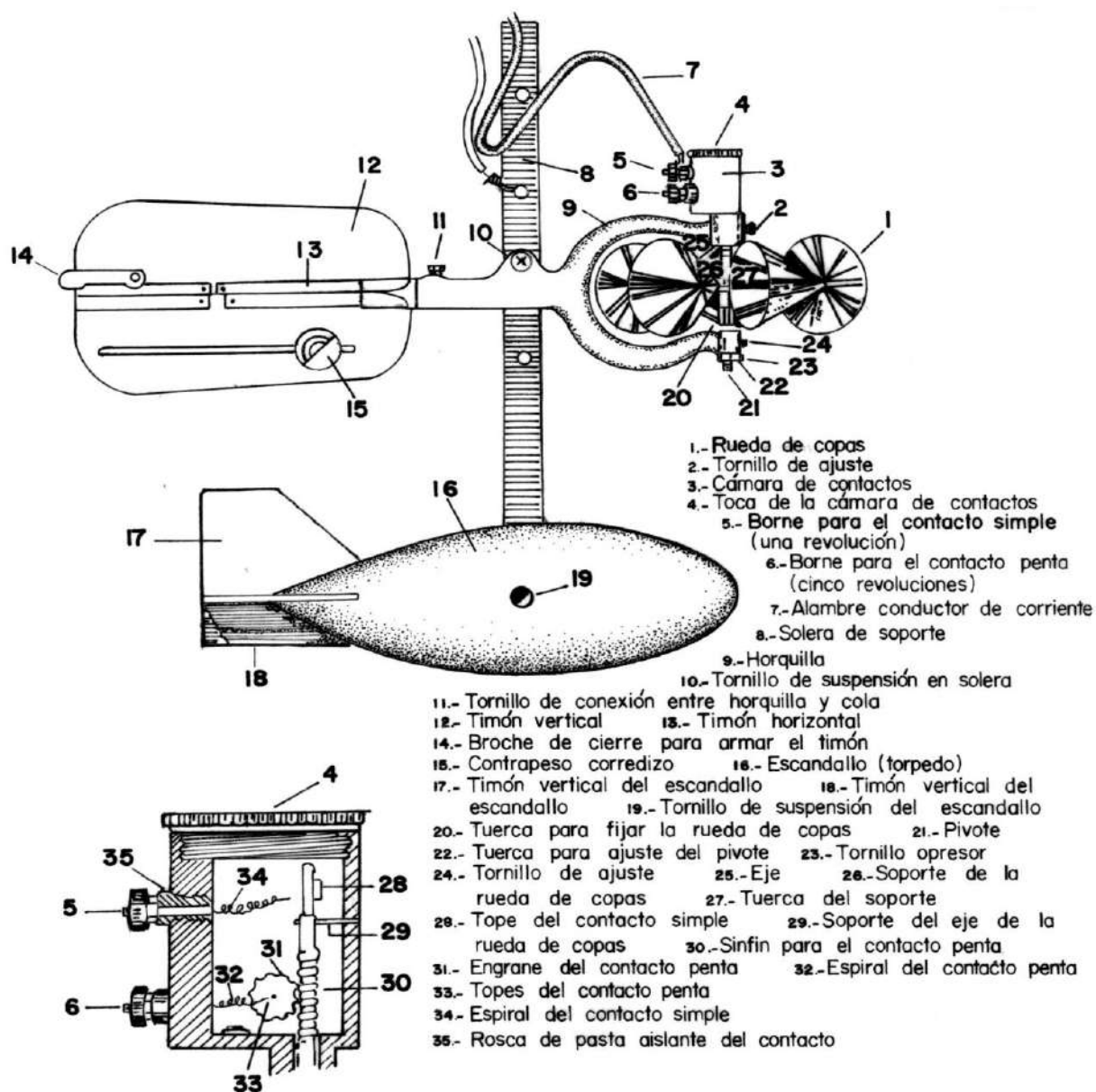


Figura 3. 12 Molinete Gurley tipo Price N°. 622.

Fuente: Propia.

Para obtener el caudal que pasa por la sección transversal del río, se hace lo siguiente:

Procedimiento:

1. Se divide el ancho de la sección transversal en franjas verticales dependiendo del ancho del río (b).
2. Según las normas si el ancho del río es menor de 20 m. la separación entre verticales debe ser menor de 1 m.
3. Se mide y se marca en una cuerda (con pintura) el espaciamiento que se le va a dar a la colocación del molinete, aunque de ser posible se pueden marcar los puntos en un puente.
4. Se debe determinar la velocidad en cada vertical y en varios puntos sobre cada vertical.
5. Instalación del molinete

La instalación del molinete en las corrientes que se desean aforar puede hacerse de varias formas:

- a) Montados sobre una barra fija, cuyo extremo inferior llega al fondo del río. El molinete se desplaza verticalmente sobre la barra a la profundidad deseada; este se utiliza en ríos de poca profundidad.

* Se coloca la barra en el punto marcado, se sujeta firmemente y en posición vertical.

* Se lee la profundidad en cada vertical.

* La colocación del Molinete en la barra se hace dependiendo de los puntos donde se va a medir en cada vertical, cuando se quiere una medición detallada el molinete se coloca de acuerdo al siguiente procedimiento:

Si las mediciones se hacen por lo menos en 5 puntos sobre cada vertical (Método de los 5 puntos), entonces el molinete se coloca a 0,20h y se cuenta el número de revoluciones o vueltas que da la hélice en cierto tiempo y se anota, igualmente se hace para 0,60h y para 0,80h. La velocidad en la superficie se aproxima a la velocidad a 0,20h, es decir $V_{sup} = V_{0,20h}$; la velocidad en el fondo es aproximada a cero, ($V_{fondo} = 0$).

Existen otros métodos que se pueden recomendar:

Método de 6 puntos (V_{sup} ; $V_{0,20h}$; $V_{0,40h}$; $V_{0,60h}$; $V_{0,80h}$; V_{FONDO})

Método de 5 puntos (V_{sup} ; $V_{0,20h}$; $V_{0,40h}$; $V_{0,60h}$; V_{FONDO})

Método de 3 puntos ($V_{0,15h}$, $V_{0,50h}$; $V_{0,85h}$)

Método de 2 puntos ($V_{0,20h}$, $V_{0,80h}$)

Método de 1 punto ($V_{0,60h}$)

Dónde:

V_{sup} = velocidad en la superficie = $V_{0,20h}$

$V_{0,20h}$ = velocidad al 20% de la profundidad, es decir, si la profundidad es de 0,70 m el molinete se coloca a $0,20 \times 0,70 = 0,14$ m desde la superficie.

$V_{0,60h}$ = velocidad al 60% de la profundidad, es decir, si la profundidad es de 0,70 m el molinete se coloca a $0,60 \times 0,70 = 0,42$ m medidos desde la superficie.

V_{FONDO} = velocidad en el fondo que es cero; el molinete no se puede colocar en el fondo.

La velocidad media en cada vertical (V_m) se calcula de la siguiente manera:

Método de 6 puntos

$$V_m = \frac{V_{sup} + V_{0,20h} + V_{0,40h} + V_{0,60h} + V_{0,80h} + V_{FONDO}}{6} \quad (3.9)$$

Método de 5 puntos

$$V_m = \frac{V_{sup} + 3V_{0,20h} + 3V_{0,60h} + 2V_{0,80h} + V_{FONDO}}{10} \quad (3.10)$$

Método de 3 puntos

$$V_m = \frac{V_{0,15h} + V_{0,50h} + V_{0,85h}}{3} \quad (3.11)$$

Método de 2 puntos

$$V_m = \frac{V_{0,20h} + V_{0,80h}}{2} \quad (3.12)$$

Método de 1 punto

$$V_m = V_{0,60h} \quad (3.13)$$

- b) Cuando el río es muy profundo se debe hacer la instalación de un funicular como se muestra en la Figura 3.13. El molinete se puede accionar desde el funicular, puente, pasarela, o una lancha, etc.

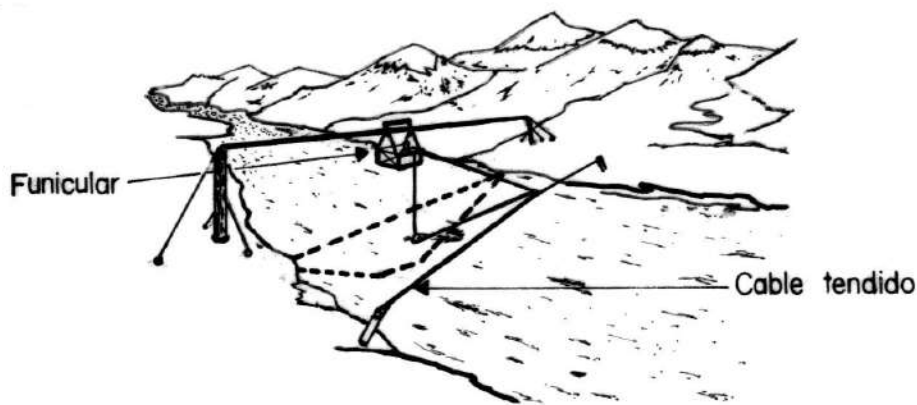


Figura 3. 13 Molinete cautivo.

Fuente: Propia.

Para evitar que la corriente arrastre el molinete fuera de la sección de medición, es frecuente emplear un cable tendido entre las dos márgenes del río un poco aguas arriba de la sección para sujetarlo.

Ejemplo (Método del Molinete).

Se mide el ancho del río y resulta de 3,5 metros. (Ver Figura 3.14).

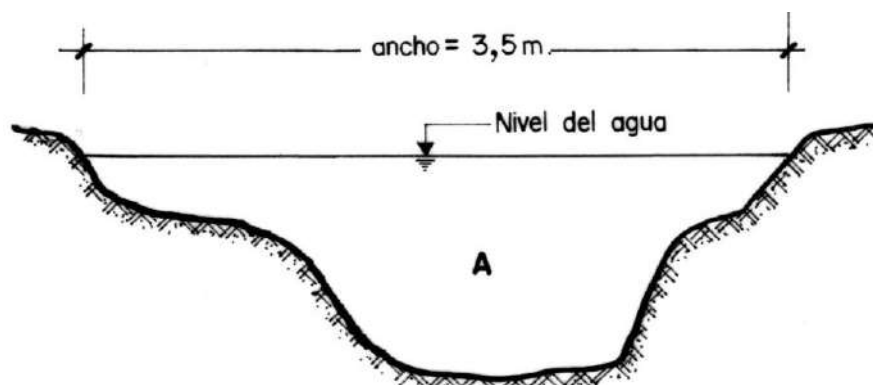


Figura 3. 14 Ilustración del método del molinete.

Fuente: Propia.

Se va hacer el aforo con un molinete cuya ecuación es:

$$V = 0,25N + 0,16.$$

Dónde:

V = es la velocidad, en m/s.

N =es el número de vueltas dadas por la hélice del molinete en un tiempo medido en revoluciones/segundos.

Pasos:

1. Se divide el río en 6 verticales, espaciadas 0,5 metros cada una y se marcan en una cuerda.
2. Se amarra la cuerda marcada a dos columnas situadas a ambas márgenes del río, como se muestra en la Figura 3.15.

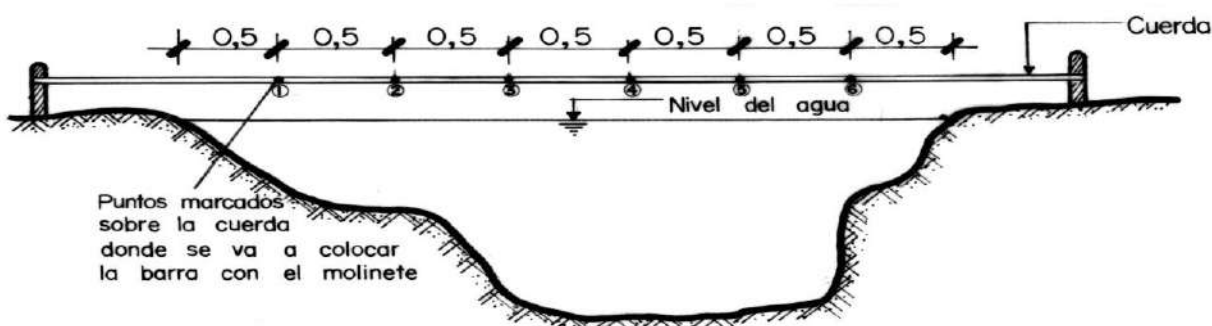


Figura 3. 15 Ilustración del método del molinete. Ubicación de las verticales en la sección del aforo.

Fuente: Propia.

El espaciamiento también se puede hacer de 0,20 m; 0,30 m dependiendo del grado de precisión que se requiera, del ancho y de las condiciones del río. Si el fondo es plano y uniforme se le da más espaciamiento, si tiene muchas irregularidades se le da menos espaciamiento

3. Se coloca la barra en cada punto de la vertical y se miden las profundidades. (Figura 3.16).

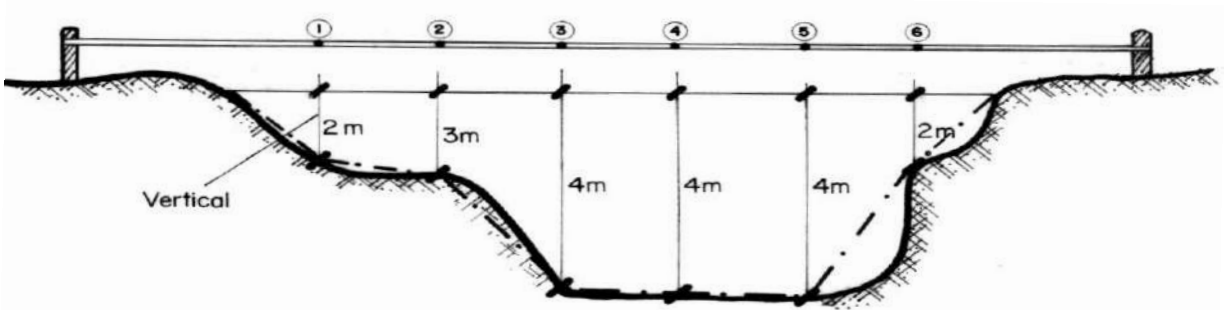


Figura 3. 16 Medición de las profundidades en las verticales consideradas. Método del Molinete.

Fuente: Propia.

4. En este caso las mediciones se hacen por el método de cinco puntos sobre cada una de las seis verticales.

METODO DE LOS 5 PUNTOS:

El molinete se va a colocar a 0,20 h, se cuenta el número de vueltas en un tiempo de 50 segundos y se anota, igualmente se hace para 0,60 h y 0,80 h. (Ver Figura 3.17).

- En la vertical 1

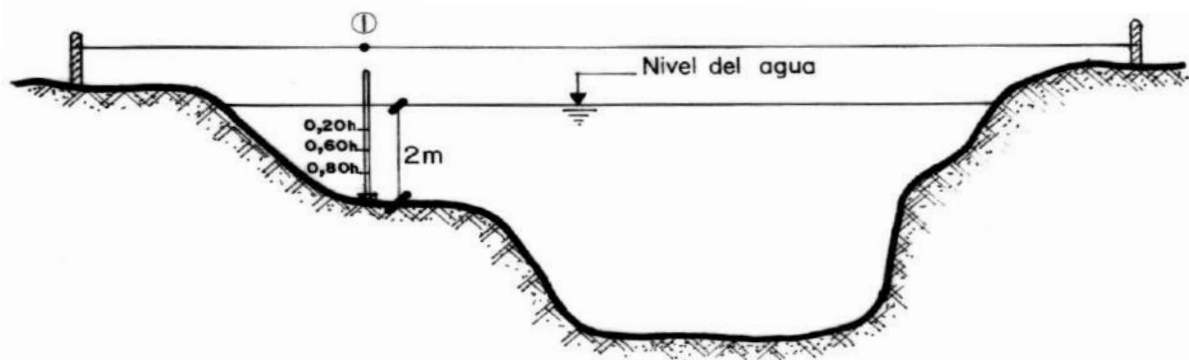


Figura 3. 17 Colocación del molinete a distintas profundidades en la vertical 1.

Fuente: Propia.

Se coloca el molinete en la barra a 0,20h, es decir si la profundidad es de 2 metros queda a $0,20 \times 2 = 0,40$ metros medidos desde la superficie. Se cuenta el número de vueltas en un tiempo de 50

segundos (en este caso) y se anota, después se coloca el molinete a 0,60h es decir, $0,60 \times 2 = 1,20$ m medidos desde la superficie y a 0,80h, es decir $0,80 \times 2 = 1,60$ m medidos desde la superficie, se cuenta en cada caso el número de vueltas en 50 segundos y se anota.

5. Este procedimiento se repite para todas las verticales 1, 2, 3, 4, 5 y 6 con sus respectivas profundidades.
6. Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 3. 1 Número de vueltas (rev)

Profundidad	1	2	3	4	5	6
0,20h	130	135	140	150	130	125
0,60h	125	125	135	145	125	116
0,80h	110	115	120	125	110	110

Fuente: Propia.

7. Cálculo de N

$$N = \frac{\text{Número de vueltas}}{\text{Tiempo en segundos}} \quad (3.14)$$

- Para un tiempo de 50 segundos y una profundidad de 0,20h en la vertical 1

$$N = \frac{130 \text{ Revoluciones}}{50 \text{ seg}} = 2,6 \text{ rev/seg}$$

Igualmente se hace para todas las verticales, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 3. 2 N (rev/seg)

Profundidad	1	2	3	4	5	6
0,20h	2,6	2,7	2,8	3,0	2,6	2,5
0,60h	2,5	2,5	2,7	2,9	2,5	2,32
0,80h	2,2	2,3	2,4	2,5	2,2	2,2

Fuente: Propia.

8. Cálculo de velocidades (V en m/s).

Con la ecuación del Molinete: $V = 0,25N + 0,16$

- Para la profundidad 0,20h en la vertical 1:

$$N = 2,6 \text{ rev/seg}$$

Se sustituye N en la ecuación.

$$V_{0,20h} = 0,25 (2,6) + 0,16 = 0,81 \text{ m/s}$$

Igualmente se calcula para todas las profundidades de todas las verticales, obteniendo los siguientes resultados.

Tabla 3. 3 Velocidad (m/s)

Profundidad	1	2	3	4	5	6
0,20h	0,81	0,84	0,86	0,91	0,81	0,79
0,60h	0,79	0,79	0,84	0,89	0,79	0,74
0,80h	0,71	0,74	0,76	0,79	0,71	0,71

Fuente: Propia.

9. Cálculo de la velocidad media en cada vertical (V_m)

$$V_m = \frac{V_{sup} + 3 V_{0,20 h} + 3V_{0,60 h} + 2V_{0,8 h} + V_{FONDO}}{10} \quad (3.15)$$

Dónde:

$$V_{sup} = V_{0,20h} \text{ para todas las verticales.}$$

$$V_{\text{FONDO}} = 0$$

La velocidad media en la vertical 1

$$V_{m1} = \frac{0,81 + 3 * 0,81 + 3 * 0,79 + 2 * 0,71 + 0}{10} = 0,70 \text{ m/s}$$

Para la vertical 2

$$V_{m2} = \frac{0,84 + 3 * 0,84 + 3 * 0,79 + 2 * 0,74 + 0}{10} = 0,72 \text{ m/s}$$

El cálculo es igual para las demás verticales, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 3. 4: Velocidad media y Vm (m/s)

Velocidad media	1	2	3	4	5	6
V_m (m/s)	0,70	0,72	0,75	0,79	0,70	0,68

Fuente: Propia.

10. Cálculo de las áreas de cada sección (A_i), en m^2 . (Ver Figura 3.18).

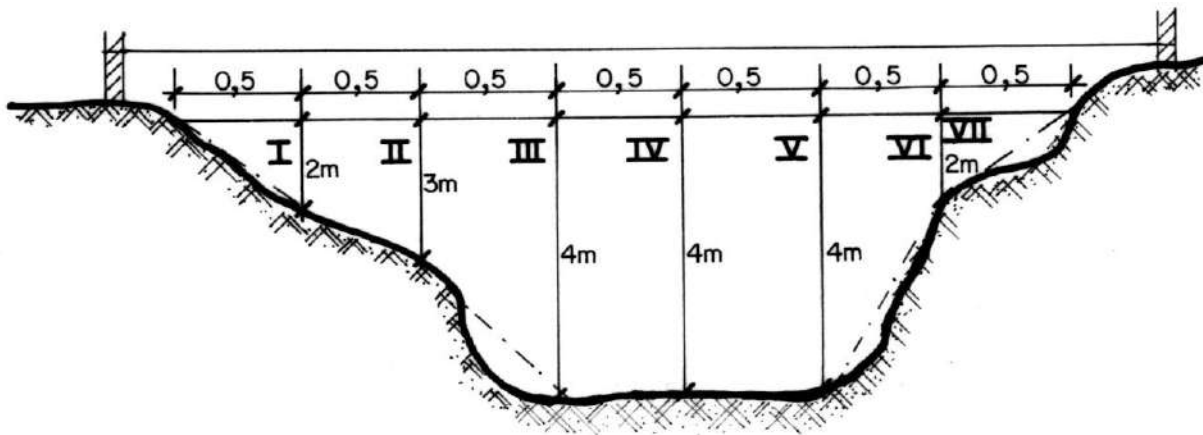


Figura 3. 18 Método del molinete. Cálculo de las áreas.

Fuente: Propia

- Se divide el área en secciones I, II, III, IV, V, VI, VII.
- Cada sección se asemeja a una figura geométrica conocida.
- Por ejemplo la sección I y VII se considera como un triángulo, la sección II, III y VI como un trapecio y la sección IV y V como un rectángulo.

Partiendo de las fórmulas geométricas conocidas, se tiene:

Área de las secciones

$$A_I = \frac{0,5m * 2m}{2} = 0,5 m^2$$

$$A_{II} = \frac{(2m + 3m)}{2} * 0,5m = 1,25 m^2$$

$$A_{III} = \frac{(3m + 4m)}{2} * 0,5m = 1,75 m^2$$

$$A_{IV} = 4m * 0,5m = 2m^2 \quad ; \quad A_V = A_{IV} = 2m^2$$

$$A_{VI} = \frac{(4m + 2m)}{2} * 0,5m = 1,5 m^2$$

$$A_{VII} = \frac{2m * 0,5m}{2} = 0,5 m^2$$

11. Cálculo de las velocidades medias (V_i) en cada sección. Se hace un promedio con las velocidades que tenga la sección en cada vertical.

$$\text{Sección I: } V_I = \frac{0 + 0,70}{2} = 0,35 m/s$$

$$\text{Sección II: } V_{II} = \frac{0,70 + 0,72}{2} = 0,71 m/s$$

$$\text{Sección III: } V_{III} = \frac{0,72 + 0,75}{2} = 0,735 m/s$$

$$\text{Sección IV: } V_{IV} = \frac{0,75 + 0,79}{2} = 0,77 m/s$$

$$\text{Sección V: } V_V = \frac{0,79 + 0,70}{2} = 0,745 \text{ m/s}$$

$$\text{Sección VI: } V_{VI} = \frac{0,68 + 0,70}{2} = 0,69 \text{ m/s}$$

$$\text{Sección VII: } V_{VII} = \frac{0,68 + 0}{2} = 0,34 \text{ m/s}$$

12. Cálculo del caudal total (Q_T) en m^3/s .

$$Q_T = \sum V_i * A_i$$

Dónde:

V_i = velocidad media en cada sección, en m/s.

A_i = área de cada sección, en m^2 .

$$Q_T = V_I * A_I + V_{II} * A_{II} + V_{III} * A_{III} + V_{IV} * A_{IV} + V_V * A_V + V_{VI} * A_{VI} + V_{VII} * A_{VII}$$

$$Q_T = 0,35*0,5 + 0,71*1,25 + 0,735*1,75 + \dots + 0,34*0,5$$

$$Q_T = 6,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2.2. Método de Aforo Químico

Este tipo de aforo es muy usado para medir el gasto de los torrentes y consiste en inyectar una solución salina de concentración C_1 conocida desde un recipiente de volumen constante. A continuación se determina la concentración C_2 de la mezcla.

En este método se debe tener cuidado que en el tramo escogido no existan remolinos, ni agua

estancada, ni aportes laterales de agua.

Procedimiento:

- Se tiene un recipiente de volumen conocido (vol), con una solución de sales de concentración conocida (C_1), determinada en el laboratorio.
- En un tramo a la orilla del río, se coloca el recipiente, como se muestra en la Figura 3.19.

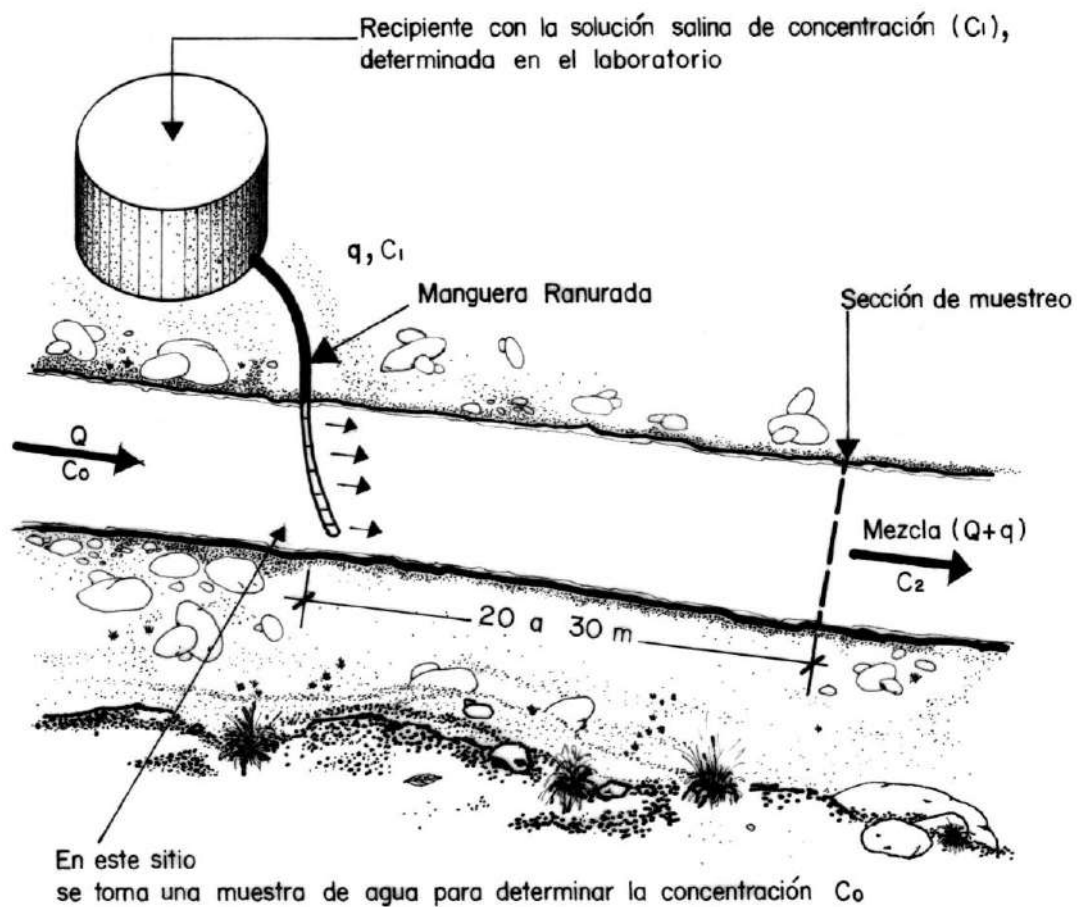


Figura 3. 19 Método de aforo químico.

Fuente: Propia.

- Se vacía el contenido del recipiente en el río y se mide el tiempo (t) que tarda en vaciarse. Se calcula q con la siguiente expresión:

$$q = \frac{\text{Volumen del recipiente}}{\text{tiempo en vaciarse}} = \frac{\text{vol}}{t} \quad (3.16)$$

- Es recomendable añadir un colorante al agua en el sitio de inyección y en el instante en que comienza a vaciarse el recipiente, para indicar el momento en que puede iniciarse la toma de muestra.
- El muestreo debe realizarse a una distancia de 20 a 30 m suficiente para asegurar la mezcla uniforme, y las muestras pueden tomarse en ambos márgenes o en el centro del río. Las muestras se analizan en el laboratorio mediante procedimientos colorímetros. Las muestras se toman antes de la mezcla para determinar la concentración C_0 y después de la mezcla para C_2 .
- El caudal se calcula con la siguiente expresión:

$$Q = \frac{q (C_2 - C_1)}{(C_0 - C_2)} \quad (3.17)$$

Dónde:

C_0 = concentración del agua antes de la mezcla.

C_1 = concentración de la solución.

C_2 = concentración de la mezcla.

q = caudal que sale del recipiente.

Q = caudal del río.

Este procedimiento deja de ser económico para gastos mayores de 100 m³/s.

3.2.3. Aforos Volumétricos

El método consiste en recoger el agua de una vertiente en un envase cuyo volumen se conoce.

Materiales: recipiente con capacidad conocida, un tubo o canaleta, un reloj con segundero o cronómetro.

Procedimiento

1. Primero se estima el volumen del recipiente que se va a usar (V_r), utilizando una fórmula de volumen apropiada.
2. Se escoge un punto del río donde la corriente no sea fuerte, que haya un estrechamiento y una caída suficiente para colocar el envase, como se muestra en la Figura 3.20.
3. En el lugar escogido, se hace un dique rústico para represar el agua.
4. El tubo o canal se introduce o empotra en el dique para llevar el agua al recipiente. Hay que evitar en lo posible grandes fugas de agua por los bordes del canal.
5. Se registra el tiempo requerido por la corriente en llenar el recipiente.
6. El caudal del río es:

$$Q = \frac{V_r}{t} \quad (3.18)$$

Dónde:

t = tiempo que tarda en llenarse el recipiente, en segundos.

Q = caudal o gasto del río, en m^3/s .

V_r = volumen del recipiente, en m^3 .

Este método es adaptable para ríos con bajas descargas (menor de 50 l/s) y donde existe un adecuado salto o caída a lo largo del río para ubicar el recipiente.

Para adquirir mejor representatividad del aforo, se deben hacer varios registros al día, asimismo se debe efectuar los aforos en distintas épocas del año, tanto en sequía como en época lluviosa.

Ejemplo: (Aforo volumétrico)

Se usa un recipiente vacío de 200 litros, para medir la descarga en un río; la altura del recipiente es $H = 82$ cm. Se construye un canal para desviar todo el flujo. (Ver Figura 3.20).

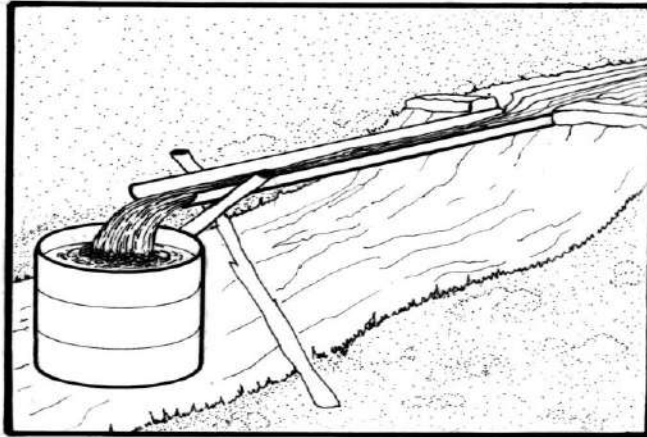


Figura 3. 20 Un canal improvisado puede ser usado para desviar el agua al recipiente. Método del aforo volumétrico.

Fuente: Propia.

Con un cronómetro o reloj se mide el instante que comienza a llenarse el recipiente:

Cuando el recipiente está casi lleno, el canal es apartado inmediatamente y se registra el tiempo.

En el tiempo de 3,6 seg, el recipiente fue llenado a una altura
 $h = 71 \text{ cm.}$ (Ver Figura 3.21).

Si se conoce el volumen del recipiente lleno (200 litros) y el área de la sección transversal del recipiente es constante, el volumen del agua en el recipiente es proporcional a la altura del agua.

$$V = \left(\frac{h}{H}\right) 200 \text{ l} = \frac{71}{82} \times 200 \text{ l} = 170 \text{ l}$$

Dónde:

V =volumen de agua que entra al recipiente, en litros.

H =es la altura del recipiente, en m.

h = es la altura de agua que entró en el recipiente, en m.

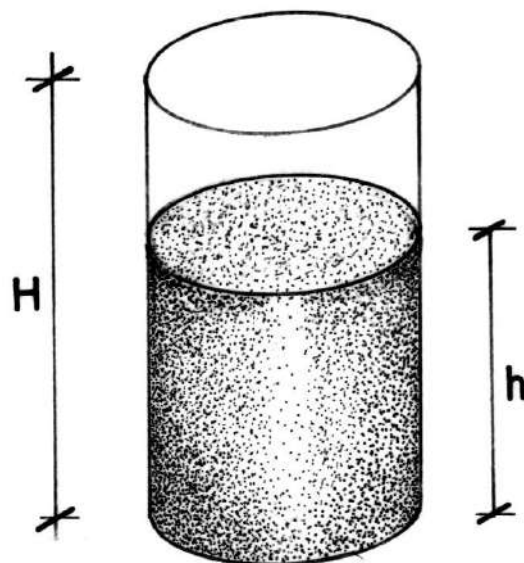


Figura 3. 21 Método de Aforo Volumétrico. Ilustración.

Fuente: Propia.

NOTA: En caso que el recipiente este totalmente lleno, entonces $h = H$.

Si el volumen de agua que entra al recipiente es de 170 l, en un tiempo de 3,6 segundos, entonces la descarga es:

$$Q = \frac{\text{Volumen}}{\text{tiempo}} = \frac{170 \text{ l}}{3,6 \text{ s}} = 47 \text{ l/s}$$

3.2.4. Método del Vertedero

Los vertederos son aberturas hechas en la pared de un recipiente o en una pantalla (de metal, madera o concreto), colocada de tal forma que se interpone al paso de una corriente de agua, la Figura 3.22 muestra las partes de un vertedero. Por su forma los vertederos más comunes son: rectangular, triangular y trapezoidal, como se muestra en la Figura 3.23.

Condiciones para aforar con vertederos

1. La carga (h) de la corriente, se debe medir en una zona de régimen tranquilo, colocando la escala con que se va a medir a una longitud mínima de cuatro veces la carga (4 h) aguas arriba

del vertedero. (Ver Figura 3.23).

2. Es conveniente que la corriente llegue a la estructura con poca velocidad, aceptando como máximo $V = 0,40 \text{ m/s}$ (1), en caso contrario se realizarán ajustes necesarios, y no menor de $0,15 \text{ m/s}$ (2).
3. La altura de la pantalla debe ser mayor que tres veces la carga máxima ($3h$) sobre el vertedero (¹), o mayor de dos veces la carga máxima a ser encontrada durante su uso ($> 2h$) (²).

Para el funcionamiento adecuado de los vertederos es necesario tomar en cuenta:

- a. La variación de la carga hidráulica (h) debe ser de $0,061 \text{ m}$ hasta $0,61 \text{ m}$.
- b. Para vertederos rectangulares o trapezoidales, la carga no debe ser mayor de un tercio de la longitud de la cresta ($L/3$).
- c. Los vertederos deben colocarse perpendicularmente a la dirección del flujo en el río.
- d. El canal de acceso debe ser recto al menos diez veces la longitud de su cresta ($10L$).
- e. Aguas abajo del vertedero no debe haber obstáculos que provoquen ahogamiento o inmersión de la descarga del vertedero.

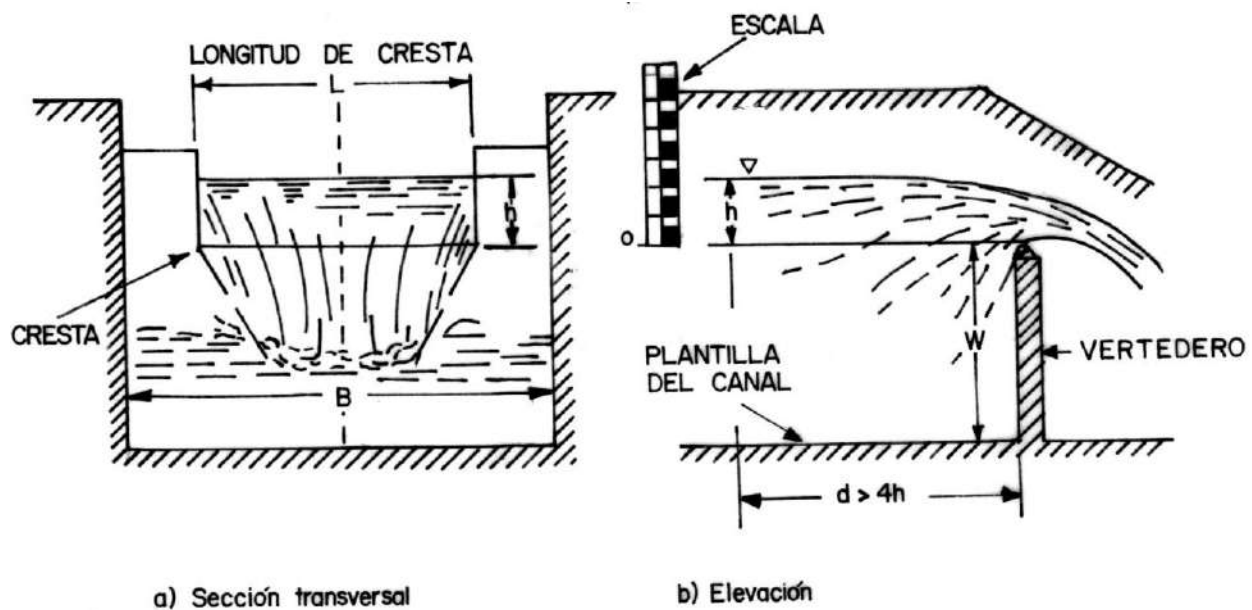


Figura 3. 22 Partes que integran un vertedero.

Fuente: Propia.

¹ Manual de Aforos del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

² Micro-Hydropower Sourcebook (NRCA).

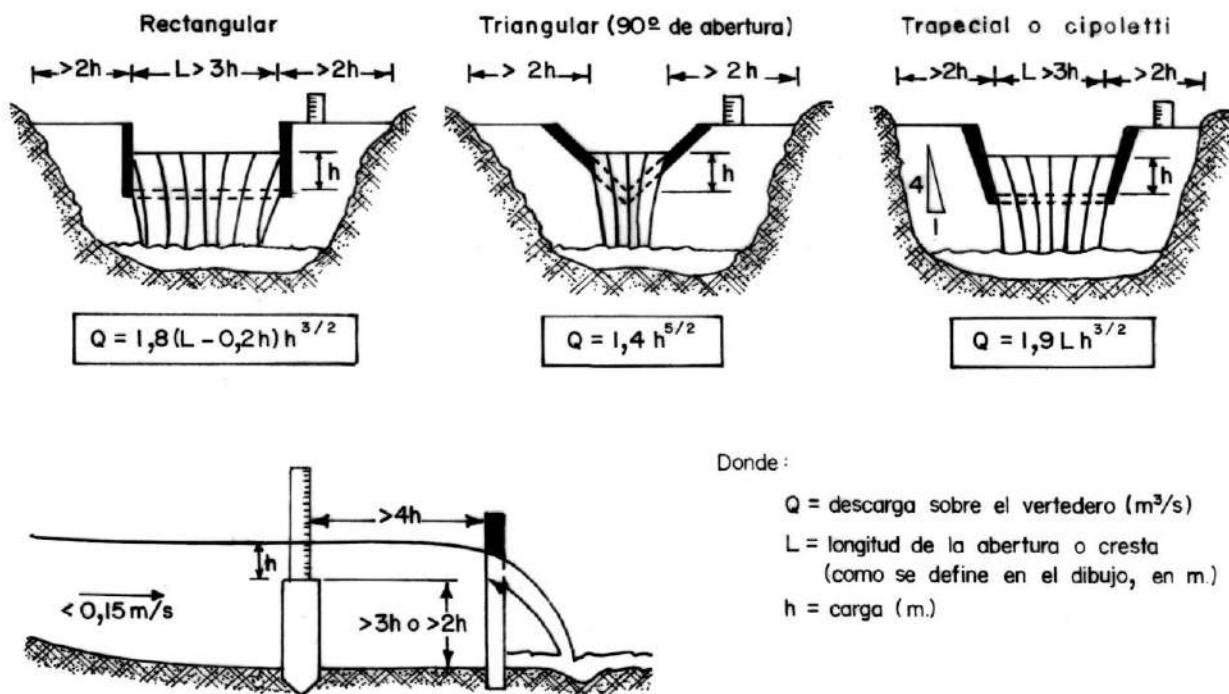


Figura 3. 23 Criterios de diseño para vertederos, usados en aforos.

Fuente: Propia

Vertedero Rectangular

Estos vertederos son las estructuras más usuales, para el aforo de canales y la precisión con que se obtiene el gasto o caudal, se considera que es buena para fines prácticos.

Para aforar con estos vertederos es necesario conocer:

- La longitud de la cresta (L)
- La carga hidráulica sobre la cresta del vertedero (h); para determinar dicha carga, generalmente se mide con una escala graduada aguas arriba del vertedero a una distancia (d) que puede variar desde 4 hasta 10 veces la carga, como se muestra en la Figura 3.24. El cero de la escala debe quedar al nivel de la cresta del vertedero para evitar que la medición en ésta se vea afectada por el abatimiento de la vena líquida (e) del agua sobre la cresta, como se muestra en la Figura 3.23.

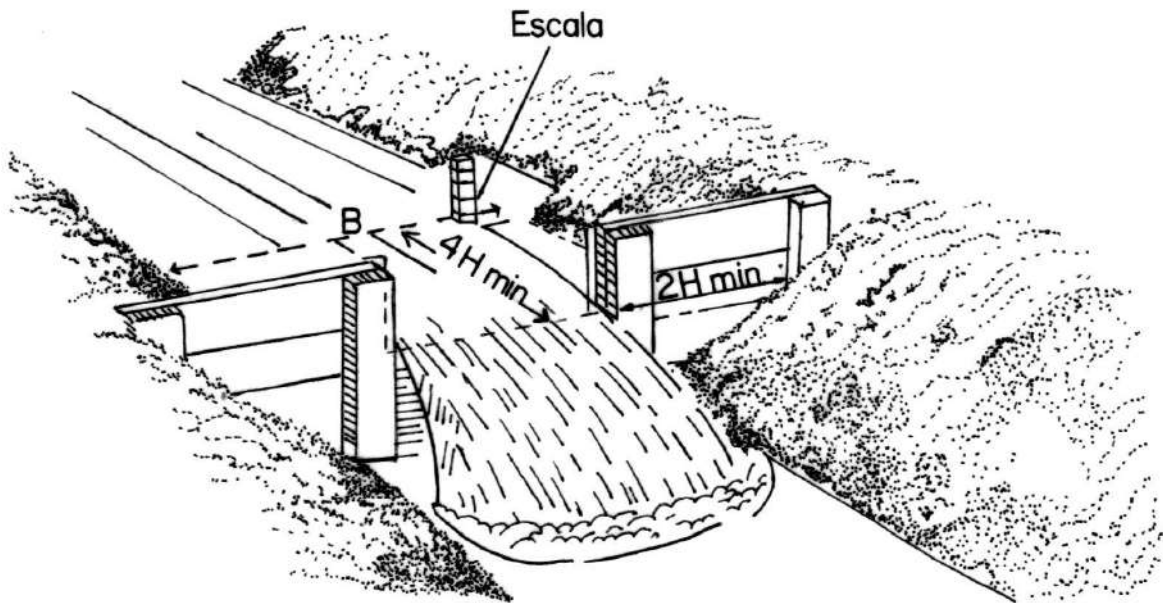


Figura 3. 24 Vertedero rectangular con escala graduada aguas arriba.

El caudal o gasto se puede calcular por la siguiente expresión:

Sin contracción lateral

$$Q = 1,84 L \cdot h^{1,5} \quad (3.19)$$

Con contracción lateral

$$Q = 1,84 (L - 0,2 h) h^{1,5} \quad (3.20)$$

Dónde:

L= longitud de la cresta, en metros.

h= carga, en metros.

Q =gasto o caudal, se obtiene en m³/s.

Si el ancho del canal (B) es mayor que la longitud de la cresta (L) entonces se tiene un vertedero con contracciones laterales. Si B = L, el vertedero es sin contracciones laterales.

Estas ecuaciones se han tabulado y graficado para diferentes longitudes de cresta; la ecuación 3.19 en la Tabla 3.5 y Figura 3.25 y la ecuación 3.20 en la Tabla 3.6 y Figura 3.26.

Ejemplo: (Vertedero rectangular)

Se ha instalado un vertedero rectangular con contracciones, de 0,8 m de longitud de cresta, en un canal de 1,2 m de ancho ¿Cuál es el gasto que pasa por el vertedero para una carga aguas arriba?

- a) Se mide el ancho $B = 1,2$ m.
- b) Se mide la carga hidráulica $h = 0,37$ m.
- c) $L = 0,8$ m (longitud de cresta).
- d) Como L es menor que B se tiene un vertedero de contracciones laterales, el gasto o caudal se calcula como sigue:

$$Q = 1,85 (L - 0,2 \times h) \times h^{1,5}$$

$$Q = 1,84 (0,8 - 0,2 \times 0,37) \times 0,37^{1,5}$$

$$Q = 0,30 \text{ m}^3/\text{s}$$

- e) Otra forma de calcular es haciendo uso de la Tabla 3.2; se entra con el valor de la carga $h = 0,37$ m para desplazarse horizontalmente hasta la columna correspondiente a la longitud de la cresta de 0,8 m resultando un gasto de $0,301 \text{ m}^3/\text{s}$; igual-mente se hace con la Figura 3.26

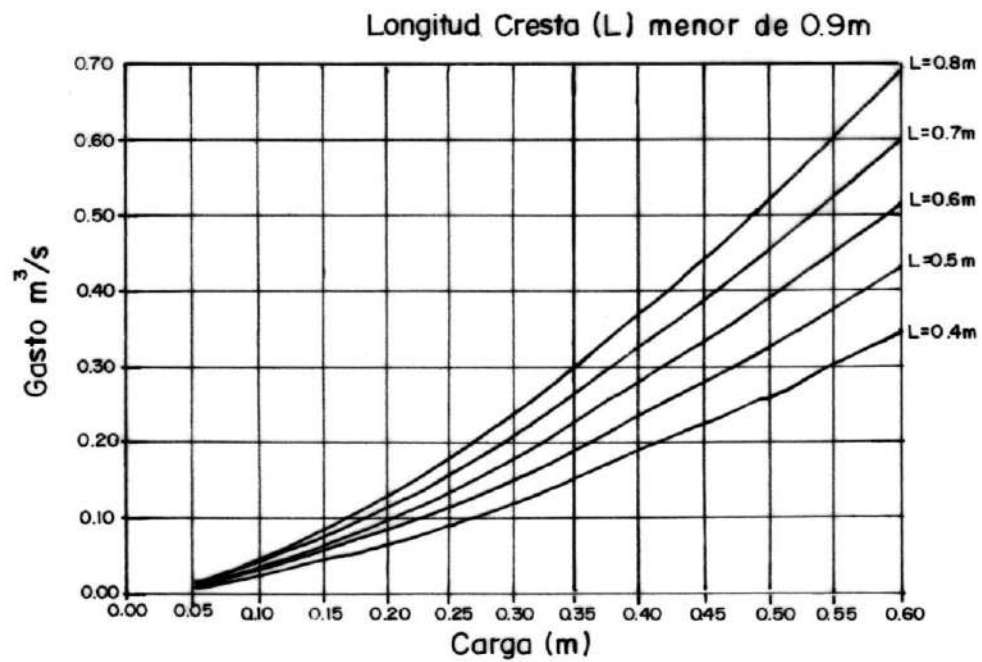
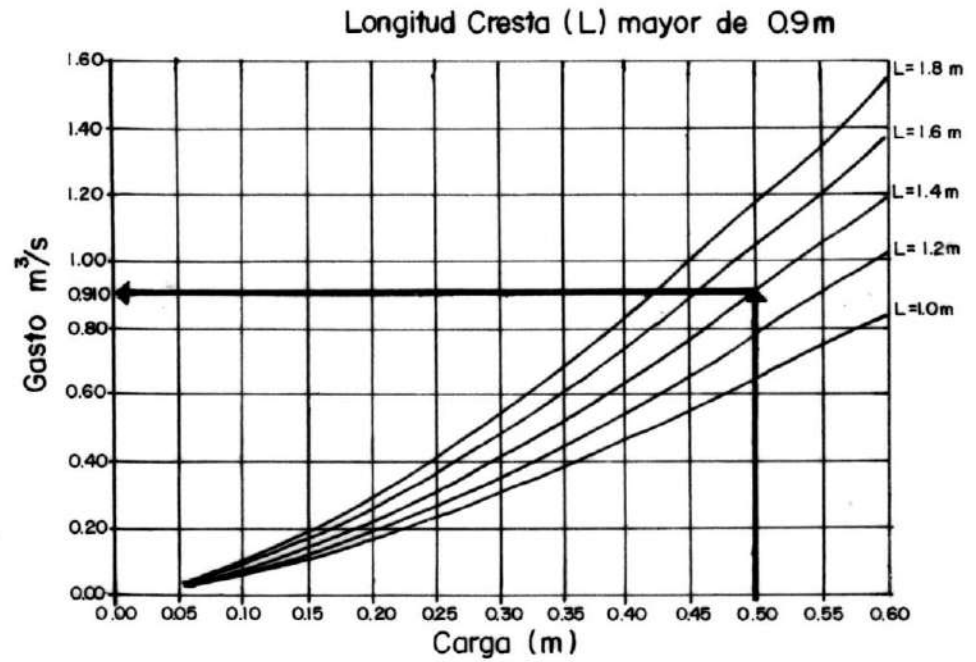


Figura 3. 25 Curvas carga-gasto para vertederos rectangulares sin contracción lateral.

Fuente: Tomada de S.A.R.H., 1992.

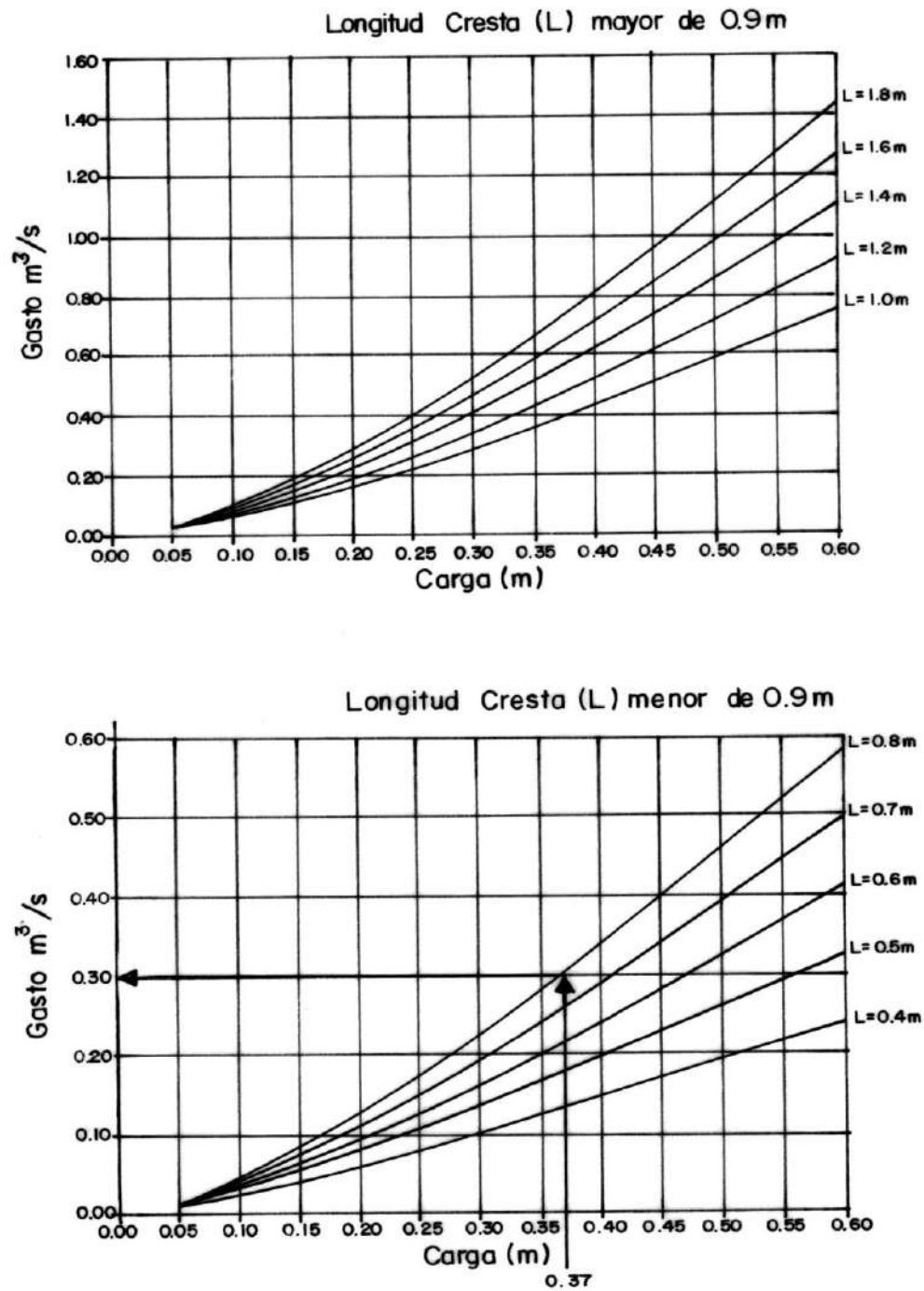


Figura 3. 26 Curvas carga-gasto para vertederos rectangulares con contracción lateral.

Fuente: Tomada de S.A.R.H., 1992.

Tabla 3. 5 Gasto para vertedero rectangular, sin contracción (m³/s)

CARGA h (m)	LONGITUD CRESTA (m)									
	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80
0.06	0,011	0,014	0,016	0,019	0,022	0,027	0,032	0,038	0,043	0,049
0.07	0,014	0,017	0,020	0,024	0,027	0,034	0,041	0,048	0,055	0,061
0.08	0,017	0,021	0,025	0,029	0,033	0,042	0,050	0,058	0,067	0,075
0.09	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040	0,050	0,060	0,070	0,079	0,089
0.10	0,023	0,029	0,035	0,041	0,047	0,058	0,070	0,081	0,093	0,105
0.11	0,027	0,034	0,040	0,047	0,054	0,067	0,081	0,094	0,107	0,121
0.12	0,031	0,038	0,046	0,054	0,061	0,076	0,092	0,107	0,122	0,138
0.13	0,034	0,043	0,052	0,060	0,069	0,086	0,103	0,121	0,138	0,155
0.14	0,039	0,048	0,058	0,067	0,077	0,096	0,116	0,135	0,154	0,173
0.15	0,043	0,053	0,064	0,075	0,086	0,107	0,128	0,150	0,171	0,192
0.16	0,047	0,059	0,071	0,082	0,094	0,118	0,141	0,165	0,188	0,212
0.17	0,052	0,064	0,077	0,090	0,103	0,129	0,155	0,181	0,206	0,232
0.18	0,056	0,070	0,084	0,098	0,112	0,141	0,169	0,197	0,225	0,253
0.19	0,061	0,076	0,091	0,107	0,122	0,152	0,183	0,213	0,244	0,274
0.20	0,066	0,082	0,099	0,115	0,132	0,165	0,197	0,230	0,263	0,296
0.21	0,071	0,089	0,106	0,124	0,142	0,177	0,212	0,248	0,283	0,319
0.22	0,076	0,095	0,114	0,133	0,152	0,190	0,228	0,266	0,304	0,342
0.23	0,081	0,101	0,122	0,142	0,162	0,203	0,244	0,284	0,325	0,365
0.24	0,087	0,108	0,130	0,151	0,173	0,216	0,260	0,303	0,346	0,389
0.25	0,092	0,115	0,138	0,161	0,184	0,230	0,276	0,322	0,368	0,414
0.26	0,098	0,122	0,146	0,171	0,195	0,244	0,293	0,342	0,390	0,439
0.27	0,103	0,129	0,155	0,181	0,207	0,258	0,310	0,361	0,413	0,465
0.28	0,109	0,136	0,164	0,191	0,218	0,273	0,327	0,382	0,436	0,491
0.29	0,115	0,144	0,172	0,201	0,230	0,287	0,345	0,402	0,460	0,517
0.30	0,121	0,151	0,181	0,212	0,242	0,302	0,363	0,423	0,484	0,544
0.31	0,127	0,159	0,191	0,222	0,254	0,318	0,381	0,445	0,508	0,572
0.32	0,133	0,167	0,200	0,233	0,266	0,333	0,400	0,466	0,533	0,600
0.33	0,140	0,174	0,209	0,244	0,279	0,349	0,419	0,488	0,558	0,628
0.34	0,146	0,182	0,219	0,255	0,292	0,365	0,438	0,511	0,584	0,657
0.35	0,152	0,190	0,229	0,267	0,305	0,381	0,457	0,533	0,610	0,686
0.36	0,159	0,199	0,238	0,278	0,318	0,397	0,477	0,556	0,636	0,715
0.37	0,166	0,207	0,248	0,290	0,331	0,414	0,497	0,580	0,663	0,745
0.38	0,172	0,216	0,259	0,302	0,345	0,431	0,517	0,603	0,690	0,776
0.39	0,179	0,224	0,269	0,314	0,359	0,448	0,538	0,627	0,717	0,807
0.40	0,186	0,233	0,279	0,326	0,372	0,465	0,559	0,652	0,745	0,838
0.41	0,193	0,242	0,290	0,338	0,386	0,483	0,580	0,676	0,773	0,869
0.42	0,200	0,250	0,300	0,351	0,401	0,501	0,601	0,701	0,801	0,901
0.43	0,208	0,259	0,311	0,363	0,415	0,519	0,623	0,726	0,830	0,934
0.44	0,215	0,269	0,322	0,376	0,430	0,537	0,644	0,752	0,859	0,967
0.45	0,222	0,278	0,333	0,389	0,444	0,555	0,667	0,778	0,889	1,000
0.46	0,230	0,287	0,344	0,402	0,459	0,574	0,689	0,804	0,918	1,033
0.47	0,237	0,296	0,356	0,415	0,474	0,593	0,711	0,830	0,949	1,067
0.48	0,245	0,306	0,367	0,428	0,490	0,612	0,734	0,857	0,979	1,101
0.49	0,252	0,316	0,379	0,442	0,505	0,631	0,757	0,884	1,010	1,136
0.50	0,260	0,325	0,390	0,455	0,520	0,651	0,781	0,911	1,041	1,171
0.51	0,268	0,335	0,402	0,469	0,536	0,670	0,804	0,938	1,072	1,206
0.52	0,276	0,345	0,414	0,483	0,552	0,690	0,828	0,966	1,104	1,242
0.53	0,284	0,355	0,426	0,497	0,568	0,710	0,852	0,994	1,136	1,278
0.54	0,292	0,365	0,438	0,511	0,584	0,730	0,876	1,022	1,168	1,314
0.55	0,300	0,375	0,450	0,525	0,600	0,751	0,901	1,051	1,201	1,351
0.56	0,308	0,386	0,463	0,540	0,617	0,771	0,925	1,080	1,234	1,388
0.57	0,317	0,396	0,475	0,554	0,633	0,792	0,950	1,109	1,267	1,425
0.58	0,325	0,406	0,488	0,569	0,650	0,813	0,975	1,138	1,300	1,463
0.59	0,334	0,417	0,500	0,584	0,667	0,834	1,001	1,167	1,334	1,501
0.60	0,342	0,428	0,513	0,599	0,684	0,855	1,026	1,197	1,368	1,539

Fuente: S.A.R.H. (1992)

Tabla 3. 6 Gasto para vertedero rectangular, con contracción (m³/s)

CARGA h (m)	LONGITUD CRESTA (m)									
	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80
0.06	0,010	0,013	0,016	0,019	0,021	0,027	0,032	0,038	0,043	0,048
0.07	0,013	0,017	0,020	0,023	0,027	0,034	0,040	0,047	0,054	0,061
0.08	0,016	0,020	0,024	0,028	0,033	0,041	0,049	0,058	0,066	0,074
0.09	0,019	0,024	0,029	0,034	0,039	0,049	0,059	0,069	0,079	0,089
0.10	0,022	0,028	0,034	0,040	0,045	0,057	0,069	0,080	0,092	0,104
0.11	0,025	0,032	0,039	0,046	0,052	0,066	0,079	0,093	0,106	0,119
0.12	0,029	0,036	0,044	0,052	0,059	0,075	0,090	0,105	0,121	0,136
0.13	0,032	0,041	0,050	0,058	0,067	0,084	0,101	0,119	0,136	0,153
0.14	0,036	0,045	0,055	0,065	0,074	0,094	0,113	0,132	0,152	0,171
0.15	0,040	0,050	0,061	0,072	0,082	0,104	0,125	0,146	0,168	0,189
0.16	0,043	0,055	0,067	0,079	0,090	0,114	0,138	0,161	0,185	0,208
0.17	0,047	0,060	0,073	0,086	0,099	0,125	0,150	0,176	0,202	0,228
0.18	0,051	0,065	0,079	0,093	0,107	0,135	0,164	0,192	0,220	0,248
0.19	0,055	0,070	0,086	0,101	0,116	0,147	0,177	0,208	0,238	0,269
0.20	0,059	0,076	0,092	0,109	0,125	0,158	0,191	0,224	0,257	0,290
0.21	0,063	0,081	0,099	0,117	0,134	0,170	0,205	0,240	0,276	0,311
0.22	0,068	0,087	0,106	0,125	0,144	0,182	0,219	0,257	0,295	0,333
0.23	0,072	0,092	0,112	0,133	0,153	0,194	0,234	0,275	0,315	0,356
0.24	0,076	0,098	0,119	0,141	0,163	0,206	0,249	0,292	0,336	0,379
0.25	0,081	0,104	0,127	0,150	0,173	0,219	0,265	0,311	0,357	0,403
0.26	0,085	0,109	0,134	0,158	0,182	0,231	0,280	0,329	0,378	0,426
0.27	0,089	0,115	0,141	0,167	0,193	0,244	0,296	0,347	0,399	0,451
0.28	0,094	0,121	0,148	0,176	0,203	0,257	0,312	0,366	0,421	0,475
0.29	0,098	0,127	0,156	0,184	0,213	0,271	0,328	0,386	0,443	0,501
0.30	0,103	0,133	0,163	0,193	0,224	0,284	0,345	0,405	0,466	0,526
0.31	0,107	0,139	0,171	0,203	0,234	0,298	0,361	0,425	0,488	0,552
0.32	0,112	0,145	0,179	0,212	0,245	0,312	0,378	0,445	0,512	0,578
0.33	0,117	0,151	0,186	0,221	0,256	0,326	0,396	0,465	0,535	0,605
0.34	0,121	0,158	0,194	0,231	0,267	0,340	0,413	0,486	0,559	0,632
0.35	0,126	0,164	0,202	0,240	0,278	0,354	0,431	0,507	0,583	0,659
0.36	0,130	0,170	0,210	0,250	0,289	0,369	0,448	0,528	0,607	0,687
0.37	0,135	0,176	0,218	0,259	0,301	0,383	0,466	0,549	0,632	0,715
0.38	0,140	0,183	0,226	0,269	0,312	0,398	0,484	0,571	0,657	0,743
0.39	0,144	0,189	0,234	0,279	0,324	0,413	0,503	0,592	0,682	0,772
0.40	0,149	0,196	0,242	0,289	0,335	0,428	0,521	0,614	0,708	0,801
0.41	0,154	0,202	0,250	0,299	0,347	0,443	0,540	0,637	0,733	0,830
0.42	0,158	0,208	0,258	0,309	0,359	0,459	0,559	0,659	0,759	0,859
0.43	0,163	0,215	0,267	0,319	0,370	0,474	0,578	0,682	0,786	0,889
0.44	0,168	0,221	0,275	0,329	0,382	0,490	0,597	0,705	0,812	0,919
0.45	0,172	0,228	0,283	0,339	0,394	0,505	0,617	0,728	0,839	0,950
0.46	0,177	0,234	0,292	0,349	0,406	0,521	0,636	0,751	0,866	0,980
0.47	0,181	0,241	0,300	0,359	0,419	0,537	0,656	0,774	0,893	1,011
0.48	0,186	0,247	0,308	0,370	0,431	0,553	0,676	0,798	0,920	1,043
0.49	0,191	0,254	0,317	0,380	0,443	0,569	0,695	0,822	0,948	1,074
0.50	0,195	0,260	0,325	0,390	0,455	0,585	0,716	0,846	0,976	1,106
0.51	0,200	0,267	0,334	0,401	0,468	0,602	0,736	0,870	1,004	1,138
0.52	0,204	0,273	0,342	0,411	0,480	0,618	0,756	0,894	1,032	1,170
0.53	0,209	0,280	0,351	0,422	0,493	0,635	0,777	0,919	1,061	1,203
0.54	0,213	0,286	0,359	0,432	0,505	0,651	0,797	0,943	1,089	1,235
0.55	0,218	0,293	0,368	0,443	0,518	0,668	0,818	0,968	1,118	1,268
0.56	0,222	0,299	0,376	0,453	0,531	0,685	0,839	0,993	1,147	1,302
0.57	0,226	0,306	0,385	0,464	0,543	0,702	0,860	1,018	1,177	1,335
0.58	0,231	0,312	0,393	0,475	0,556	0,718	0,881	1,044	1,206	1,369
0.59	0,235	0,319	0,402	0,485	0,569	0,735	0,902	1,069	1,236	1,403
0.60	0,239	0,325	0,410	0,496	0,582	0,753	0,924	1,095	1,266	1,437

Fuente: S.A.R.H. (1992)

Vertedero trapezoidal

Consiste en una sección transversal trapecial de talud 1 horizontal a 4 vertical. Se considera como una

combinación de los vertederos rectangular y triangular, como se muestra en la Figura 3.27. Mediante este vertedero se mide el mismo rango de gastos que con los rectangulares, para las mismas longitudes de cresta, pero con mayor dificultad de construcción; si no se requieren mediciones muy precisas no es recomendable su construcción.

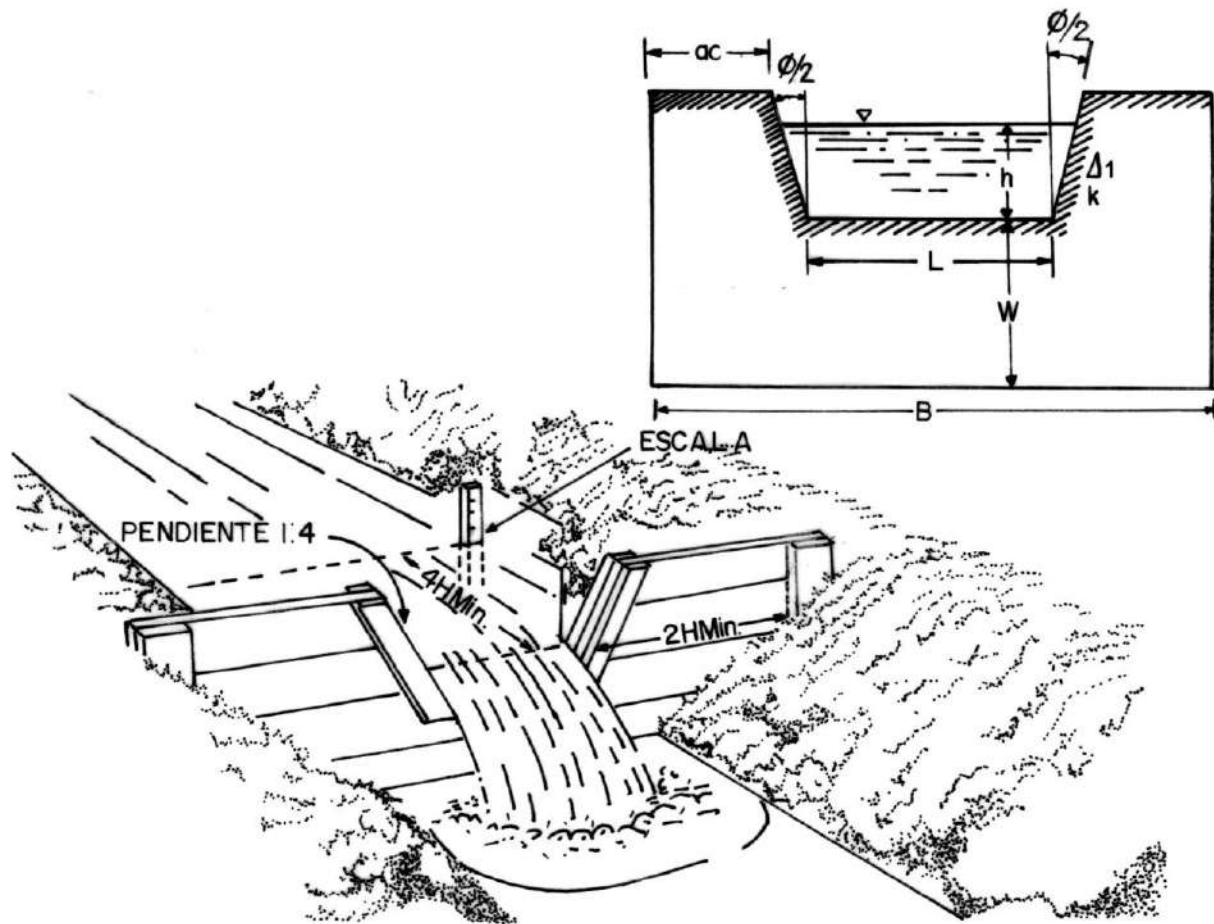


Figura 3. 27 Vertedero trapecoidal Cipolletti

Fuente: Propia.

Las fórmulas para obtener el gasto o caudal son las siguientes

$$Q = 1,86 L h^{1,5} \quad (3.21)$$

esta fórmula es válida si se cumple:

$$0,08 \text{ m} \leq h \leq 0,60 \text{ m}$$

$$30 h \leq B \leq 60 h$$

$$a_c \geq 2 h$$

$$L \geq 3 h$$

$$W \geq h \quad \text{ó} \quad \geq 0,30 \text{ m}$$

Dónde:

h = carga, medida en m.

B = es el ancho del canal, en m.

a_c = ancho de la contracción, en m.

L = es la longitud de la cresta, en m.

W = altura de la cresta, en m.

Ejemplo: Se tiene un vertedero trapezoidal con una longitud de cresta de 0,80 m. Encontrar el gasto para una carga de 0,37 m, el ancho de la cresta (L) es 0,8 m.

Se tiene:

$$Q = 1,86 L h^{1,5} \quad (3.22)$$

$$Q = 1,86 (0,8).(0,37)^{1,5}$$

$$Q = 0,335 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se puede proceder de igual forma utilizando la Tabla 3.7 o mediante la curva de la Figura 3.28.

Tabla 3. 7 Gasto para vertederos Trapezoidales o Cipolletti (m³/s)

CARGA h (m)	LONGITUD CRESTA (m)									
	0,30	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80
0.06	0,008	0,011	0,014	0,016	0,022	0,027	0,033	0,038	0,044	0,049
0.07	0,010	0,014	0,017	0,021	0,028	0,034	0,041	0,048	0,055	0,062
0.08	0,013	0,017	0,021	0,025	0,034	0,042	0,051	0,059	0,067	0,076
0.09	0,015	0,020	0,025	0,030	0,040	0,050	0,060	0,070	0,080	0,090
0.10	0,018	0,024	0,029	0,035	0,047	0,059	0,071	0,082	0,094	0,106
0.11	0,020	0,027	0,034	0,041	0,054	0,068	0,081	0,095	0,109	0,122
0.12	0,023	0,031	0,039	0,046	0,062	0,077	0,093	0,108	0,124	0,139
0.13	0,026	0,035	0,044	0,052	0,070	0,087	0,105	0,122	0,139	0,157
0.14	0,029	0,039	0,049	0,058	0,078	0,097	0,117	0,136	0,156	0,175
0.15	0,032	0,043	0,054	0,065	0,086	0,108	0,130	0,151	0,173	0,195
0.16	0,036	0,048	0,060	0,071	0,095	0,119	0,143	0,167	0,190	0,214
0.17	0,039	0,052	0,065	0,078	0,104	0,130	0,156	0,183	0,209	0,235
0.18	0,043	0,057	0,071	0,085	0,114	0,142	0,170	0,199	0,227	0,256
0.19	0,046	0,062	0,077	0,092	0,123	0,154	0,185	0,216	0,246	0,277
0.20	0,050	0,067	0,083	0,100	0,133	0,166	0,200	0,233	0,266	0,299
0.21	0,054	0,072	0,089	0,107	0,143	0,179	0,215	0,251	0,286	0,322
0.22	0,058	0,077	0,096	0,115	0,154	0,192	0,230	0,269	0,307	0,345
0.23	0,062	0,082	0,103	0,123	0,164	0,205	0,246	0,287	0,328	0,369
0.24	0,066	0,087	0,109	0,131	0,175	0,219	0,262	0,306	0,350	0,394
0.25	0,070	0,093	0,116	0,140	0,186	0,233	0,279	0,326	0,372	0,419
0.26	0,074	0,099	0,123	0,148	0,197	0,247	0,296	0,345	0,395	0,444
0.27	0,078	0,104	0,130	0,157	0,209	0,261	0,313	0,365	0,418	0,470
0.28	0,083	0,110	0,138	0,165	0,220	0,276	0,331	0,386	0,441	0,496
0.29	0,087	0,116	0,145	0,174	0,232	0,290	0,349	0,407	0,465	0,523
0.30	0,092	0,122	0,153	0,183	0,245	0,306	0,367	0,428	0,489	0,550
0.31	0,096	0,128	0,161	0,193	0,257	0,321	0,385	0,449	0,514	0,578
0.32	0,101	0,135	0,168	0,202	0,269	0,337	0,404	0,471	0,539	0,606
0.33	0,106	0,141	0,176	0,212	0,282	0,353	0,423	0,494	0,564	0,635
0.34	0,111	0,147	0,184	0,221	0,295	0,369	0,442	0,516	0,590	0,664
0.35	0,116	0,154	0,193	0,231	0,308	0,385	0,462	0,539	0,616	0,693
0.36	0,121	0,161	0,201	0,241	0,321	0,402	0,482	0,562	0,643	0,723
0.37	0,126	0,167	0,209	0,251	0,335	0,419	0,502	0,586	0,670	0,754
0.38	0,131	0,174	0,218	0,261	0,349	0,436	0,523	0,610	0,697	0,784
0.39	0,136	0,181	0,227	0,272	0,362	0,453	0,544	0,634	0,725	0,815
0.40	0,141	0,188	0,235	0,282	0,376	0,471	0,565	0,659	0,753	0,847
0.41	0,146	0,195	0,244	0,293	0,391	0,488	0,586	0,684	0,781	0,879
0.42	0,152	0,203	0,253	0,304	0,405	0,506	0,608	0,709	0,810	0,911
0.43	0,157	0,210	0,262	0,315	0,420	0,524	0,629	0,734	0,839	0,944
0.44	0,163	0,217	0,271	0,326	0,434	0,543	0,651	0,760	0,869	0,977
0.45	0,168	0,225	0,281	0,337	0,449	0,561	0,674	0,786	0,898	1,011
0.46	0,174	0,232	0,290	0,348	0,464	0,580	0,696	0,812	0,928	1,045
0.47	0,180	0,240	0,300	0,360	0,479	0,599	0,719	0,839	0,959	1,079
0.48	0,186	0,247	0,309	0,371	0,495	0,619	0,742	0,866	0,990	1,113
0.49	0,191	0,255	0,319	0,383	0,510	0,638	0,766	0,893	1,021	1,148
0.50	0,197	0,263	0,329	0,395	0,526	0,658	0,789	0,921	1,052	1,184
0.51	0,203	0,271	0,339	0,406	0,542	0,677	0,813	0,948	1,084	1,219
0.52	0,209	0,279	0,349	0,418	0,558	0,697	0,837	0,976	1,116	1,255
0.53	0,215	0,287	0,359	0,431	0,574	0,718	0,861	1,005	1,148	1,292
0.54	0,221	0,295	0,369	0,443	0,590	0,738	0,886	1,033	1,181	1,329
0.55	0,228	0,303	0,379	0,455	0,607	0,759	0,910	1,062	1,214	1,366
0.56	0,234	0,312	0,390	0,468	0,624	0,779	0,935	1,091	1,247	1,403
0.57	0,240	0,320	0,400	0,480	0,640	0,800	0,961	1,121	1,281	1,441
0.58	0,246	0,329	0,411	0,493	0,657	0,822	0,986	1,150	1,315	1,479
0.59	0,253	0,337	0,421	0,506	0,674	0,843	1,012	1,180	1,349	1,517
0.60	0,259	0,346	0,432	0,519	0,692	0,864	1,037	1,210	1,383	1,556

Fuente: S.A.R.H. (1992)

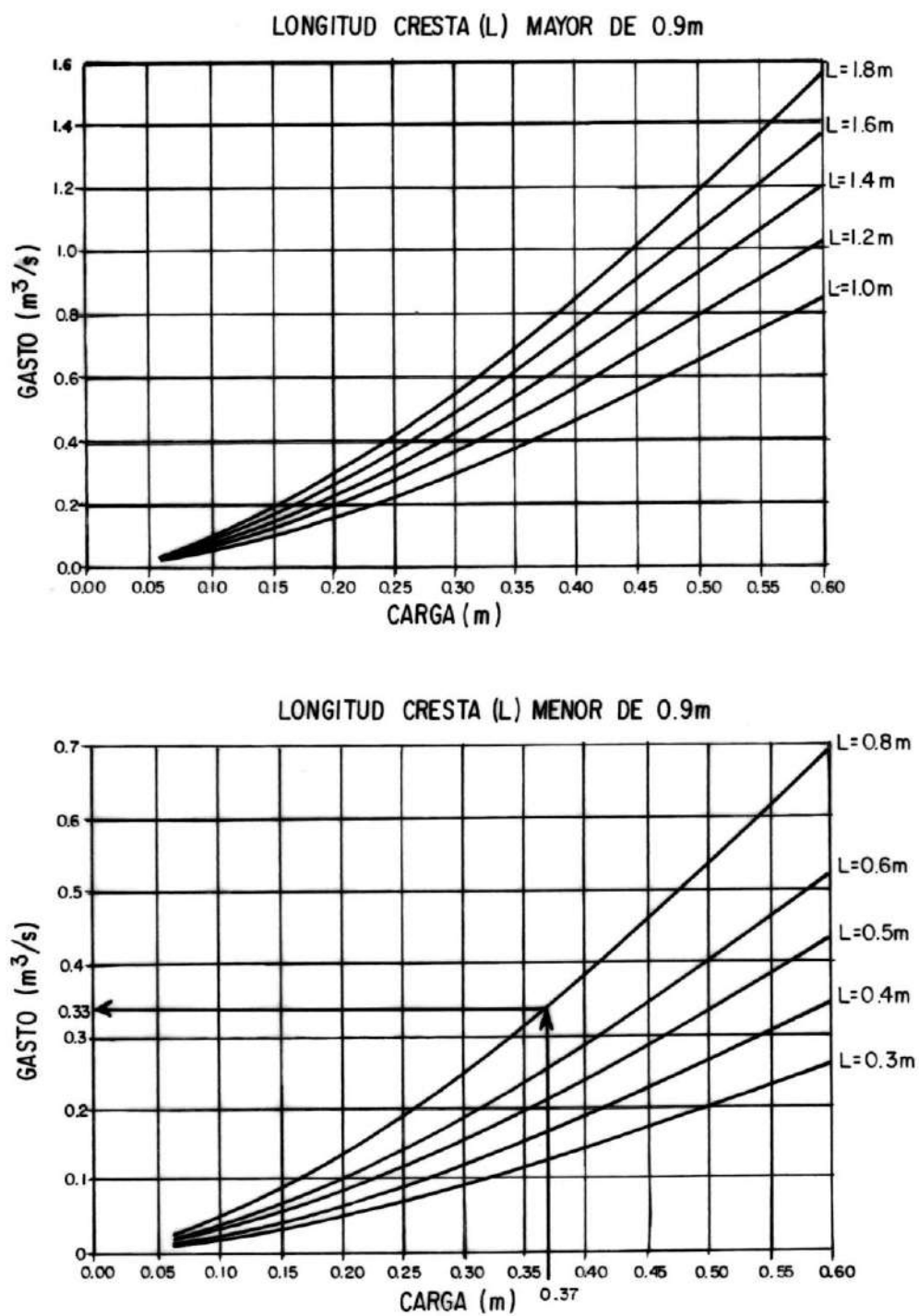


Figura 3. 28 Curvas carga-gasto para vertederos trapezoidales.

Fuente: Tomada de S.A.R.H., 1992.

Vertedero Triangular

Los vertederos triangulares son apropiados para medir gastos pequeños. En éstos se toma en cuenta solamente la carga hidráulica (h) y el ángulo de abertura del vertedero (ϕ); por razones prácticas puede ser de 60° ó 90° . Estos vertederos son fáciles de construir y pueden ser de diversos materiales: aluminio, hierro, concreto.

Se puede construir un vertedero sencillo de la siguiente forma: en una tabla se hace una abertura triangular, con una lámina de metal montada con el ángulo deseado (60° ó 90°), complementada con una escala graduada en centímetros, que se coloca verticalmente aguas arriba del vertedero, como se muestra en la Figura 3.29.

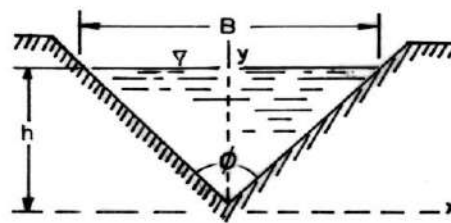
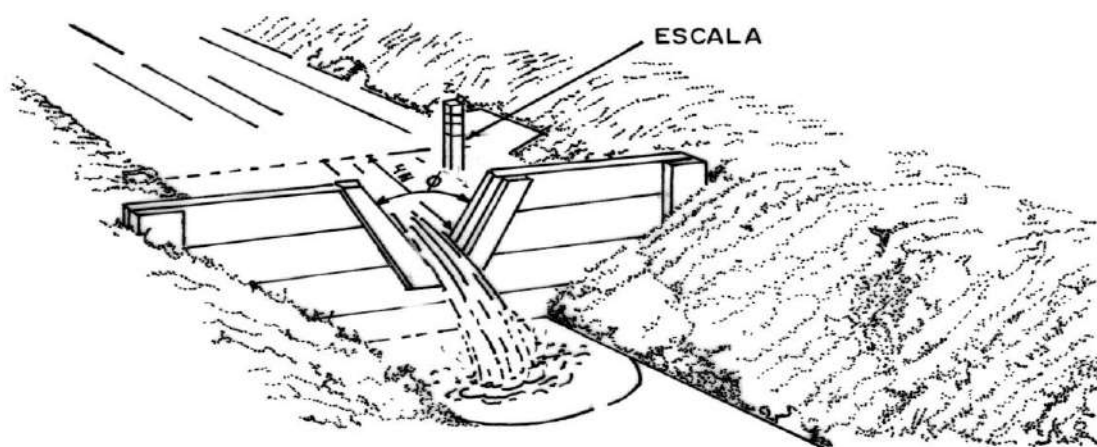


Figura 3. 29 Vertedero triangular.

Fuente: Propia.

La expresión para obtener el gasto o caudal en un vertedero triangular está dada por:

$$Q = C_d \cdot h^{5/2} \quad (3.23)$$

Dónde:

Q =gasto o caudal en m^3/s .

h =carga sobre el vértice, en m.

C_d =coeficiente de descarga, adimensional.

El coeficiente (C_d) depende entre otros factores del ángulo en el vértice del vertedero. Según BARR las ecuaciones para obtener el gasto son:

$$\text{Para } 60^\circ \quad Q = 0,81 h^{2,5} \quad (3.24)$$

$$\text{Para } 90^\circ \quad Q = 1,4 h^{2,5} \quad (3.25)$$

Ejemplo: Se ha instalado un vertedero triangular de 90° de abertura. Obtener el gasto, si se tiene una carga de 15 cm sobre el vértice del vertedero.

$$\text{Para } \phi = 90^\circ: Q = 1,4 h^{2,5}$$

$$Q = 1,4 (0,15)^{2,5}$$

$$Q = 0,012 m^3/s$$

Otra manera de obtener el gasto o caudal es considerando la Tabla 3.8, se ingresa en la primera columna con la carga 0,15 m hasta la columna correspondiente a 90° , el gasto que resulta es de $0,012 m^3/s$.

En la Figura 3.30 se ingresa en el eje vertical con la carga de 0,15 m; a partir de este punto se traza una línea horizontal hasta la intersección con la curva correspondiente a 90° y en este punto se traza una vertical hasta el eje horizontal, resultando un gasto de $0,012 m^3/s$.

Tabla 3. 8 Gasto para vertederos triangulares, abertura 60° y 90° (m³/s)

CARGA h (m)	ABERTURA	
	60°	90°
0.05	0,000	0,001
0.06	0,001	0,001
0.07	0,001	0,002
0.08	0,001	0,003
0.09	0,002	0,003
0.10	0,003	0,004
0.11	0,003	0,006
0.12	0,004	0,007
0.13	0,005	0,009
0.14	0,006	0,010
0.15	0,007	0,012
0.16	0,008	0,014
0.17	0,010	0,017
0.18	0,011	0,019
0.19	0,013	0,022
0.20	0,014	0,025
0.21	0,016	0,028
0.22	0,018	0,032
0.23	0,021	0,036
0.24	0,023	0,040
0.25	0,025	0,044
0.26	0,028	0,048
0.27	0,031	0,053
0.28	0,034	0,058
0.29	0,037	0,063
0.30	0,040	0,069
0.31	0,043	0,075
0.32	0,047	0,081
0.33	0,051	0,088
0.34	0,055	0,094
0.35	0,059	0,101
0.36	0,063	0,109
0.37	0,067	0,117
0.38	0,072	0,125
0.39	0,077	0,133
0.40	0,082	0,142
0.41	0,087	0,151
0.42	0,093	0,160
0.43	0,098	0,170
0.44	0,104	0,180
0.45	0,110	0,190
0.46	0,116	0,201
0.47	0,123	0,212
0.48	0,129	0,223
0.49	0,136	0,235
0.50	0,143	0,247
0.51	0,150	0,260
0.52	0,158	0,273
0.53	0,166	0,286
0.54	0,174	0,300
0.55	0,182	0,314
0.56	0,190	0,329
0.57	0,199	0,343
0.58	0,208	0,359
0.59	0,217	0,374
0.60	0,226	0,390

Fuente: S.A.R.H. (1992)

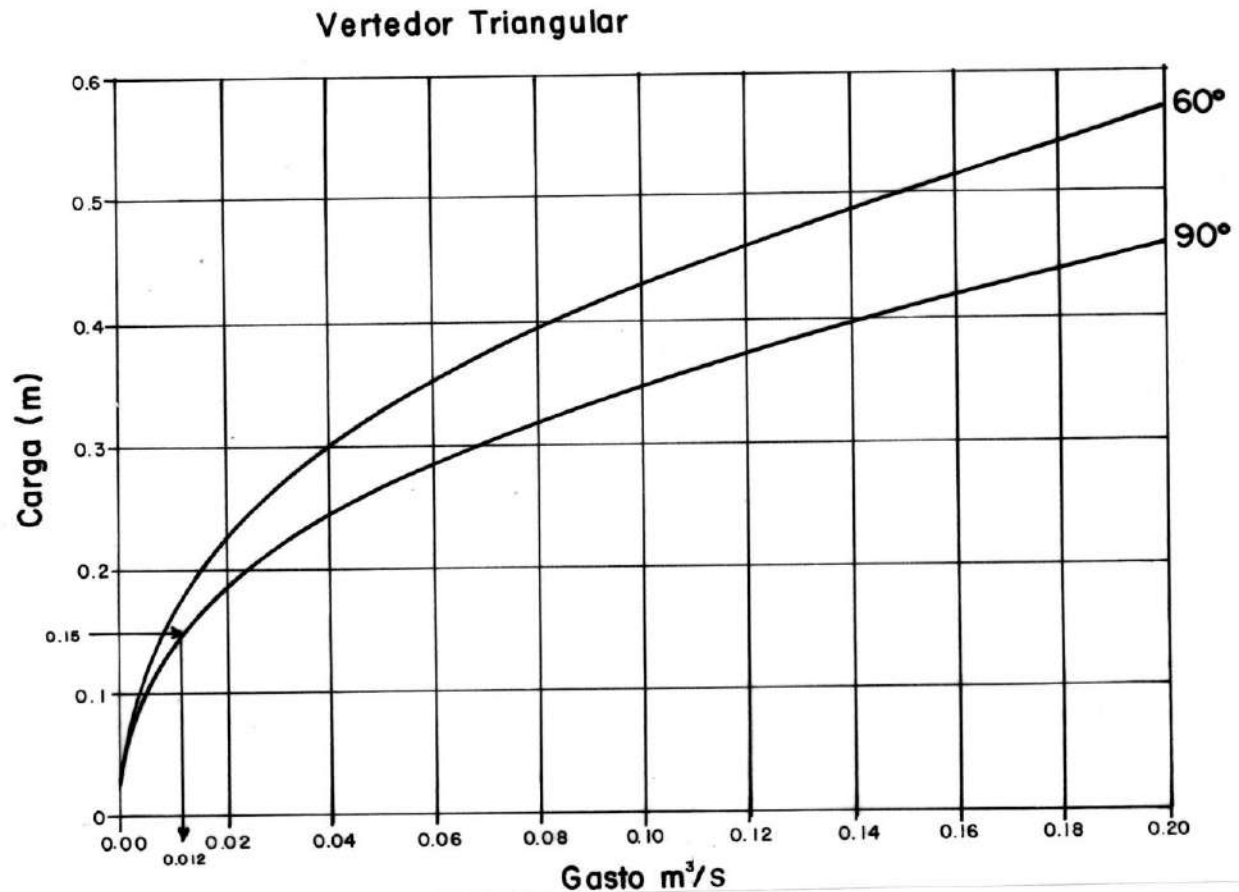


Figura 3. 30 Curvas carga-gasto para vertederos triangulares.

Fuente: Tomada de S.A.R.H., 1992..

3.3. DETERMINACION DE LA CARGA DISPONIBLE

3.3.1. Mediante un Clinómetro o Nivel de Mano

Equipo utilizado

- 1 Clinómetro.
- Estacas de igual longitud.
- Cinta métrica.

Se usa para hacer nivelaciones de poca precisión. Consta de un tubo de 13 a 15 cm de longitud, que sirve de anteojo para dar vista y sobre el cual va montado un nivel de burbuja, además posee un círculo vertical graduado, como se muestra en la Figura 3.31. Con este nivel se pueden efectuar las

siguientes operaciones:

- a) Lanzar visuales horizontales.
- b) Averiguar la pendiente o ángulo vertical de una línea.
- c) Lanzar visuales inclinadas con una pendiente o ángulo vertical dados.

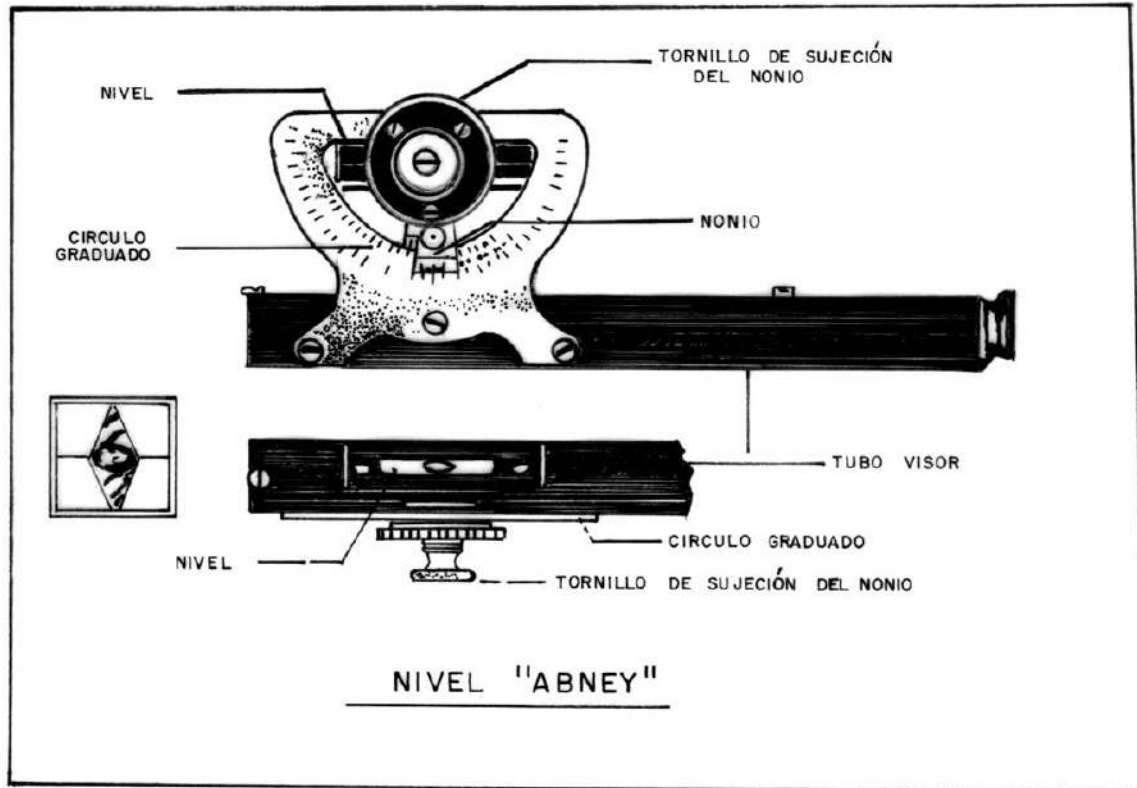


Figura 3. 31 Clinómetro o nivel Abney.

Fuente: Propia.

Procedimiento para la determinación de la carga total entre dos puntos X e Y.

1. Básicamente, se comienza en un punto (X) el cual representa la posible ubicación de una central eléctrica, como se muestra en la Figura 3.32.
2. Se coloca el clinómetro o nivel de mano sobre una estaca de longitud conocida, la cual descansa sobre el punto X. (Esta estaca debe estar en posición vertical). (Ver Figuras 3.33 y 3.34).
3. Se mide el ángulo de elevación (o depresión). " θ " en la parte de arriba de la siguiente estaca de

igual longitud que la primera y ubicada en un punto X_1 , como se muestra en la Figura 3.32.

4. Con una cinta extendida entre las dos estacas de igual longitud, se mide la distancia "L" entre las dos estacas.
5. Para calcular la diferencia de elevación h , se utiliza la siguiente expresión.

$$h = L \cdot \text{sen } \theta \quad (3.26)$$

Donde:

h = carga entre dos puntos, m.

L = distancia medida entre dos puntos, m.

θ = ángulo de elevación (o depresión) medido con el clinómetro.

6. Igualmente se procede con los siguientes puntos.
7. La carga total (H_g) entre los puntos X e Y se determina sumando todas las cargas h , es decir:

$$H_g = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n \quad (3.27)$$

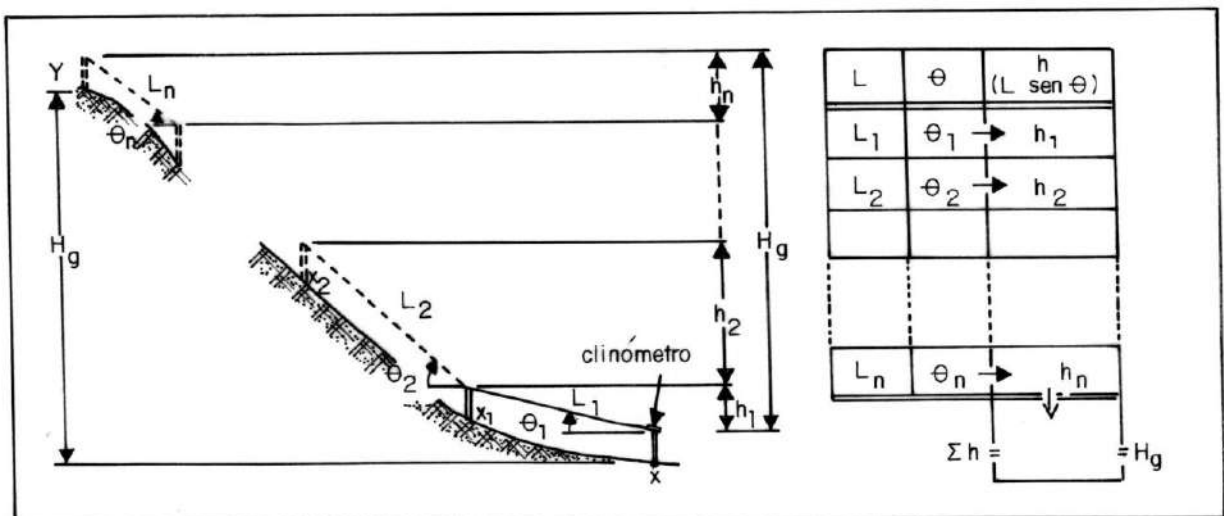


Figura 3. 32 Uso de un clinómetro para determinar la carga entre dos puntos X e Y.

Fuente: Propia.

El manejo del clinómetro se muestra en las Figuras 3.33 y 3.34.

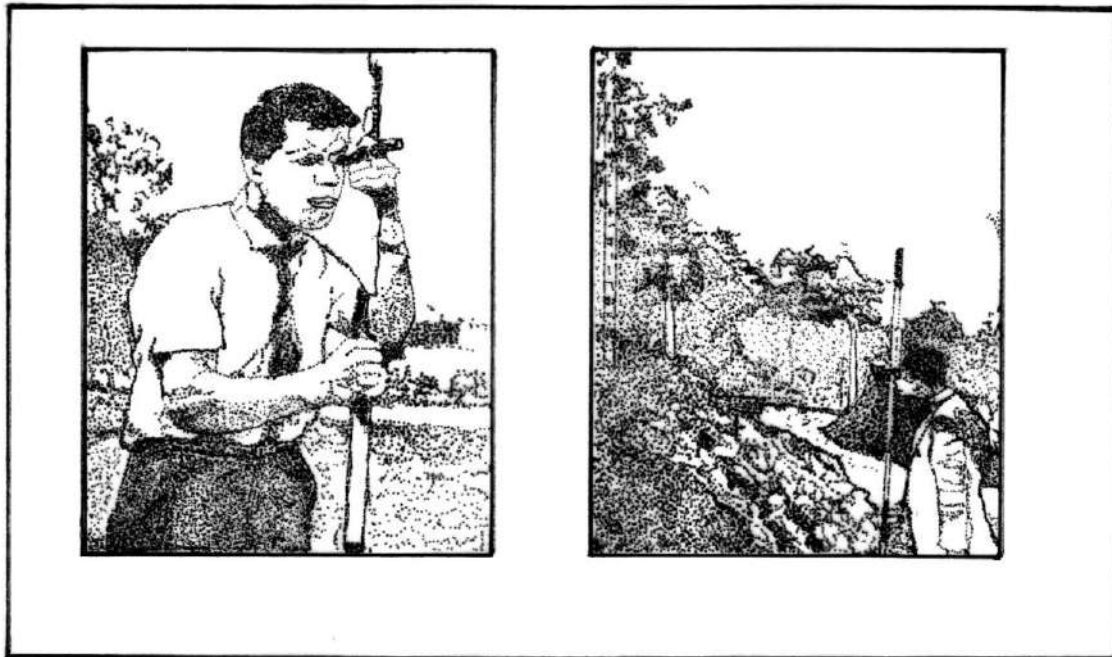


Figura 3. 33 y Figura 3. 34. Manejo del nivel de mano Abney.

Fuente: Propia.

3.3.2. Mediante un Altimetro o Nivelación Barométrica

La presión atmosférica varía en forma inversamente proporcional a la altura sobre el nivel del mar; así, en función de la presión en un determinado lugar se puede determinar su altura; por lo tanto, si se conoce la diferencia de presión entre dos puntos, se puede determinar la diferencia de nivel existente. En este principio se basa la nivelación "barométrica" y se utiliza el aneroide, una clase de barómetro llamado también altímetro que son los que se utilizan actualmente, y se obtienen alturas que sólo presentan errores promedios de un metro aproximadamente.

Como la presión atmosférica varía además con la temperatura y con la humedad relativa, se deben hacer correcciones necesarias, para lo cual existen tablas y gráficos que generalmente se suministran con el instrumento. Debido a esto y a que los instrumentos de medición no son totalmente exactos, las alturas que se determinan no son muy precisas, utilizándose sólo para determinaciones a "grosso modo" de diferencias de nivel entre dos puntos de terrenos montañosos.

Procedimiento

1. En un punto de altura conocida (o del punto que se toma como base para determinar las diferencias de nivel); se lee la altura en el altímetro y se anota la hora en que se hizo la observación y la temperatura que indica el termómetro.
2. Se lleva luego el instrumento a los otros puntos cuya cota se desea conocer y en cada uno de ellos se anota la altura, la hora y la temperatura.
3. Después se regresa inmediatamente al punto inicial y de nuevo se lee el tiempo y la temperatura.
4. Debido a cambios en las condiciones atmosféricas la altura leída inicialmente no concuerda, por lo general, con la lectura del altímetro luego de tomar otros puntos.
5. Si se supone que las condiciones atmosféricas variaron gradualmente durante el lapso de tiempo comprendido entre la lectura inicial y la final, se puede conocer la corrección que le corresponde a cada lectura intermedia, pues se tiene la hora en que se hizo cada observación.
6. Como el altímetro viene calibrado para una determinada temperatura es necesario hacerle la corrección a cada lectura según la temperatura observada.

3.3.3 Mediante un Manómetro

Procedimiento para medir la carga entre dos puntos X e Y

1. Este método requiere al menos unos 10 metros de longitud de tubería plástica y transparente, preferiblemente, y un manómetro o medidor de presión.
2. En una de las puntas de la tubería flexible se conecta un manómetro de tamaño apropiado y correctamente calibrado.
3. Se llena la tubería de agua.
4. Se hace coincidir el manómetro con el punto en la parte baja donde estará la central hidroeléctrica (X) y el nivel de agua de la tubería plástica transparente con el otro punto de arriba donde estará la entrada del conducto (Y), como se muestra en la Figura 3.35. La tubería plástica debe ser lo suficientemente larga para permitir que todas las burbujas de aire sean expulsadas fácilmente, ya que puede introducir errores.

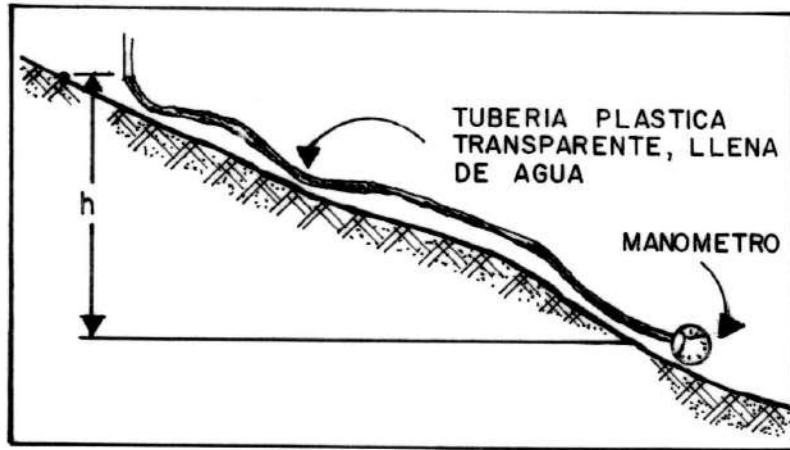


Figura 3. 35 Un manómetro puede ser usado para medir la carga entre dos puntos.

Fuente: Propia.

5. Se mide la presión del agua.
6. La distancia en elevación "h" entre la superficie libre del agua y la presión manométrica puede ser expresada como:

$$h = \frac{P}{\gamma} \quad (3.28)$$

Dónde:

P = es la presión leída en el manómetro, en Kg/m².

γ = es el peso específico del agua, en Kg/m³.

h = es la carga, en m.

Si la presión es medida en KPa (Kilo Pascal)

Entonces:

$$h(m) = \frac{P}{9,81} \quad (3.29)$$

Unidades de presión:

$$1 \text{ KPa} = 0,145 \text{ Psi} \quad 1 \text{ Psi} = 6,89 \text{ KPa}$$

$$1 \text{ Kgf/m}^2 = 0,00142 \text{ Psi} \quad 1 \text{ Psi} = 703 \text{ Kgf/m}^2$$

3.3.4 Mediante un teodolito

Método taquimétrico

Por medio de la taquimetría se pueden medir indirectamente distancias horizontales y diferencias de nivel. Se emplea este sistema cuando las características del terreno hacen difícil y poco preciso el empleo de la cinta y el nivel.

Equipo utilizado

Para poder usar este método se requiere:

- Un teodolito que tenga en su retículo hilos taquimétricos (que son dos hilos paralelos al hilo horizontal del retículo y situados uno por encima y otro por debajo del él, equidistantes).
- Una mira, sobre la cual se toman las lecturas correspondientes al hilo superior (s), al hilo medio (m) y al hilo inferior (i), como se muestra en la Figura 3.36.

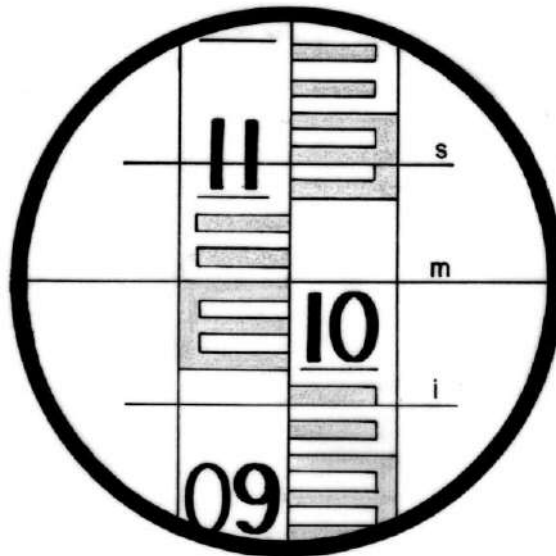


Figura 3. 36 Retículo taquimétrico y zona de la mira dentro del campo visual.

Fuente: Propia.

Fórmulas para el cálculo de las distancias horizontales (DH) y vertical (DV).

En relación a la Figura 3.37 se deducen las siguientes ecuaciones

$$DH = S (s-i) \cos^2 \alpha + T \cos \alpha \quad (3.30)$$

$$DV = S \left(\frac{s-i}{2} \right) \sin 2\alpha + T \sin \alpha \quad (3.31)$$

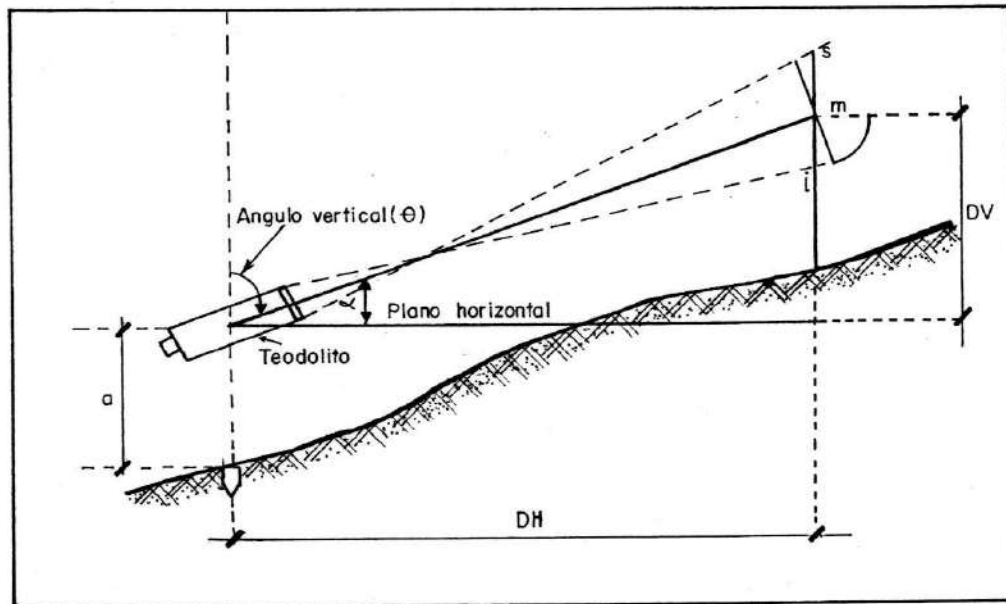


Figura 3. 37 Esquema taquimétrico.

Fuente: Propia.

Generalmente las constantes T y S han sido determinadas por el fabricante y vienen indicadas en el estuche del aparato; en los aparatos modernos $T = 0$ y $S = 100$, por lo tanto las expresiones anteriores se reducen a:

$$DH = 100 (s-i) \cos^2 \alpha \quad (3.32)$$

$$DV = 50 (s-i) \text{ sen} 2\alpha \quad (3.33)$$

Dónde:

DH= es la distancia horizontal entre el punto donde está la mira y el punto donde está el teodolito.

DV= es el desnivel del terreno o la distancia vertical.

s= lectura en el hilo superior.

i= lectura en el hilo inferior.

α = valor del ángulo, que forma la horizontal con la visual al hilo medio.

Si el ángulo vertical (θ) medido con el teodolito es mayor de 90° : $\alpha = \text{Angulo vertical} - 90^\circ$

Si el ángulo vertical (θ) medido con el teodolito es menor de 90° : $\alpha = 90^\circ - \text{Angulo vertical}$.

Cálculo de cotas

Para el cálculo de cotas, una vez conocida la distancia vertical (DV), hay que tener en cuenta lo ilustrado en las Figuras 3.38 y 3.39. Se conoce la cota de A (H_A) y se quiere determinar la cota de B (H_B). La altura del aparato (a) se mide directamente con una cinta, es la distancia del eje del anteojo al punto A.

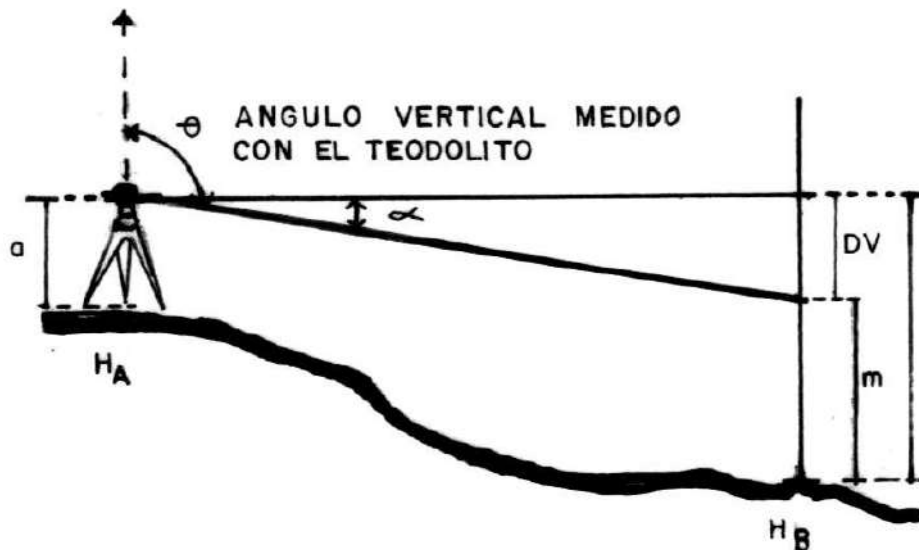


Figura 3. 38 Cálculo de cotas por taquimetría: ángulo vertical negativo.

Fuente: Propia.

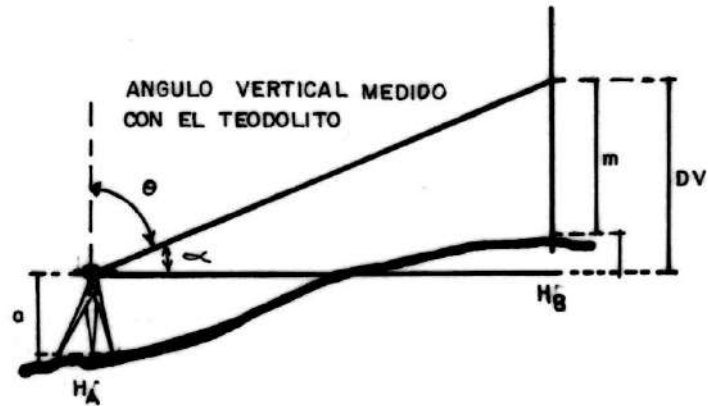


Figura 3. 39 Cálculo de cotas por taquimetría: ángulo vertical positivo.

Fuente: Propia.

La cota desconocida será:

$$H_B = H_A + (a-m) \pm DV \quad (3.34)$$

+ subiendo, para $\theta < 90^\circ$

- bajando, para $\theta > 90^\circ$

Dónde:

a = es altura del instrumento.

m = es lectura al hilo medio.

DV = desnivel del terreno o distancia vertical.

Ejemplo: Referido a la Figura 3.40

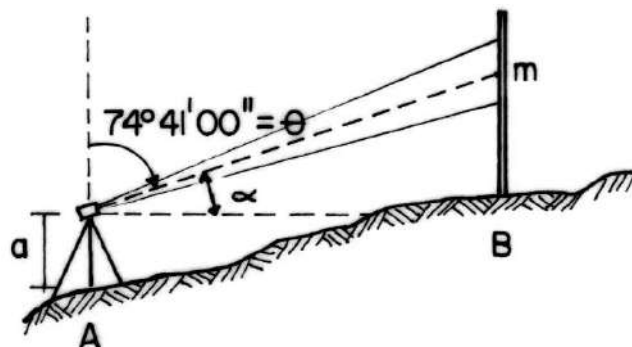


Figura 3. 40 Ilustración del cálculo de la cota de un punto.

Fuente: Propia

Determinar la cota del punto B si se tiene las siguientes lecturas de miras:

$$s = 2,42$$

$$i = 1,55$$

$$m = 1,985$$

Angulo vertical medido con el teodolito = $74^{\circ} 41' 00''$

Altura del aparato (a) = 1,40 m

$$\alpha = 90^{\circ} - 74^{\circ} 41' 00''$$

$$\alpha = 15^{\circ} 19' 00''$$

$$DH = 100 (2,42-1,55) \cos^2 (15^{\circ} 19') = 80,93 \text{ m}$$

$$DV = 50 (2,42-1,55) \operatorname{sen}^2 (15^{\circ} 19') = 22,17 \text{ m}$$

COTAS

La cota de A es conocida, $H_A = 100,0 \text{ m}$

La cota de B se calcula de la siguiente manera:

$$H_B = H_A + (a-m) + DV$$

$$H_B = 100 + (1,40-1,985) + 22,17 \text{ m}$$

$$H_B = 121,58 \text{ m}$$

Para mayor detalle sobre este método, referimos al lector a un texto de topografía.

CAPITULO IV. DISEÑO HIDROLOGICO APLICADO A MINICENTRALES HIDROELECTRICAS

4.1. INTRODUCCION.

En proyectos de Minicentrales Hidroeléctricas, el estudio hidrológico tiene por objetivos determinar la disponibilidad del recurso agua en la fuente y por otra parte calcular la crecida de diseño de las obras de toma, asociada a un período de retorno.

Para determinar la disponibilidad del recurso agua es necesario elaborar una curva de duración de caudales a partir de caudales medidos en la fuente.

Para el diseño hidráulico de las obras de toma, principalmente para aquellas estructuras emplazadas en el lecho de la quebrada o río, es necesario conocer la magnitud de la crecida de diseño, a fin de garantizar la estabilidad y la integridad de esas obras.

4.2. DISPONIBILIDAD DEL RECURSO AGUA

La hidrología hace uso de técnicas basadas en las estadísticas matemáticas para la predicción de la disponibilidad y variabilidad del agua. En principio estos métodos suponen que lo que ha ocurrido en el pasado puede esperarse en el futuro, permaneciendo iguales las condiciones que generan el fenómeno de la escorrentía.

4.2.1. Curva de duración de caudales

La curva de duración es una de esas técnicas, anteriormente mencionadas, que puede ser de interés en proyectos de minicentrales hidroeléctricas. Generalmente se presenta en un gráfico con las magnitudes como ordenadas y los porcentajes de tiempo como abscisas. El procedimiento para elaborar esta curva, dado un registro de caudales de n valores para un período de tiempo definido, es el siguiente:

- 1) Se dividen los n valores en intervalos de clases de igual tamaño.

- 2) Se determina el número de valores que quedan comprendidos en cada uno de los intervalos de clases de igual tamaño (se determina el número de ocurrencias).
- 3) Se determina el número de veces que un caudal (Q) es mayor o igual al límite inferior de un intervalo (LI). Para ello se acumula el número de ocurrencias de los intervalos. Este número se divide por n y se convierte en porcentaje.
- 4) Al diagramar este porcentaje contra el límite inferior del intervalo de clases correspondiente, se obtiene la curva de duración.

En la Figura 4.1 se presenta la gráfica de los puntos calculados en las columnas 1 y 5 de la Tabla 4.1.

Tabla 4. 1 Ilustración del cálculo de una curva de duración de caudales.

INTERVALO DE CLASES		NUMERO DE OCURRENCIAS	NUMERO DE VECES QUE $Q \geq LI$	% DE TIEMPO EN QUE $Q \geq LI$
LI	LS			
10	19,99	33	1827	100,00
20	29,99	84	1794	98,19
30	39,99	69	1710	93,60
40	49,99	69	1641	89,82
50	59,99	97	1572	86,04
60	69,99	113	1475	80,73
70	79,99	108	1362	74,55
80	89,99	102	1254	68,64
90	99,99	88	1152	63,05
100	109,99	80	1064	58,24
110	119,99	75	984	53,86
120	129,99	68	909	49,75
130	139,99	59	841	46,03
140	149,99	54	782	42,80
150	159,99	39	728	39,85
160	169,99	32	689	37,71
170	179,99	39	657	35,96
180	189,99	32	618	33,83
190	199,99	34	586	32,07
200	209,99	30	552	30,21
210	219,99	38	522	28,57
220	229,99	24	484	26,49
230	239,99	19	460	25,18
240	249,99	21	441	24,14
250	259,99	19	420	22,99
260	269,99	16	401	21,95
270	279,99	15	385	21,07
280	289,99	19	370	20,25

Continuación de la Tabla 4.1 Ilustración del cálculo de una curva de duración de caudales.

300	309,99	18	337	18,45
310	319,99	16	319	17,46
320	329,99	16	303	16,58
330	339,99	17	287	15,71
340	349,99	21	270	14,78
350	359,99	14	249	13,63
360	369,99	16	235	12,86
370	379,99	24	219	11,99
380	389,99	7	195	10,67
390	399,99	13	188	10,29
400	1980,99	175	175	9,58

Fuente: Propia.

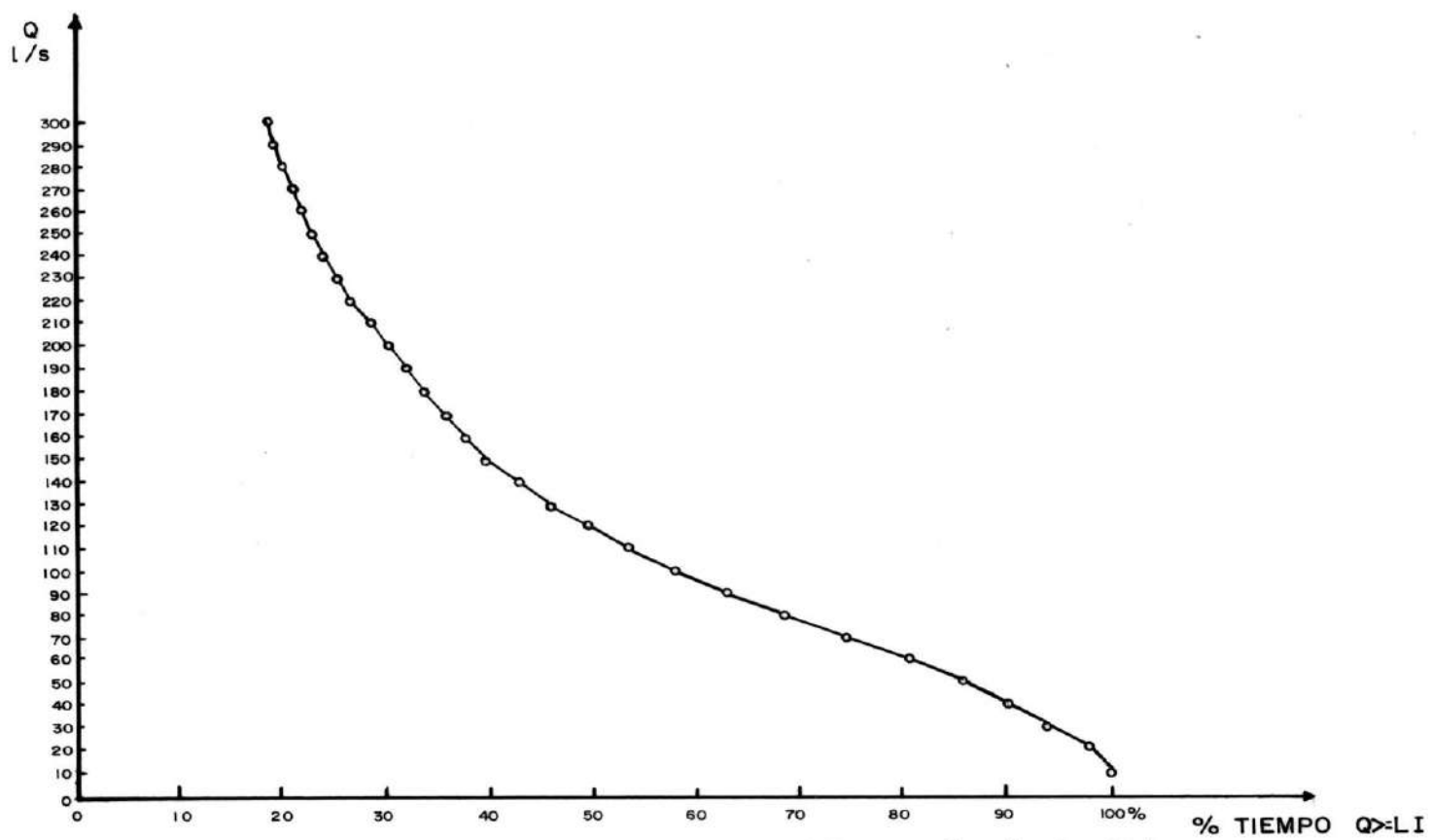


Figura 4. 1 Curva de duración de caudales Quebrada La Pata en Gavidia, para el período 1971 a 1976.

Fuente: Propia.

4.3. CRECIENTE MAXIMA DEL PROYECTO

Las estructuras hidráulicas, emplazadas en los lechos de las quebradas y ríos, deben diseñarse para permitir el paso de las crecientes sin sufrir daños. De la magnitud de la creciente dependerá el tipo y tamaño de las estructuras. La creciente de diseño se elige generalmente en función del período de retorno. Para fijar un criterio con respecto a la elección de la creciente de diseño se debe tener en cuenta lo siguiente:

- a) Que la falla de las estructuras ocasione pérdida de vidas humanas.
- b) Que su falla sólo cause daños materiales.
- c) Que se deteriore sólo la estructura o alguna de sus partes.

En vista de que las obras de minicentrales hidroeléctricas son de pequeña magnitud, se debe considerar períodos de retorno de 15 a 20 años de manera que se justifique la recuperación de las obras. De existir poblaciones u obras de interés aguas abajo, se elegirán períodos de retorno mayores.

Existen varios métodos para calcular la magnitud de una creciente, las cuales básicamente pueden dividirse en cinco grupos:

- a) Aquellos que usan fórmulas empíricas.
- b) Los basados en el método de la sección y la pendiente.
- c) Aquellos que se basan en métodos estadísticos.
- d) Los que utilizan hidrogramas unitarios.
- e) Los basados en el uso de modelos de simulación.

4.3.1. Método del número de curva del servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos.

Este es un método empírico el cual se basa en la relación que existe entre la infiltración y la escorrentía potenciales y los valores reales de ambos. La relación fundamental es:

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P_e} \quad (4.1)$$

Dónde:

F = infiltración real (mm).

S = infiltración potencial (mm).

Q = escorrentía real (mm).

P_e = escorrentía potencial o exceso de precipitación (mm).

Ahora bien:

$$P_e = P - I_a \quad (4.2)$$

Dónde:

P = precipitación total (mm)

I_a = pérdidas, ya sea por infiltración, almacenamiento en depresiones, interpretación, etc. (mm).

La infiltración real, puede calcularse como:

$$F = P_e - Q \quad (4.3)$$

Reemplazando 4.2 y 4.3 en 4.1, se obtiene:

$$Q = \frac{(P_e)^2}{P_e + S} \quad (4.4)$$

Los norteamericanos luego de estudiar una gran cantidad de tormentas, obtuvieron una relación empírica entre I_a y S :

$$I_a = 0,20 S \quad (4.5)$$

Combinando las ecuaciones 4.2, 4.4 y 4.5.

$$Q = \frac{(P - 0,20 S)^2}{P + 0,8 S} \quad (4.6)$$

Para la evaluación de P se utilizan las curvas intensidad-duración-frecuencia. El valor de S , se puede obtener de la ecuación:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \text{ (S en pulgadas)} \quad (4.7)$$

Donde CN es el número de curva. Este (CN) se puede obtener definiendo la condición de humedad antecedente tipo II (ver Tabla 4.2) y con la información de las características de suelo cobertura de la Tabla 4.3. La Tabla 4.4 presenta la clasificación hidrológica de los suelos desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos. La Tabla 4.5 permite transformar el CN obtenido para la condición de humedad antecedente II (la Tabla 4.3) en CN correspondiente a condiciones de humedad antecedente tipos I y III.

Para cuencas pequeñas se recomienda utilizar el tiempo de retardo T_L e igualar éste a $0,6 T_c$ (T_c : tiempo de concentración). Adoptando una duración de lluvia igual al tiempo de concentración (T_c), el caudal pico de la crecida puede obtenerse mediante la ecuación:

$$q_p = 1,14 \frac{Q A}{T_L} \quad (4.8)$$

Dónde:

q_p = caudal pico de la crecida, en l/s.

Q = escorrentía real (mm) obtenida a través del CN .

A = es el área de la cuenca, en hectáreas.

T_L = tiempo de retardo, en horas.

Tabla 4. 2 Condición de humedad antecedente.

Condición de Humedad Antecedente (CHA)	Precipitación Acumulada de los 5 días previos al evento en consideración (Pa5)
I	0 - 3,60 cm
II	3,60 - 5,30 cm
III	más de 5,30 cm

Fuente: Propia.

El tiempo de retardo T_L puede calcularse como:

$$T_L = \frac{L^{0,8}(S + 1)^{0,7}}{735 Y^{0,5}} \quad (4.9)$$

Siendo:

T_L = tiempo de retardo, en horas.

L = longitud del cauce principal de la cuenca, en metros.

Y = pendiente del cauce, en porcentaje.

S = infiltración potencial (mm).

Ejemplo: Obtener el caudal máximo esperado para un período de retorno de 15 años en una cuenca con las siguientes características.

- Área = 3,2 Km² = 3,2 x 10⁶ m² = 320 ha

- Longitud cauce principal = 1040 m

- Diferencia de nivel = 80 m

- Tipo de suelo "C" (Tabla 4.4)

- Condición de humedad antecedente III

- Tipo de cobertura bosque con condición hidrológica buena

1) Cálculo del CN:

De la Tabla 4.3 para cobertura de bosque con condición hidrológica buena y suelo tipo "C" $CN_{II} = 70$.

Para condición tipo III se transforma en $CN_{III} = 85$ (Tabla 4.5).

2) Cálculo de S:

$$S = \frac{1000}{CN_{II}} - 10 = \frac{1000}{85} - 10 = 1,76 \text{ pulgadas}$$

$$S = 44,70 \text{ mm}$$

3) Cálculo de T_L

$$T_L = \frac{(1040)^{0,8} (2,76)^{0,7}}{735(7,69)^{0,5}} = 0,26 \text{ horas}$$

4) Cálculo de Q:

Para un período de retorno de 15 años y una duración de 0,26 horas (15 min) se obtiene una intensidad de 110 mm/h en la curva intensidad duración frecuencia para el Estado Mérida. Asumiendo una intensidad constante:

$$P = 110 \text{ mm/h } (0,26) = 28,60 \text{ mm}$$

Ahora bien:

$$Q = \frac{(28,60 - 0,20 (44,70))^2}{28,60 + 0,8 (44,70)} = 6,01 \text{ mm}$$

5) Cálculo de q_p

$$q_p = 8,432 \text{ l/s}$$

$$q_p = 1,14 \frac{QA}{T_L} = 1,14 \frac{(6,01)(320)}{0,26}$$

0,26

Tabla 4.3 Curvas de Escorrentía para los Complejos Suelo-Cobertura (CN) (para condición de humedad II, y I_a = 0,2 S).

C o b e r t u r a			Grupo de Suelos			
Uso de la Tierra	Tratamiento o práctica	Condición Hidrológica	A	B	C	D
			Número de Curva			
Rastrojo	Hileras rectas	----	77	86	91	94
Cultivos en hileras	" "	Mala	71	81	88	91
	" "	Buena	67	78	85	89
	c/curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
	" "	Buena	65	75	82	86
	c/curvas de nivel y terrazas	Mala	66	74	80	82
	" " "	Buena	62	71	78	81
	Hileras rectas	Mala	65	76	84	88
	Curvas de nivel	Buena	63	75	83	87
		Mala	63	74	82	85
		Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	61	72	79	82
		Buena	59	70	78	81
Leguminosas en ¹ hileras estrechas o forraje en rotación.	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
	" "	Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
	Curvas de nivel	Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	63	73	80	83
	Curvas de nivel y terrazas	Buena	51	67	76	80
Pastos de pastoreo		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
Pasto de corte	Curvas de nivel	Buena	39	61	74	80
	" " "	Mala	47	67	81	88
	" " "	Regular	25	59	75	83
	" " "	Buena	6	35	70	79
		Buena	30	58	71	78
		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
		----	59	74	82	86
		----	72	82	87	89
Pacios		----	74	84	90	92
Caminos tierra ²						
Pavimentos ²						
¹ Siembra tupida o al voleo						
² Incluyendo derecho de vía						

Fuente: Rojas (1979).

Los grupos hidrológicos en que se pueden dividir los suelos son utilizados en planeamiento de cuencas para la estimación de la escorrentía a partir de la precipitación. Las propiedades de los suelos que son considerados para estimar la tasa mínima de infiltración para suelos "desnudos" luego de un humedecimiento prolongado son: profundidad del nivel freático de invierno,

infiltración y permeabilidad del suelo luego de humedecimiento prolongado y profundidad hasta un estrato de permeabilidad muy lenta. La influencia de la cobertura vegetal es tratada independientemente.

Tabla 4. 4 Clasificación Hidrológica de los Suelos, conforme al Soil Conservation Service de U.S.A

Los suelos han sido clasificados en cuatro grupos A, B, C y D de acuerdo al potencial de escorrentía.

A. Bajo potencial de escorrentía: Suelos que tienen alta rata de infiltración aún cuando muy húmedos. Consisten de arenas o gravas profundas bien o excesivamente drenados. Esos suelos tienen una alta rata de transmisión de agua. (Incluyen: Psamments¹ excepto por aquellas en los subgrupos Líticos, Aquícos o Aguodicos; suelos que no estén en los grupos C o D y que pertenezcan a las familias: fragmentarias, esqueleto-arenosas o arenosas; suelos grosarénicos de Udufts y Udalfts; y suelos en subgrupos Arénicos de Udufts y Udalfts excepto por aquellas en familias arcillosas o finas.

B. Moderadamente bajo potencial de escorrentía: Suelos con ratas de infiltración moderadas cuando muy húmedas. Suelos moderadamente profundos a profundos, moderadamente bien drenados a bien drenados, suelos con texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas y permeabilidad moderadamente lenta a moderadamente rápida. Son suelos con ratas de transmisión de agua moderadas (suelos que no estén en los grupos A, C o D).

C. Moderadamente alto potencial de escorrentía: Suelos con infiltración lenta cuando muy húmedos. Consiste de suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo; suelos de textura moderadamente finas a finas; suelos con infiltración lenta debido a sales o álkalí o suelos con mesas moderadas. Esos suelos pueden ser pobremente drenados o moderadamente bien drenados con estratos de permeabilidad lenta a muy lenta (fragipan, hardpan, sobre roca dura) a poca profundidad (50-100 cm) (comprende suelos en sub-grupos albicos o aquícos; suelos en sub-grupos arénicos de aquents, aquepts, aquellas, aqualfts y acuults en familias francas; suelos que no estén en el grupo D y que pertenecen a las familias finas, muy finas o arcillosas excepto aquellas con mineralogía caolínftica, oxídica o haloistíca; humods y orthods; suelos con fragipanes de horizontes petrocálcicos; suelos de familias "poco profundas" que tienen subestratos permeables; suelos en subgrupos líticos con roca permeable o fracturada que permita la penetración del agua).

D. Alto potencial de escorrentía: Suelos con infiltración muy lenta cuando muy húmedo. Consiste de suelos arcillosos con alto potencial de expansión; suelos con nivel freático alto permanente; suelos con "claypan" o estratos arcillosos superficial; suelos con infiltración muy lenta debido a sales o alkali y suelos poco profundos sobre material caso impermeable. Estos suelos tienen una rata de transmisión de agua muy lenta (Incluye: todos los Vertisoles t Aquods; suelos en Aquents, Aquepts, Aquols, Aqualfts y Aqyalfts, excepto los subgrupos Arénicos en familias francas, suelos con horizontes mátricos, suelos en subgrupos Líticos con subestratos impermeables; y suelos en familias poco profundas que tienen un subestrato impermeable).

¹Algunas traducciones del término en inglés han sido tomadas de: Fausto Maldonado P., "La Adaptación al Castellano de los nombres en la 7a. aproximación". IICA, Costa Rica, 1971.

Tabla 4. 5 Número de Curva para Casos de Condición de Humedad Antecedente I y III.

CN para condición n II	CN para condiciones I III		Valores S* (nuleadas)	La Curva comienza cuando p	CN para condición II	CN para condiciones I III		Valores S	La Curva* comienza
100	100	100	0	0	60	40	78	6,67	1,33
99	97	100	,101	,02	59	39	77	6,95	1,39
98	94	99	,204	,04	58	38	76	7,24	1,45
97	91	99	,309	,06	57	37	75	7,54	1,51
96	89	99	,417	,08	56	36	75	7,86	1,57
95	87	98	,526	,11	55	35	74	8,18	1,64
94	85	98	,638	,13	54	34	73	8,52	1,70
93	83	98	,753	,15	53	33	72	8,87	1,77
92	81	97	,870	,17	52	32	71	9,23	1,85
91	80	97	,989	,20	51	31	70	9,61	1,92
90	78	96	1,11	,22	50	31	70	10,0	2,00
89	76	96	1,24	,25	49	30	69	10,4	2,08
88	75	95	1,36	,27	48	29	68	10,8	2,16
87	73	95	1,49	,30	47	28	67	11,3	2,26
86	72	94	1,63	,33	46	27	66	11,7	2,34
85	70	94	1,76	,35	45	26	65	12,2	2,44
84	68	93	1,90	,38	44	25	64	12,7	2,54
83	67	93	2,05	,41	43	25	63	13,2	2,64
82	66	92	2,20	,44	42	24	62	13,8	2,76
81	64	92	2,34	,47	41	23	61	14,4	2,88
80	63	91	2,50	,50	40	22	60	15,0	3,00
79	62	91	2,66	,53	39	21	59	15,6	3,12
78	60	90	2,82	,56	38	21	58	16,3	3,26
77	59	89	2,99	,60	37	20	57	17,0	3,40
76	58	89	3,16	,63	36	19	56	17,8	3,56
75	57	88	3,33	,67	35	18	55	18,6	3,72
74	55	88	3,51	,70	34	18	54	19,4	3,88
73	54	87	3,70	,74	33	17	53	20,3	4,06

Continuación de la Tabla 4.5 Número de Curva para Casos de Condición de Humedad Antecedente I y III.

72	53	86	3,89	,78	32	16	52	21,2	4,24
71	52	86	4,08	,82	31	16	51	22,2	4,44
70	51	85	4,28	,86	30	15	50	23,3	4,66
69	50	84	4,49	,90	25	12	43	30,0	6,00
68	48	84	4,70	,94	20	9	37	40,0	8,00
67	47	83	4,92	,98	15	6	30	56,7	11,34
66	46	82	5,15	1,03	10	4	22	90,0	18,00
65	45	82	5,38	1,08	5	2	13	190,0	38,00
64	44	81	5,62	1,12	0	0		infinito	infinito
63	43	80	5,87	1,17					
62	42	79	6,13	1,23					
61	41	78	6,39	1,28					

* Para CN en la columna 1
Fuente: Rojas (1979).

CAPITULO V. ESTUDIOS DE DEMANDA Y POTENCIA INSTALADA

5.1. INTRODUCCION

En el desarrollo de un proyecto de una minicentral hidroeléctrica, uno de los primeros pasos a dar es realizar un pronóstico de la demanda. La demanda de energía no siempre es evidente desde un principio, ya que al introducirse la electricidad por primera vez en una comunidad, la tendencia en el futuro dependerá de la "cultura eléctrica" que se adquiera con el paso de los años.

Si la demanda es subestimada, habrá un servicio eléctrico deficiente y un deterioro prematuro del grupo turbina-generator. En el caso de sobreestimar la demanda esto trae como consecuencia el sobredimensionamiento de las obras civiles y del equipo electromecánico, lo cual implica que se efectuarán inversiones ociosas.

5.2. DEMANDA ELECTRICA ACTUAL

En el caso que las minicentrales hidroeléctricas sean destinadas a abastecer poblaciones aisladas, donde es difícil obtener suficiente información que permita conocer la demanda, es necesario realizar un censo encuesta poblacional, para llegar a averiguar ciertos datos socio-económicos importantes. Interesa conocer el número de habitantes, el número de viviendas, nivel de ingresos, consumo de combustible, información agroindustrial, escuelas y servicios públicos.

Según la Organización de las Naciones Unidas (ONU) la demanda pico para pequeñas poblaciones rurales viene dada por la demanda pico por habitante evaluada por ellos en 100 Vatios lo que equivale a una demanda pico por vivienda de 500 Vatios considerando familias de cinco (5) miembros.

Chaquea (1979) y otros de la Universidad de Los Andes de Colombia, sostiene que los servicios demandados por una familia con un buen nivel de vida y equipos electrodomésticos modernos, en

una región apartada, llegan a un pico de 1000 Vatios por familia. Considerando grupos familiares de cinco personas, la demanda pico por habitante es de 200 Vatios.

Nozaki (1985) propone utilizar la Tabla 5.1 para estimar la demanda pico actual, basada en el supuesto de una demanda pico por habitante entre 30 y 60 Vatios y grupos familiares de cinco personas.

La Compañía Anónima de Administración y Fomento Eléctrico (CADAFE) de Venezuela, utiliza para electrificación rural un módulo de 1000 Vatios de potencia al pico por vivienda, lo que equivale a una demanda por habitante de 200 Vatios, para grupos familiares de cinco personas.

Tabla 5. 1 Demanda pico actual para distintas poblaciones.

POBLACIONES (HABITANTES)	DEMANDA DE POTENCIA (Kw)
500 - 1.000	15 - 35
1.000 - 2.000	35 - 80
2.000 - 4.000	80 - 180
4.000 - 10.000	180 - 500
10.000 - 20.000	500 - 1.200

Fuente: Tomada de Nozaki ,1985.

CIDIAT (1989) plantea, que para hacer una estimación de la demanda pico es necesario realizar un estudio tendiente a determinar las variaciones de la carga demandada durante un "día típico del año". Así, se hace necesario investigar sobre los hábitos y costumbres de los pobladores de la zona rural y si es posible estudiar conglomerados humanos con características similares que tengan servicio eléctrico. Basándonos en la información anterior se puede hacer una curva de demanda de un "día típico", de donde se obtendrá el pico de la demanda, al superponer las cargas que simultáneamente se

presenten durante cada una de las 24 horas del día. Esta metodología fue aplicada a tres poblados rurales carentes del servicio eléctrico en los Andes Venezolanos y los resultados se presentan en la Tabla 5.2.

Tabla 5. 2 Demanda al pico requerida por familia, según estudio realizado por CIDIAT (1988) en los Andes Venezolanos.

CENTRO POBLADO	DEMANDA AL PICO REQUERIDA POR FAMILIA
Gavidia	500 Vatios
El Cedral	820 Vatios
Los Nevados	440 Vatios

Fuente: CIDIAT,1988

Se puede observar que los valores obtenidos están dentro del rango reportado por la literatura revisada.

En la Tabla 5.3 se presenta un resumen de las recomendaciones y experiencias de los autores citados.

Tabla 5. 3 Resumen de las recomendaciones y experiencias de los autores citados para evaluar la demanda de potencia al pico.

AUTOR	DEMANDA DE POTENCIA AL PICO
ONU (Medio Rural)	0,50 Kw/Vivienda
CADAFE (Venezuela)	1,00 Kw/Vivienda
CHAQUEA (Colombia)	1,00 Kw/Vivienda
NOZAKI (JICA-PERU)	0,30 - 0,15 Kw/Vivienda
CIDIAT (Venezuela)	Recomienda hacer curva de demanda de un "día típico"

Fuente: Propia.

Se puede observar en la Tabla 5.3 que CADAFE de Venezuela y Chaquea de Colombia coinciden en 1 kw/vivienda y representan la tendencia optimista en cuanto al consumo. Naciones Unidas representa una tendencia media y Nozaki del Perú podría tornarse pesimista en cuanto al consumo, ya que el límite inferior de sus rango es de apenas 0,15 kw/vivienda. La experiencia del CIDIAT al aplicar su metodología propuesta de elaborar la curva de demanda de un día típico del año representa también una tendencia media (en promedio 0,59 kw/vivienda).

Para los fines de esta Guía Metodológica, en el momento que se requiera evaluar la demanda pico actual de un centro poblado, se recomienda usar un módulo de 1.000 Vatios por vivienda a electrificar, conforme lo hace CADAFE en sus programas de electrificación rural.

5.3. DEMANDA ELECTRICA FUTURA

Para evaluar la demanda eléctrica futura, normalmente se procede de dos maneras:

- a) Se evalúa la demanda actual y se proyecta al futuro, para lo cual es necesario conocer la tasa de crecimiento anual de la demanda y el horizonte de la proyección.
- b) Se evalúa la población actual y se proyecta la población al futuro, para lo cual es necesario conocer la tasa de crecimiento anual de la población y el horizonte de la proyección. Luego se calcula la demanda futura en base a la población proyectada.

Nozaki (1985) recomienda evaluar la demanda futura para un período de 5 a 10 años y una tasa de incremento de la demanda entre 4% y 10% anual, las cuales dependen del nivel de vida social y los proyectos de desarrollo de la zona en estudio.

Chaquea (1979) recomienda usar tasas de crecimiento poblacional mínimas de 1,5% anual a 3% anual máxima, con el fin de estimar el crecimiento de la demanda en el tiempo.

El Instituto Colombiano de Electrificación (ICEL), para el sector rural, utiliza una tasa del 3% anual de incremento de la demanda y un 2% de tasa anual de crecimiento para la población, con un horizonte de proyección de 15 años a partir de 1977.

En los Andes Venezolanos se estima una tasa media de crecimiento poblacional de 2,74% anual.

La Tabla 5.4 presenta un resumen de las recomendaciones de los diferentes autores citados, en lo referente a la proyección de la demanda.

Tabla 5. 4.Tasas de crecimiento anual poblacional y de la demanda y horizonte de proyección según varios autores.

AUTOR	TASA DE CRECIMIENTO POBLACIONAL ANUAL	TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DE LA DEMANDA	HORIZONTE DE LA PROYECCION
Nozaki	-	4% - 10%	5 - 10 Años
Chaquea	1,5% - 3,0%	-	-
ICEL	2%	3%	15 Años

Fuente: Propia.

La estimación de la demanda futura deberá considerar todos los sectores del consumo, como son: alumbrado público, consumo residencial y demanda comercial e industrial (pequeñas industrias agropecuarias).

En cuanto al alumbrado público, CADAFE de Venezuela, estima un bombillo de 150 Vatios por cada dos casas. OLADE (1985) indica que en forma aproximada se podría estimar entre 5 y 15 Vatios por habitante con un crecimiento del 1% anual.

En lo referente a la demanda comercial e industrial, es necesario estimar cuál será la tendencia de este importante sector una vez instalado el servicio eléctrico. Es lógico pensar que la electricidad incentivará favorablemente el desarrollo agropecuario y comercial de la población.

CIDIAT (1988), presenta la siguiente metodología, que representa las acciones más importantes para estimar la demanda de energía.

1. Definir el período de tiempo en que se va a evaluar la demanda y que será el que servirá para dimensionar la pequeña central.

2. Estimar el número de habitantes que se beneficiarán con el servicio en el futuro.

La población futura se podrá estimar por el método de la tasa de crecimiento medio anual, con la fórmula de proyección lineal:

$$P_f = P_a (1 + r)^n \quad (5.1)$$

Dónde:

- P_f = es la población futura.
- P_a = es la población al momento del estudio.
- r = es la tasa de crecimiento poblacional media anual.
- n = es el número de años a proyectarse.

La tasa de crecimiento poblacional medio anual r se podrá obtener como la media aritmética de los valores r_i , que representan la variación porcentual de la población de un año i con respecto al anterior $i-1$.

$$r_i = \left[\frac{\text{Población año } i}{\text{Población año } (i-1)} - 1 \right] \times 100 \quad (5.2)$$

3. En base a la información socio-económica y a las características de la zona en estudio, estimar la magnitud de cada uno de los sectores de demanda, es decir considerar principalmente el tipo y número de artefactos y equipos eléctricos que podrán ser conectados al sistema.
4. Asignar la potencia requerida por los artefactos y equipos eléctricos y el número de horas de uso para un día típico del año.
5. Determinar la potencia total que requieren los diferentes aparatos de acuerdo al número necesario de cada uno de ellos.

6. Especificar las horas en que serán conectados al sistema.
7. Hacer un gráfico donde, en la abscisa se represente las horas del día y en la ordenada la potencia en vatios o kilovatios.
8. De acuerdo a las horas establecidas en el literal 6, graficar la potencia requerida por los diferentes artefactos y equipos eléctricos, considerando la simultaneidad de conexión de estos al sistema.
9. Para cada hora se suman las cargas coincidentes y de esta manera se obtiene la curva de demanda de un día representativo del año.
10. La mayor carga pico P_p , servirá de referencia para determinar los requerimientos de capacidad instalada de la pequeña central hidroeléctrica. El área bajo la curva representa la demanda de energía de ese día.
11. Calcular la potencia media, para lo cual se determina la energía o área bajo la curva y se divide por las 24 horas del día.

$$P = \frac{E}{24 \text{ horas}} \quad (5.3)$$

Dónde:

P = es la potencia media en vatios o kilovatios.

E = es la energía en vatios-hora o kilovatios-hora.

12. Determinar el factor de carga como:

$$F_c = \frac{P}{P_p} \quad (5.4)$$

Dónde:

F_c = es el factor de carga.

P_p = es la potencia pico en vatios o kilovatios.

Cuanto mayor es el factor de carga, mejor es la distribución del consumo de energía del sistema, dentro del período considerado.

Según lo que se ha apreciado en la literatura y en algunos estudios de proyectos de pequeñas centrales, los factores de carga en zonas rurales varían comúnmente entre 0,3 y 0,4.

5.4. POTENCIA A INSTALAR

Según Smith y Amisial (1986), la potencia firme llamada también potencia continua, es la máxima potencia que se puede producir en el sitio de interés de manera ininterrumpida. Esta potencia también puede definirse como la potencia que la planta puede garantizar con una cierta seguridad durante un período hidrológico considerado. En general esta potencia deberá garantizarse el 100% del período en estudio, sin embargo, en la literatura se han podido apreciar criterios liberales que permiten aceptar una seguridad del 95%.

La potencia firme P_F se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$P_F = 9,81 Q H_n n_c \quad (5.5)$$

Dónde:

Q = es el caudal firme, en m^3/s .

H_n = es la carga neta, en m.

n_c = es la eficiencia total de la central (para MCH varía de un 70% a un 85%)

En el caso de que no se considere variación de la carga bruta, de acuerdo a lo anteriormente dicho,

el caudal firme correspondería al 95% de disponibilidad en la curva de duración de caudales

Al comparar los requerimientos de potencia necesaria del sistema con la potencia firme calculada se pueden presentar tres situaciones:

- a. Que la potencia firme sea mayor que la potencia necesaria.

En este caso, si se aprovechara al máximo la potencia firme se producirá un sobrante de potencia. Por razones de economía se recomienda reducir la potencia firme, disminuyendo el caudal o la caída, ajustándolos a los valores de la potencia necesaria.

La disminución del caudal, permitirá reducir el tamaño de las obras de captación, conducción, desarenadores, tanque de presión, y diámetro de la tubería de presión. Al reducir la caída se podrá disminuir la longitud de la tubería de presión. La potencia a instalar en la central estará totalmente definida por la potencia necesaria.

- b. Que la potencia firme sea igual a la potencia necesaria.

Este caso es poco frecuente y desde luego toda la potencia firme deberá ser aprovechada.

- c. Que la potencia firme sea menor que la potencia necesaria.

Este último caso requiere de un análisis un poco más profundo para definir la potencia a instalar. En el caso de un proyecto sin regulación, como lo son generalmente los de pequeñas centrales hidroeléctricas, donde la caída neta se considera fija, se puede calcular la curva de duración de potencia en base a la curva de duración de caudales y a la ecuación 5.5. En esta curva se debe diferenciar la potencia firme y la potencia secundaria como se indica en la Figura 5.1.

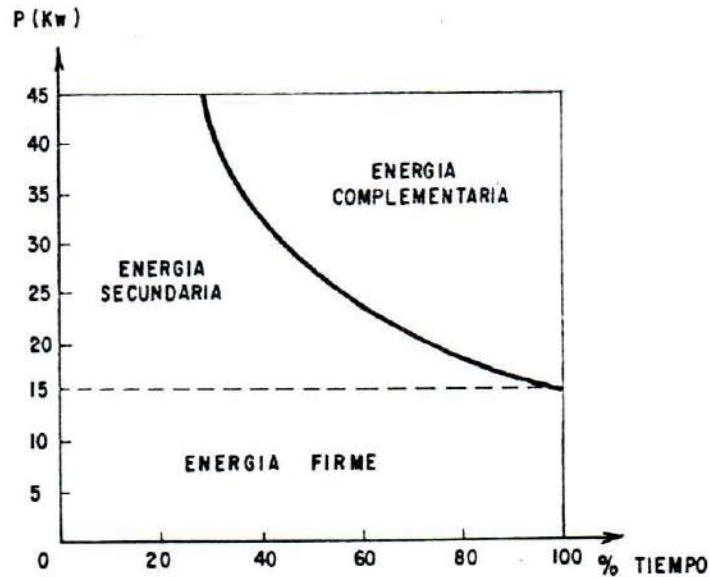


Figura 5. 1 Curva de duración de potencia.

Se puede observar que existe un amplio rango de posibilidades de potencia a instalar en la central a partir de la potencia firme, pero será necesario cubrir el faltante de la potencia necesaria, con otras fuentes complementarias de energía.

Para poder decidir sobre qué potencia se debe instalar en la central, se deberá realizar una evaluación técnico-económica que contemple tanto el proyecto hidroeléctrico así como la otra fuente complementaria de energía, que podría ser una planta térmica o el aprovechamiento de otra fuente alterna de energía.

5.5. ILUSTRACION DE LA METODOLOGIA PROPUESTA POR CIDIAT (1988) PARA EVALUAR LA DEMANDA

Para ilustrar la metodología se aplicará ésta para evaluar la demanda en la aldea de Los Nevados, Municipio Arias, Distrito Libertador del Estado Mérida, Venezuela.

5.5.1. Población

La OFICINA CENTRAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA (OCEI) de la Presidencia de la República, dió las cifras que aparecen en la Tabla 5.5., como resultado de los XI Censos Nacionales, efectuados en 1981, para los poblados de Los Nevados y Curazao.

Tabla 5. 5 Población de los Nevados y Curazao según los Censos Nacionales de 1981 (OCEI (1981)).

CENTRO POBLADO	POBLACION	VIVIENDAS
Los Nevados	412	93
Curazao	72	14

Fuente: Propia.

La población total para 1981 era 484 habitantes y la relación habitantes por vivienda de 5.

5.5.1.1. Población actual (evaluada para el año 1986)

La Tabla 5.6 presenta la proyección de la población del Municipio Arias, desde el año 1980 hasta el año 2000, conforme a OCEI (1986). Adicionalmente presenta la tasa de crecimiento, calculada por el método de la tasa de crecimiento medio anual, entre dos valores sucesivos de la proyección realizada por la OCEI (1986).

Suponiendo que Los Nevados y Curazao incrementen su población de acuerdo a las proyecciones hechas para el municipio al cual pertenecen, entonces su población para 1988 se puede estimar en 536 habitantes. Si se conserva la relación habitantes por vivienda en cinco (5), según el Censo de 1981, el número de viviendas se calcula en 107, lo cual concuerda con observaciones realizadas durante visitas de campo e inspección.

Tabla 5. 6 Proyección de la población para el Municipio Arias, del Distrito Libertador, del Estado Mérida, según OCEI (1986).

AÑO	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	95	2000
Población	9208	9397	9571	9730	9879	10024	10163	10294	10415	10527	10628	10977	11105
Tasa de crecimiento (%)		2,05	1,85	1,66	1,53	1,47	1,39	1,29	1,18	1,08	0,96	0,65	0,23

Fuente: Propia.

5.5.1.2. Proyección de la población para el año 2013

Respetando la proyección presentada en la Tabla 5.6 y conforme a lo dicho anteriormente, la población al final del período de planificación, en este caso 25 años, se calcula en 589 habitantes, los cuales habitarán unas 118 viviendas.

5.5.2. Estimación de la capacidad instalada necesaria

5.5.2.1. Consumo

a) Uso doméstico

Se considera que cada grupo familiar demanda la potencia dada por la Tabla 5.7. en función de los aparatos eléctricos y electrodomésticos que se consideran indispensables y sujeta a las siguientes restricciones:

- 50% de las familias poseen TV.
- 100% de las familias poseen tocadiscos y radios.
- 50% de las familias poseen planchas.
- 40% de las familias poseen neveras.

De esta forma el consumo doméstico se puede estimar en 87,30 kw-h mensuales por familia en promedio, lo que da un total de 10.301,40 kw-h por mes.

Tabla 5. 7 Artefactos eléctricos por grupo familiar.

ARTEFACTO	CARGA (VATIOS)	HORAS DE TRABAJO	HORAS MENSUALES	kw-h MENSUAL
TV	300	5	150	45
Tocadiscos	100	3	90	9
Radio	100	3	90	9
Plancha	1200	1	30	36
Bombilla(3 unidades)	60	4	120	7
Nevera 12"	300	6	180	54

Fuente: Propia.

b) Alumbrado público

Se colocará un poste de alumbrado por cada dos viviendas. Esto da como resultado 59 postes, cada uno con una bombilla de 150 VATIOS, trabajando 12 horas diarias, a saber de 6:00 p.m a 6:00 a.m. De esta manera el consumo por alumbrado público se estima en 3.186,00 kw-h mensuales.

c) Consumo agroindustrial

Se estima que existirán 10 motores de 1 HP c/u, utilizados para las diferentes actividades agroindustriales. Cada motor demanda 746 VATIOS y trabajará 4 horas por día. Así el consumo agroindustrial se calcula en 895 kw-h por mes.

5.5.2.2. Consumo total mensual

Uso doméstico (118 viviendas) 10.301,40 kw-h por mes

Alumbrado público	3.186,00 kw-h por mes
Consumo agroindustrial	895,00 kw-h por mes

CONSUMO TOTAL	14.382,40 kw-h por mes

5.5.2.3. *Curva de demanda*

Con la finalidad de predecir las fluctuaciones de la carga requerida durante el día, se estimó una curva de demanda la cual se muestra en las Figuras 5.2 y 5.3. El pico de la demanda es de 51,33 Kw, la potencia media 22,336 Kw y el factor de planta 0,435.

5.5.2.4. *Capacidad a instalar*

De la curva de demanda se deduce que es necesario instalar 51,33 Kw de potencia para suplir la demanda al final del horizonte de planificación en el año 2013.

5.6. CALCULO DE LA DEMANDA ELECTRICA DE LOS NEVADOS, UTILIZANDO MODULOS DE DEMANDA PICO POR VIVIENDA.

Considerando la proyección poblacional realizada en el punto anterior para Los Nevados al año 2013 (118 viviendas), se ha elaborado la Tabla 5.8

Tabla 5. 8 Cálculo de la demanda de potencia al pico para Los Nevados (año 2013), según los criterios de los diferentes autores citados.

AUTOR	MODULO DE DEMANDA POTENCIA AL PICO	DEMANDA DE POTENCIA AL PICO
ONU (medio rural)	0,5 Kw/vivienda	59,00 Kw
CADAFE (Venezuela)	1,0 Kw/vivienda	118,00 Kw
CHAQUEA (Colombia)	1,0 Kw/vivienda	118,00 Kw
NOZAKI (JICA-Perú)	0,15 ~ 0,30 Kw/vivienda	18 Kw ~ 35 Kw
ONU (China)	0,15 ~ 0,25 Kw/vivienda	18 Kw ~ 30 Kw
CIDIAT (Venezuela)	-	51,00 Kw

Fuente: Propia.

Ante la variación observada en la Tabla 5.8, se recomienda utilizar el criterio de CADAFE (1 Kw/vivienda) e instalar 118 kw de potencia, principalmente en aquellos casos donde exista incertidumbre en cuanto a los patrones del consumo eléctrico.

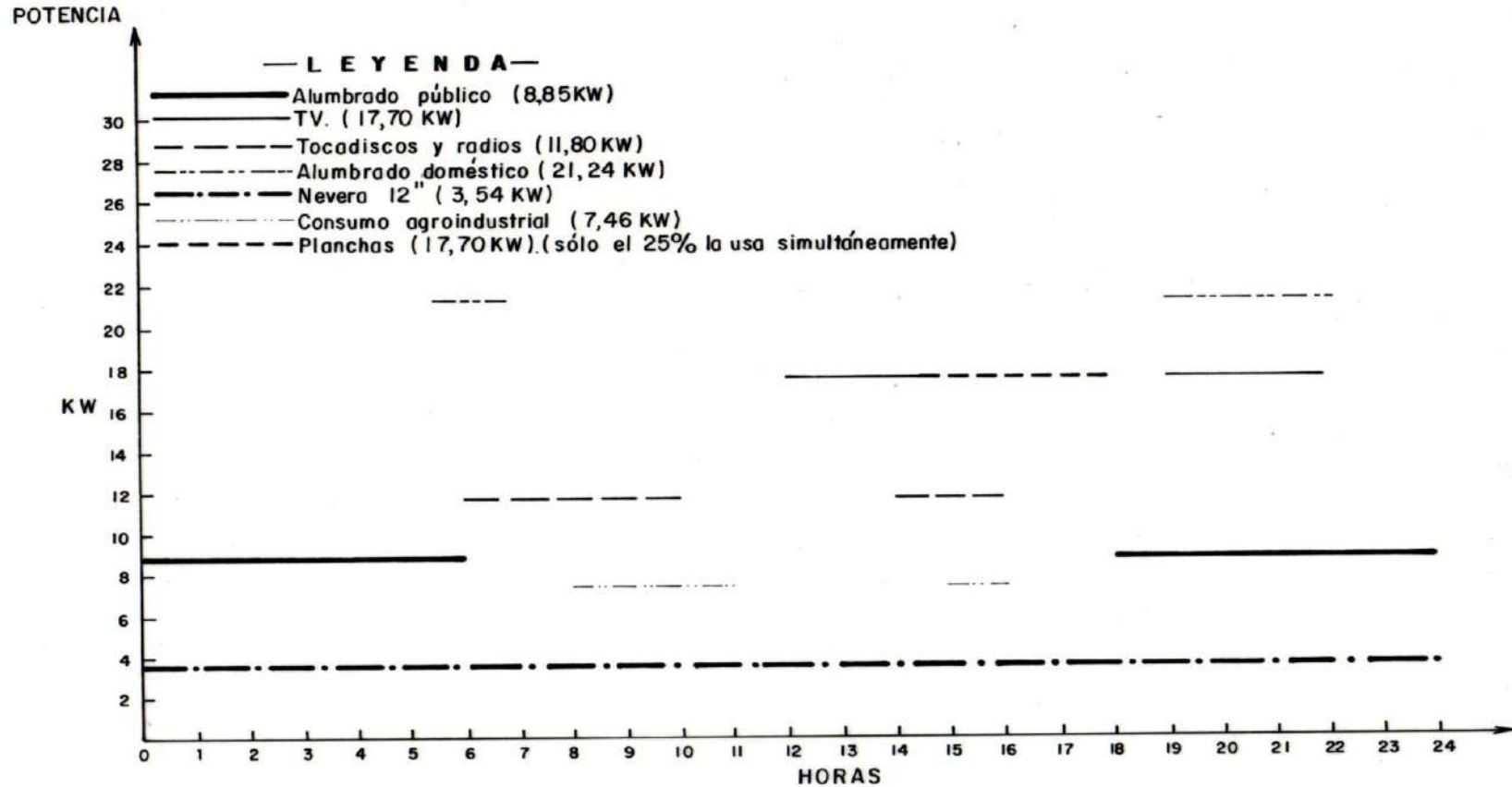


Figura 5. 2 Estimación de la distribución de la carga durante el día en los poblados de Los Nevados y Curazao.

Fuente: Propia.

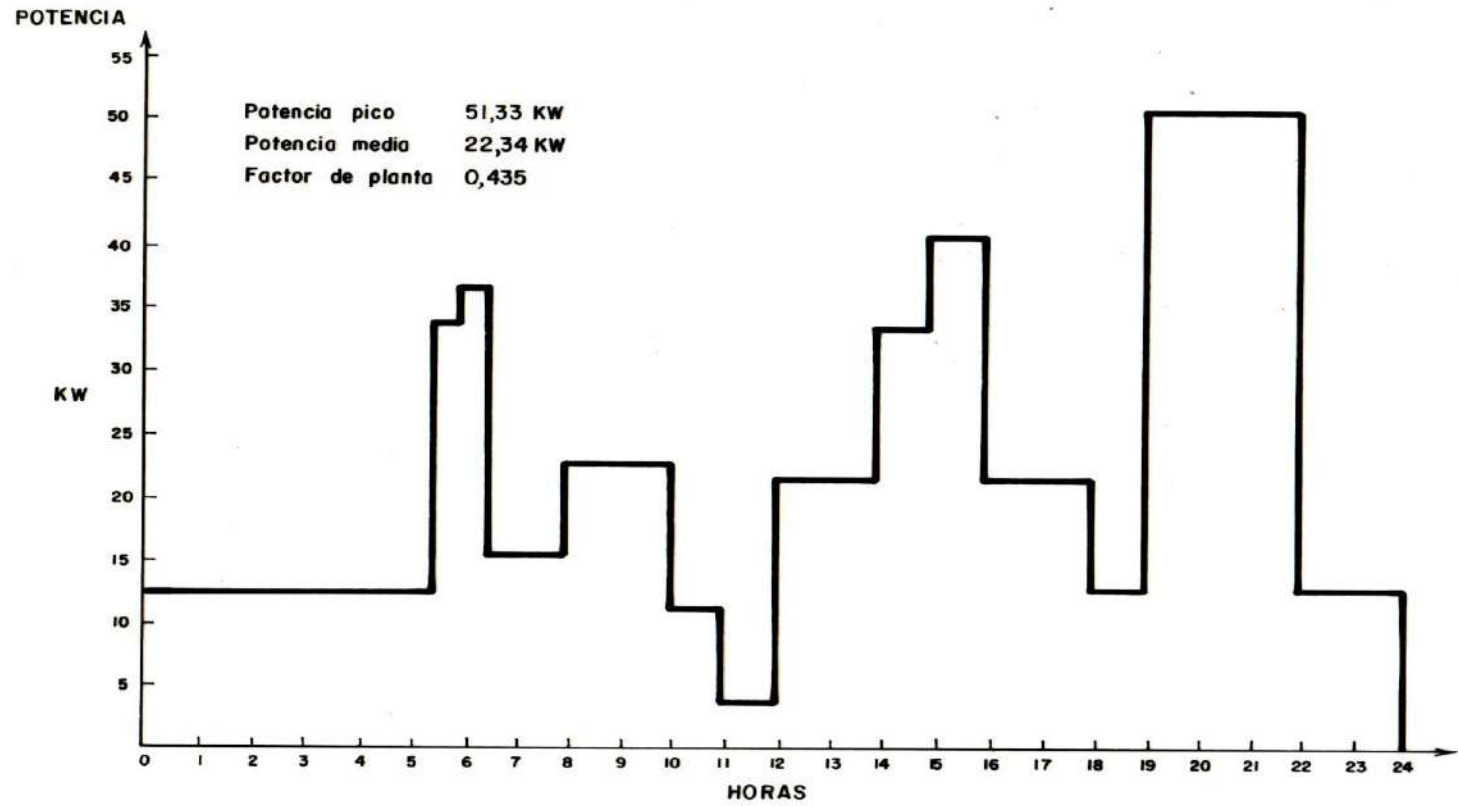


Figura 5. 3 Curva de demanda estimada para los poblados de Los Nevados y Curazao.

Fuente: Propia.

CAPITULO VI. ASPECTOS GEOLOGICOS Y CONSTRUCTIVOS

6.1. INVESTIGACION DE INTEGRIDAD

6.1.1. Introducción

La instalación de las obras de proyectos hidroeléctricos a pequeña escala requieren de la inversión inicial de capitales relativamente importantes. Por lo tanto hay riesgos que se deben considerar debido a la falla estructural de las obras, que podrían producir pérdidas y destrucción de bienes y propiedades aguas abajo.

6.1.2. Objetivos

Los objetivos de la investigación de integridad son:

1. Determinar si los sitios previstos para la ubicación de las obras permitirán el desarrollo del proyecto.
2. Determinar la integridad de los sitios de las obras para un adecuado desempeño estructural e hidráulico.
3. Evaluar los costos de las medidas adicionales necesarias para la implantación de las obras en los sitios escogidos.
4. Estimar la vida útil de las obras y las necesidades de mantenimientos futuros.

6.1.3. Etapas en el proceso de Investigación de Integridad

Los objetivos planteados pueden ser más rápidamente logrados si la investigación se realiza en tres etapas:

6.1.3.1. Etapa I

El propósito de la etapa I es hacer una evaluación de la integridad (Factibilidad de las obras y su acoplamiento para un desempeño estructural e hidráulico adecuados) de los sitios de las obras con la máxima utilización de la información disponible y con una inspección visual detallada.

Uno de los objetivos de esta etapa es determinar el tipo y alcance de la información adicional necesaria en lo que se refiere a trabajos de campo y análisis de laboratorio. Ocasionalmente lo

investigado en la etapa I dictaminará que se concluya con las otras etapas.

Revisión de datos existentes. La investigación lógicamente comienza con el ensamblaje, organización y revisión de la información que ha sido obtenida.

Mediante el uso de la información geológica recolectada y de la fotointerpretación geológica, se deberá realizar un primer diagnóstico sobre las condiciones geológicas de los sitios. Se procurará detectar aspectos que pudieran ser motivo para el descarte definitivo del sitio, tales como:

- Presencia de rocas muy meteorizadas e inestables en los estribos de presa o azud.
- Presencia de rocas cavernosas, granulares sueltas o arcillosas mal compactadas en la zona de fundación de la presa.
- Evidencias de elevada producción de sedimentos, por ejemplo áreas desforestadas, derrumbes.
- Diferentes litologías interestratificadas de rocas blandas y duras en la posible zona de ubicación de túnel.

Se determinará la localización e influencia relativa de la actividad y potencialidad de fallas que podrían afectar el sitio del proyecto.

La evaluación de la información hidrológica, meteorológica, geológica y sísmica disponible permitirá formar un marco de referencia para la inspección detallada del sitio de las obras.

Inspección del sitio del proyecto. La inspección al sitio de las obras deberá realizarse a cargo de un ingeniero geólogo y un ingeniero civil hidráulico que tengan experiencia.

La inspección (estudio in situ) consiste básicamente en una observación significativa que permita apreciar las características de los sitios. Será importante poner atención sobre la estabilidad de taludes. Los afloramientos de roca deben ser examinados y se deberá determinar el rumbo y busamiento de las formaciones, así como también se deberá tomar en cuenta la presencia o falta de juntas.

Los lechos de ríos y quebradas deben ser cuidadosamente examinados, pues ellos tienden a exponer las características del subsuelo de la zona. Características tales como cavernas de roedores, pozos de minas o túneles que puedan contribuir a la filtración en el vaso, sitio de presa y ruta del canal de conducción deben ser notados y estudiados.

Los manantiales de agua en el área también proveen gran información del subsuelo con respecto a los niveles de agua y a la permeabilidad de la fundación. Tales datos serán de consideración particular y de mucho uso en la interpretación geológica y determinación del potencial de infiltración y problemas de drenaje.

Los tipos de vegetación en el área también deben ser cuidadosamente observados, ellos pueden proveer información sobre la profundidad del suelo ya que algunas especies tienen preferencia para determinados suelos en particular. La profundidad de los suelos y su tipo tendrá mucha importancia a lo largo de la ruta del canal.

La inspección geológica y de suelos también identificará las áreas potenciales para canteras de rocas a ser usadas para agregados de concreto o enrocado y áreas de suelo para su utilización en diques y terraplenes.

Se deberá hacer estimados de la pendiente máxima de corte tanto para excavaciones temporales o permanentes ya que la mayoría de los deslizamientos ocurren cuando la camada es sobre cortada o cuando se oponen las características geológicas tales como fallas o juntas.

Los sitios de presa, reservorio, túneles, tubería de presión y casa de máquinas deben ser especialmente estudiados.

Reservorio. Se debe determinar la posibilidad de existencia de situaciones geológicas que enlacen el vaso de almacenamiento con el tramo del río aguas abajo del sitio de presa y que estén conformados por rocas fisuradas o calizas solubles, dolomitas, que hagan previsibles filtraciones importantes o sean agresivas para el concreto, el yeso. También se deberá observar la posibilidad de derrumbes o áreas en proceso de erosión en el vaso.

Sitio de presa. Se deberá observar el estado físico de la roca, su consistencia, la permeabilidad de los estribos, los aluviones presentes para tener una idea preliminar de posibles problemas de excavación, subpresión, tubificación. Se deberán hacer consideraciones sobre el tipo de presa o azud a adoptar.

Las rocas sanas, cuarcita, basaltos, suelen tolerar presas de cualquier tipo. Los granitos, gneis y areniscas permiten presas de concreto o exigen del tipo de escollera o tierra, según el grado de meteorización y su espesor.

Túnel. En el caso de que la conducción se piense realizar por medio de un túnel, será importante elegir trazas que atraviesen rocas sanas. Se deberá apreciar la litología y estabilidad en los portales de entrada y salida. Hay que tomar en cuenta que el trazo más corto de un túnel no siempre es el más económico.

Tubería de presión. Se deberá apreciar la estabilidad a la erosión y al deslizamiento o movimiento de cualquier tipo a lo largo del alineamiento de la tubería de presión.

Casa de máquinas. Se deberán apreciar las condiciones de la fundación y también posibles problemas de inundación del área donde esté prevista la ubicación de la casa de máquinas.

6.1.3.2. Etapa II

El desarrollo de pequeños proyectos hidroeléctricos generalmente debe tener las mismas consideraciones de diseño que un proyecto grande, sin embargo, rara vez se podrá disponer de un partida suficiente para exploraciones geológicas y de mapeo.

Las cargas estructurales para pequeños proyectos serán pequeñas y requerirán de una resistencia estructural y formaciones geológicas y de suelo también relativamente pequeñas. Sin embargo, la estabilidad y las características geológicas no pueden ser comprometidas. Igualmente para el caso de pequeños reservorios será necesario ser más estricto en cuanto a la permeabilidad del sustrato.

Aunque se haga el máximo aprovechamiento de la información y registros disponibles y de la inspección visual al sitio de las obras del proyecto, correspondientes a la etapa I, a menudo será necesario realizar investigaciones de campo y laboratorio adicionales que permitan efectuar una evaluación confiable de las características e integridad de los sitios de las obras para desarrollar el

proyecto.

Ensayos de campo. En general no será preciso realizar ensayos de resistencia "in situ" pero si de permeabilidad. A fin de conocer en profundidad las características de los suelos, se deberá hacer prospecciones por medio de perforaciones, ejecución de zanjas o calicatas, de ser posible con retroexcavadora que permita observar el terreno a una profundidad próxima a 3 metros y permita tomar muestras para realizar ensayos en laboratorio.

Estudios geotécnicos. Tienen por objeto conocer las características físicas y mecánicas de los suelos de los sitios de las obras del proyecto y de los materiales que podrían ser utilizados en la construcción.

Ensayos de laboratorio. Será necesario conocer si las tierras del embalse o reservorio y del canal son aptas para embalsar y para conducir el agua, o si es necesario tomar alguna medida que garantice su impermeabilidad. en los sitios de ubicación de las obras, principalmente de la presa o azud, tubería de presión y casa de máquinas, será importante conocer la capacidad portante de los suelos.

En general se va a requerir de análisis granulométricos, clasificación de los suelos, ensayos de compactación, densidades, ensayos de permeabilidad, pesos específicos, etc.

6.1.3.3. Etapa III

Difícilmente se identificarán sitios para el aprovechamiento de pequeños proyectos hidroeléctricos que presenten características ideales para la buena ubicación de las obras y para que éstas operen en excelentes condiciones estructurales e hidráulicas y sin riesgo alguno.

A medida que la infraestructura y la capacidad del proyecto es mayor, serán menores las posibilidades de encontrar sitios que no presenten la necesidad de realizar cierto tipo de obras o trabajos para su aprovechamiento.

Luego que se ha hecho la evaluación de los sitios del proyecto en base a la información de las etapas I

y II, será necesario analizar y hacer las consideraciones sobre que medidas se implementarán dependiendo de las deficiencias que presente cada sitio en particular. Estas medidas pueden ser: estabilización de taludes, impermeabilización de fundaciones y estribos, ejecución de muros de contención, desbanque de tierras que se encuentren en estado potencial de deslizamiento, protecciones por problemas de erosión, etc.

Así mismo en esta etapa se deberán evaluar los costos correspondientes, puesto que incidirán en la factibilidad económica del proyecto.

6.2. CONFIGURACION DE LOS PROYECTOS

Los proyectos hidroeléctricos pequeños pueden ser de alta o baja caída. Los proyectos de minicentrales hidroeléctricas siempre utilizan tubería de presión para desarrollar la caída. Generalmente se requerirá de una presa o azud para derivar el agua necesaria para la operación de la central.

La presa puede ser de concreto, mampostería, enrocado, tierra, gaviones. En todo caso deberá ser diseñada para descargar los excedentes y las crecidas que traigan el río.

Con el fin de minimizar los problemas por causa de sedimentos, la presa o azud deben ser localizados en tramos rectos del río. Las corrientes secundarias de los ríos en las curvas tienden a depositar los sedimentos en la parte interior de la curva, por lo tanto la toma deberá ser localizada en la margen exterior para que no sufra bloqueo ni problemas de operación.

Un sitio ideal para la ubicación de la presa es donde el río esté estabilizado por rocas. Una fundación en roca es altamente deseable para la cimentación de la presa.

El canal de conducción del agua desde la toma a la tubería de presión deberá ser construido en sitios que tengan una buena berma natural. En taludes de fuerte pendiente y con material rocoso será muy costoso y difícil construir y dar mantenimiento a canales abiertos, a menos que el sitio tenga otras

características que provean una economía extraordinaria.

La ubicación de los desarenadores dependerá de la configuración del proyecto la cual a su vez está dictaminada por la topografía y la geología.

Con el fin de que haya mayor seguridad de que el agua que va a las turbinas sea lo suficientemente limpia, se acostumbra ubicar los desarenadores al final del canal de conducción, empalmados con el tanque de presión.

El tanque de presión es una pequeña estructura que permite mantener un nivel de agua constante sobre la clave de la tubería de presión y deberá tener una capacidad tal que permita efectuar el arranque de las turbinas hasta que se produzca equilibrio en el flujo.

Para la instalación de la tubería de presión se deberá ubicar en sitios estables que no presenten peligro de posibles deslizamientos. Además se deberá procurar que el desarrollo de la tubería hasta la casa de máquinas tenga la menor longitud posible.

La casa de máquinas se deberá ubicar en sitios que presenten seguridad para las fundaciones y que no estén expuestos a inundaciones por desbordamiento del río durante las crecidas.

6.3. ESTUDIOS GEOLOGICOS

En las obras de captación un estudio geológico es siempre necesario, pero su precisión y detalle va a depender de la importancia y magnitud de la obra que se estudia.

Por razones económicas es siempre recomendable tratar de localizar el sitio para la obra de captación, donde se tenga un lecho de material firme y resistente y de igual manera de laderas estables, sin peligro de erosión o derrumbamiento.

Los estudios geológicos necesarios en los sitios de derivación son principalmente: a) Perforaciones

practicadas en el eje longitudinal del vertedero a profundidades entre 5 y 10 metros, para tener un perfil de la formación del material del subsuelo. Si estas formaciones resultan ser uniformes, con tres o cuatro perforaciones, una en cada orilla y dos en el centro del lecho del río, sería suficiente. Aguas arriba y aguas abajo es conveniente hacer dos o tres perforaciones a una distancia entre 30 y 50 metros del eje del vertedero.

Como alternativa más económica a las perforaciones pueden efectuarse pozos de prueba a cielo abierto de 2 a 3 metros de lado y con profundidades lo que más se pueda, 4 a 5 metros, obteniéndose de esta manera un conocimiento detallado del subsuelo (Kwiers, 1966).

Con la anterior información, se elaboran perfiles geológicos de los ejes obtenidos, uno por el eje del vertedero y dos paralelos a él aguas abajo y aguas arriba.

En la Figura 6.1 se presenta como ilustración un perfil geológico de un sitio de toma.

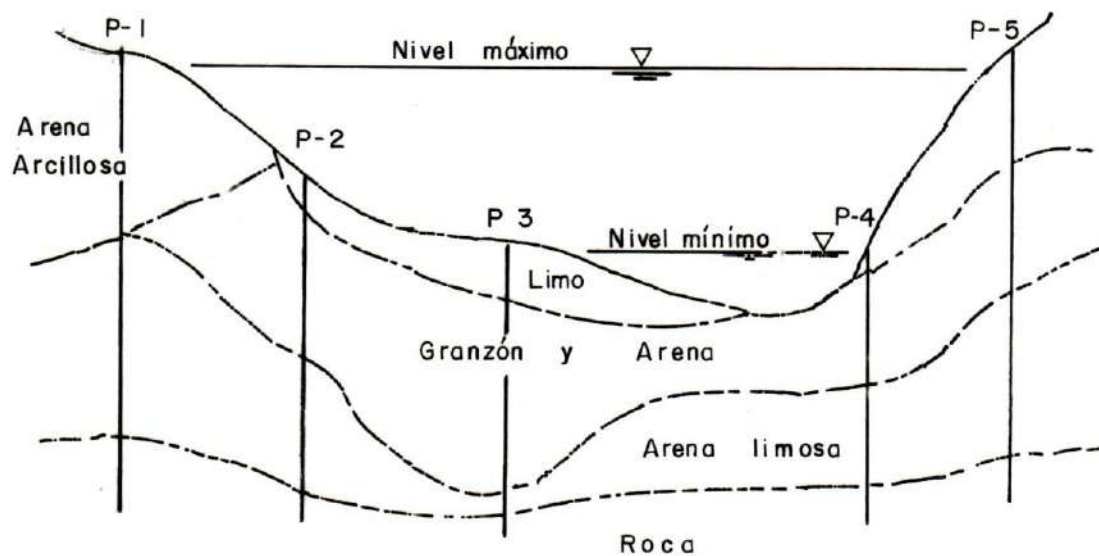


Figura 6. 1 Perfil geológico en un sitio de toma.

Fuente: Propia.

Se requiere conocer además, la descripción de los materiales en los sitios seleccionados para el

emplazamiento del dique, predominante-mente los del cauce y las laderas.

La información geológica tanto de superficie como de subsuelo permite entonces predecir:

- 1) La capacidad de soporte de la fundación.
- 2) Los efectos que las cargas hidrostáticas puedan ocasionar en los sitios de ubicación de las estructuras.
- 3) Los efectos de infiltración sobre la estabilidad de los materiales de fundación y las pérdidas de agua.
- 4) El tipo de tratamiento que deba dársele a la fundación para prevenir los fenómenos mencionados.
- 5) Los eventuales problemas que pueden presentarse durante la construcción de las fundaciones y posteriormente en la operación y mantenimiento de las obras.
- 6) El volumen y tipo de excavaciones para el apoyo de las estructuras.
- 7) Los tipos y volúmenes de materiales de construcción disponibles en la zona.

6.4. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

Por medio de procedimientos que ha establecido la mecánica de suelos, se determinan las características físicas y mecánicas de los materiales del sitio donde se fundarán las estructuras, así como los que se emplearán en la construcción de la obra.

El estudio de mecánica de suelos será más amplio y más estricto, dependiendo de la importancia y magnitud de la obra, pero en general será necesario conocer siempre:

- a) Descripción y clasificación desde el punto de vista de la mecánica de suelos de los materiales existentes en el cauce y laderas de la corriente.
- b) Granulometría de los materiales.
- c) Permeabilidad de la cimentación.
- d) Angulo de fricción interna y cohesión de los materiales de excavación.
- e) Taludes de corte recomendados.
- f) Capacidad de carga de los materiales de fundación de las estructuras.

6.4.1. Descripción y clasificación de los materiales

En la Tabla 6.1 se presenta la denominada clasificación unificada de suelos, la cual puede servir como una base para identificar y describir los tipos de materiales existentes en el campo.

Tabla 6. 1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Incluyendo identificación descripción.

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACIÓN EN EL CAMPO (Excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)				SÍMBOLOS DEL GRUPO (a)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACIÓN NECESARIA PARA LA DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO		
SUELOS DE PARTICULAS GROSAS Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200 (½") (Excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4 (Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	GRAVAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios		GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	Determine los porcentajes de grava y arena de la curva granulométrica. Dependiendo del porcentaje de finos (fracción que pasa la malla N° 200) los suelos se clasifican como sigue: Menos de 5% GW, GP, SW, SP Menos de 12% GM, GC, SM, SC 5% a 12% Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles	Coeficiente de uniformidad (C_u), Coeficiente de curvatura (C_c) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 4; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$, entre 1 y 3	
			Predomina de un tamaño a un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos		No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW	
		GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación véase grupo ML abajo)		GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo		Límites de plasticidad abajo de la "línea A" a I_p menor que 4	
			Fracción fina plástica (Para identificación véase grupo CL abajo)		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla		Arriba de la "línea A" y con I_p entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles	
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4 (Para clasificación visual puede usarse 1/2 cm como equivalente a la abertura de la malla N° 4)	ARENAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios		SW	Areñas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos		Límites de plasticidad arriba de la "línea A" con I_p mayor que 7	
			Predomina de un tamaño a un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios		SP	Areñas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos		$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, mayor de 6; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$, entre 1 y 3	
		ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación véase grupo ML abajo)		SM	Areñas limosas, mezclas de arena y limo		No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW	
			Fracción fina plástica (Para identificación véase grupo CL abajo)		SC	Areñas arcillosas, mezclas de arena y arcilla		Límites de plasticidad abajo de la "línea A" a I_p menor que 4	
								Arriba de la "línea A" y con I_p entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles	
								Límites de plasticidad arriba de la "línea A" con I_p mayor que 7	
PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACIÓN EN LA FRACCIÓN QUE PASA LA MALLA N° 40							EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS G-Grava M-Limo O-Suelos orgánicos W-Bien graduado L-Baja compresibilidad S-Arena C-Arcilla q-Turba P-Mal graduada H-Alta compresibilidad		
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la malla N° 200 (Las partículas de 0.075 mm de diámetro finalla N° 200)	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Características al rompimiento)	DILATANCIA (Reacción al agitado)	TENACIDAD (Consistencia cerca del límite plástico)			COMPARANDO SUELOS A IGUAL LÍMITE LÍQUIDO LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN CON EL ÍNDICE PLÁSTICO CARTA DE PLASTICIDAD PARA CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS EN EL LABORATORIO		
		Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos			
		Medio a alta	Nula a muy lenta	Medio	CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres			
		Ligero a medio	Lento	Ligero	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad			
		Ligero a medio	Lento a nula	Ligero a medio	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diafaneos, limos elásticos			
		Alto a muy alto	Nula	Alto	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas			
	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50	Medio a alta	Nula a muy lenta	Ligero a medio	OH	Arcillas orgánicas de medio a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad			
		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa			P _t	Turba y otros suelos altamente orgánicos			

PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACIÓN PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO

Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa la malla No. 40 (aproximadamente 0.5 mm).

Para fines de clasificación en el campo si no se usa la malla simplemente se quitan a mano las partículas gruesas que interfieren con las pruebas.

DILATANCIA
(Reacción al agitado)

Después de quitar las partículas mayores que la malla No. 40, prepárese una pastilla de suelo húmedo aproximadamente igual a 10 cm³; si es necesario añádase suficiente agua para dejar el suelo suave pero no pegajoso.

Colóquese la pastilla en la palma de la mano y agítela horizontalmente, golpeando vigorosamente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia adquiriendo una consistencia de hígado y se vuelve lustrosa. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos al agua y el lustre desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve riesa y finalmente se agrieta o se desmorona. La rapidez de la aparición del agua durante el agitado y de su desaparición durante el apretado sirve para identificar el carácter de las finas en un suelo.

Las arenas limpias muy finas dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Las limas inorgánicas, tales como el típico polvo de roca, dan una reacción rápida moderada.

RESISTENCIA EN ESTADO SECO
(Características al rompimiento)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 40, móldese una pastilla de suelo hasta alcanzar una consistencia de masilla añadiendo agua si es necesario. Déjese secar la pastilla completamente en un horno, al sol o al aire y pruébese su resistencia rompiéndola y desmenuándola entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad.

Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico típico posee solamente muy ligera resistencia. Las arenas finas limosas y los limos tienen aproximadamente la misma ligera resistencia, pero pueden distinguirse por el tacto al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de la harina.

TENACIDAD
(Consistencia cerca del límite plástico)

Después de eliminar las partículas mayores que la malla No. 40, móldese un espécimen de aproximadamente 10 cm³ hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si el suelo está muy seco debe agregarse agua, pero si está pegajoso debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita algo de pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente el espécimen se rala a mano sobre una superficie lisa a entre las palmas hasta hacer un rollo de 3 mm. de diámetro aproximadamente, se amasa y se vuelve a ralar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse riesa, pierde finalmente su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de que el rollo se ha desmenuado, los pedazos deben juntarse continuando el amasado ligeramente entre los dedos hasta que la masa se desmorona nuevamente.

La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor a menor tenacidad del rollo al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollo en el límite plástico y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín y arcillas orgánicas que están abajo de la "línea A". Las arcillas altamente orgánicas se sienten muy débiles y esponjosas a raras en el límite plástico.

(a) Clasificaciones de frontera - Los suelos que posean las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo GW-GC, mezcla de grava y arena bien graduada con cemento arcillosa.
(b) Todos los tamaños de las mallas en esta carta son los U.S. Standard

6.4.2. Granulometría

Uno de los factores de los cuales depende hasta cierto punto, el comportamiento de los suelos es el tamaño de sus partículas individuales. Su determinación mediante el ensayo granulométrico constituye el método más antiguo para valorar el suelo como material de construcción. Este ensayo tiende a determinar el tamaño de los granos y los porcentajes con que cada tamaño en particular entra como componentes del suelo.

Los ensayos granulométricos son de dos tipos: a) ensayos por tamizado para partículas más gruesas, mayores de 0.074 mm y b) ensayo hidrométrico para las partículas más finas.

La curva granulométrica es la representación gráfica, en porcentaje acumulado, del peso total de las muestras que son retenidas en cada tamiz o que se sedimentan en el hidrómetro en un tiempo dado.

De acuerdo al tamaño de sus granos los suelos se pueden clasificar según se presenta en la Tabla 6.2.

Para expresar las características granulométricas de los suelos gruesos se deben determinar el coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10}$ y el coeficiente de curvatura o forma de la curva granulométrica.

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (6.1)$$

Dónde:

D_{60} =diámetro de la partícula correspondiente al 60% pasante en la curva granulométrica.

D_{30} =diámetro de la partícula correspondiente al 30% pasante en la curva granulométrica.

D_{10} =diámetro de la partícula correspondiente al 10% pasante en la curva granulométrica.

Tabla 6. 2 Clasificación de suelos por tamaño de partículas, según La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

Tipos de Suelos	Rango de tamaños			Denominación del tamiz (Apertura por pulg.)	
	Milímetros	Micras	Pulgadas	Tyler	United States Standard
Peñones muy grandes		4096-2048		160-80	
Peñones grandes		2048-1024		80-40	
Peñones medios		1024-512		40-20	
Peñones pequeños		512-256		20-10	
Cantos rodados gran		256-128		10-5	
Cantos rodados peq.		128-64		5-2,5	
Grava muy gruesa		64-32		2,5-1,3	
Grava gruesa		32-16		1,3-0,6	
Grava media		16-8		0,6-0,3	2-1/2
Grava fina		8-4		0,3-0,16	5
Grava muy fina		4-2		0,16-0,08	9
Arena muy gruesa	2-1	2.000-1.000	2.000-1.000	16	18
Arena gruesa	1-1/2	1.000-0.500	1000-500	32	35
Arena media	1/2-1/4	0.500-0.250	500-250	60	60
Arena fina	1/4-1/8	0.250-0.125	250-125	115	120
Arena muy fina	1/8-1/16	0.125-0.062	125-62	250	230
Limo grueso	1/16-1/32	0.062-0.031	62-31		
Limo medio	1/32-1/64	0.031-0.016	31-16		
Limo fino	1/64-1/128	0.016-0.008	16-8		
Limo muy fino	1/128-1/256	0.008-0.004	8-4		
Arcilla gruesa	1/256-1/512	0.004-0.0020	4-2		
Arcilla media	1/512-1/1024	0.002-0.0010	2-1		
Arcilla fina	1/1024-1/2048	0.0010-0.0005	2-1		
Arcilla muy fina	1/2048-1/4096	0.0005-0.00024	0,5-0,24		

Fuente: Aguirre, 1986.

6.4.3. Permeabilidad de la cimentación

La permeabilidad de los suelos tiene un efecto decisivo sobre el costo y las dificultades a encontrar en el diseño y construcción de muchos tipos de obras. Para las obras de captación es necesario conocer la permeabilidad de la cimentación, con el fin de determinar la cantidad de flujo de infiltración que pasa a través de ella, las subpresiones y los posibles problemas por tubificación que puedan presentarse.

Para determinar la permeabilidad de un suelo existen diferentes métodos de laboratorio y de campo. En el laboratorio los aparatos utilizados para tal efecto son el permeámetro de carga hidráulica constante, el cual es indicado para suelos muy permeables y el permeámetro de carga hidráulica de creciente el cual se utiliza en los suelos menos permeables. Para determinar la permeabilidad en el campo generalmente se hace a través de ensayos de bombeo. En la Tabla 6.3 se presentan diferentes casos para realizar el ensayo de permeabilidad por bombeo, la aplicabilidad de cada caso y la fórmula respectiva para obtener el coeficiente de permeabilidad, (Cedergren, 1967)

Existen otros métodos entre los cuales están las pruebas en zanjas o pozos a cielo abierto, el cual consiste en inyectar un caudal conocido en una zanja de dimensiones conocidas (Figura 6.2), manteniendo el nivel del agua constante durante el tiempo de la prueba. Este caudal deberá expresarse en unidades de volumen por unidad de longitud de la zanja, perpendicular al plano del dibujo.

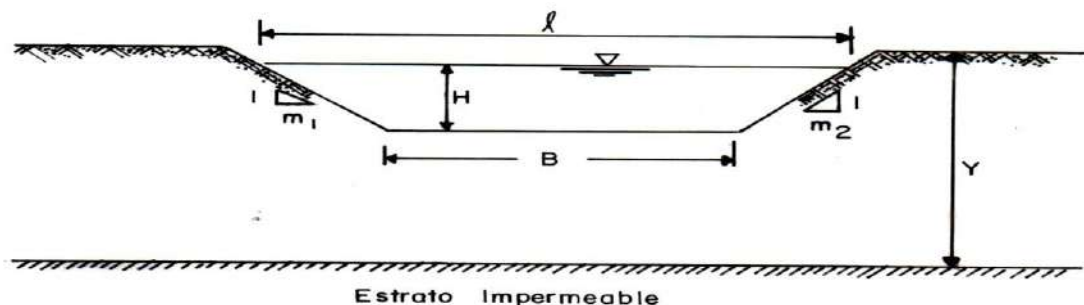
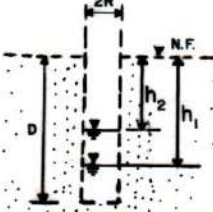
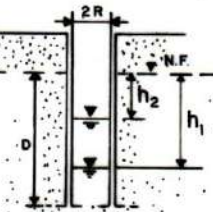
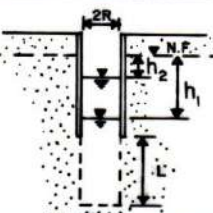
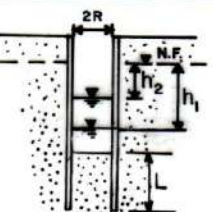


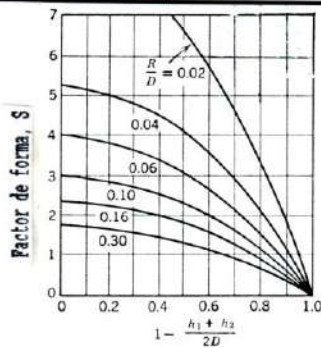
Figura 6. 2 Ensayo de permeabilidad por el método de zanja.

Fuente: Propia

Tabla 6. 3 Determinación de la permeabilidad por ensayos de bombeo

CONDICION	DIAGRAMA	PERMEABILIDAD K	APLICABILIDAD
a) Perforación no encamizada		$K = \frac{R}{16DS} \times \frac{(h_2 - h_1)}{(t_2 - t_1)}$ para $\frac{D}{R} < 50$ (S) se determina de la figura *	Es el método más simple para determinar la permeabilidad. No es aplicable en suelos estratificados
b) Perforación encamizada		$K = \frac{2 \pi R}{11(t_2 - t_1)} \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right)$ para $15m \leq D \leq 150m$	Usado para bajas profundidades bajo el nivel freático
c) Perforación encamizada y extendida sin encamizar una longitud (L)		$K = \frac{R^2}{2L(t_2 - t_1)} \ln \left(\frac{L}{R} \right) \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right)$ para $\frac{L}{R} > 8$	Usado para altas profundidades bajo el nivel freático N.F.
d) Perforación encamizada y columna de suelo una altura (L) dentro de la camisa		$K = \frac{2 \pi R + 11L}{11(t_2 - t_1)} \ln \frac{h_1}{h_2}$ t_1 = tiempo correspondiente al nivel h_1 t_2 = tiempo al que el agua ocupa la porción para h_2	Usado para determinar la permeabilidad en la dirección vertical en suelos anisotrópicos

*



Fuente: Propia.

Las fórmulas aplicables en este caso son:

$$K = \frac{Q}{B + 2H} \quad \text{si} \quad y - \frac{3}{2}(H + 2B)$$

y

$$K = \frac{Q}{B - 2H} \quad \text{si} \quad y - \frac{3}{2}(H + 2B)$$

Dónde:

K = es el coeficiente de permeabilidad

y = es la profundidad del lecho permeable.

B = es el ancho de la zanja de prueba.

H = es la profundidad del agua en la zanja de prueba.

Q = es el caudal.

Esta determinación del coeficiente de permeabilidad, K, involucra hipótesis de homogeneidad e isotropía de los suelos y un régimen establecido, las cuales suelen cumplirse en forma muy poco satisfactoria en la práctica. Como consecuencia, si esto no se cumple, los resultados de estas mediciones suelen ser aproximados (Rico, 1977).

En la Tabla 6.4 se dan algunos valores de coeficientes de permeabilidad en varios materiales, los cuales pueden ser usados para chequear los resultados obtenidos en los ensayos, o para tomar valores que pueden ser utilizados en obras menores, cuando no se hacen las pruebas y se conoce el tipo de material.

6.4.4. Angulo de fricción interna y cohesión de los materiales de la excavación.

El ángulo de fricción interna y la cohesión se obtienen como resultado del ensayo triaxial, en el cual se somete una muestra de suelo a una carga axial y a una presión lateral de confinamiento. Se rompen

varias probetas para diferentes cargas y se dibujan los llamados círculos de Mohr cuya envolvente formará con la horizontal el ángulo de fricción interna y el corte con la ordenada dará la cohesión (De León y Olivares, 1982).

En la Tabla 6.5 se dan los valores de cohesión, ángulo de fricción interna y algunas propiedades promedio para ciertos materiales, según la clasificación unificada.

6.4.5. Taludes de corte recomendados

En la Tabla 6.6 se dan valores de taludes recomendados para diferentes materiales, los cuales pueden ser usados en las diferentes excavaciones realizadas.

6.4.6. Capacidad de carga de los materiales de la fundación

En la Tabla 6.7 se sugieren valores admisibles para la resistencia de los suelos en los cuales se apoyan diferentes estructuras pequeñas, como pueden ser las obras de derivación.

Tabla 6. 4 Coeficiente de permeabilidad.

Material	K cm/año	K cm/seg	Apreciación
GW	30.000 a 3.000.000	1×10^{-3} a 1×10^{-1}	Permeable
GP	150.000 a 3.000.000	5×10^{-3} a 1×10^{-1}	Permeable a muy permeable
GM	3 a 3.000	1×10^{-7} a 1×10^{-4}	Semipermeable
GC	0,30 a 300	1×10^{-8} a 1×10^{-5}	Impermeable
SW	15.000 a 1.500.000	5×10^{-4} a 5×10^{-2}	Permeable
SP	1.500 a 15.000	5×10^{-5} a 5×10^{-1}	Permeable a semipermeable
SM	3 a 15.000	1×10^{-7} a 5×10^{-4}	Semipermeable a permeable
SC	3 a 1.500	1×10^{-7} a 5×10^{-5}	Impermeable
ML	3 a 1.500	1×10^{-7} a 5×10^{-5}	Impermeable
CL	3 a 30	1×10^{-7} a 1×10^{-6}	Impermeable
OL	3 a 300	1×10^{-7} a 1×10^{-5}	Muy impermeable
MH	0,03 a 3	1×10^{-9} a 1×10^{-7}	Muy impermeable
CH	0,003 a 0,3	1×10^{-10} a 1×10^{-8}	Muy impermeable

Fuente: De León y Olivares (1982)

Tabla 6. 5 Propiedades promedio de los suelos.

Grupo de clasificación del suelo.	Compactación Proctor		Relación de vacíos e_0	Permeabilidad k , pies por año	Compresibilidad		Resistencia al corte		
	Densidad máxima del material seco en libras por pie cúbico	Proporción óptima de agua, porcentaje			A 20 psi, en porcentaje	A 50 psi, en porcentaje	C_0 lb/plg ²	C_{sat} lb/plg ²	$\tan \phi$
GW	> 119	<13.3	(*)	27.000±13.000	< 1.4	(*)	(*)	(*)	>0.79
GP	> 110	< 12.4	(*)	64.000±34.000	<0.8	(*)	(*)	(*)	>0.74
GM	> 114	< 14.5	(*)	>0.3	<1.2	<3.0	(*)	(*)	>0.67
GC	> 115	< 14.7	(*)	>0.3	<1.2	<2.4	(*)	(*)	>0.60
SW	119±5	13.3±2.5	0.37±*	(*)	1.4±*	(*)	5.7±0.6	(*)	0.79±0.02
SP	110±2	12.4±1.0	0.50±0.03	>15.0	0.8±0.3	(*)	3.3±0.9	(*)	0.74±0.02
SM	114±1	14.5±0.4	0.48±0.02	7.5±4.8	1.2±0.1	3.0±0.4	7.4±0.9	2.9±1.0	0.67±0.02
SM-SC	119±1	12.8±0.5	0.41±0.02	0.8±0.6	1.4±0.3	2.9±0.5	7.3±3.1	2.1±0.8	0.66±0.07
SC	115±1	14.7±0.4	0.48±0.01	0.3±0.2	1.2±0.2	1.4±0.5	10.9±2.2	1.6±0.9	0.60±0.07
ML	103±1	19.2±0.7	0.63±0.02	0.59±0.23	1.5±0.2	2.6±0.3	9.7±1.5	1.3±*	0.62±0.04
ML-CL	109±2	16.8±0.7	0.54±0.03	0.13±0.07	1.0±0.2	2.2±0.0	9.2±2.4	3.2±*	0.62±0.06
CL	108±1	17.3±0.3	0.56±0.03	0.08±0.03	1.4±0.2	2.6±0.4	12.6±1.5	1.9±0.3	0.54±0.04
OL	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
MH	82±4	36.3±3.2	1.15±0.12	0.16±0.10	2.0±1.2	3.8±0.8	10.5±4.3	2.9±1.3	0.47±0.05
CH	94±2	25.5±1.2	0.80±0.07	0.05±0.05	2.6±1.3	3.9±1.5	14.9±4.9	1.6±0.86	0.35±0.09
OH	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

El signo ± indica límites de 90% de confianza del valor medio

* Denota datos insuficientes, > es mayor que, < es menor que

Fuente: U.S.B.R.,1978.

Tabla 6. 6 Taludes de corte recomendados.

Material	Talud (H : V)
Arenas finas	2.5: 1.0
Suelos limo-arenosos	2.0: 1.0
Suelos limo-arcillosos	1.5: 1.0
Arenas gruesas y gravas	1.0: 1.0
Arcillas comunes y loes	1.0: 1.0
Arcillas compactas	0.5:1,.1.0:1.0
Suelos semirocosos	Vertical, 0,25: 1,0
Suelos rocosos	Vertical, 0.25: 1.0

Fuente: Krochin, 1986.

Tabla 6. 7 Resistencia de trabajo admisible.

Material	Condición, densidad relativa, o consistencia relativa.	Penetración media estándar en suelos de grano fino.		Resistencia de trabajo admisible, en toneladas por pie cuadrado.
		Presión efectiva de sobrecarga, libras por pulgada cuadrada.	Número de golpes por pie.	
Roca dura en grandes masas, ígneas, metamórfica o sedimentaria.	Sana (se admiten grietas de poca importancia).	-	-	100
Roca dura laminada como la pizarra.	Sana (se admiten grietas de poca importancia).	-	-	35
Depósitos residuales de mantos de roca de cualquier clase excepto choy. (El choy de mala calidad se considera como arcilla).	Fisurada o quebrada	-	-	10
Grava (GW, GP, GM, GC)		-	-	4
Arenas sin cohesión (SW, SP).	Suelta	0	4	(2)
		20	12	
		40	17	
	Media	0	4 a 8	1
		20	12 a 24	
		40	17 a 40	
	Densa	0	8	2
		20	24	
		40	40	
Arenas cohesivas saturadas ⁽¹⁾ , limos y arcillas (SM, SC, ML, CL, MH, CH).	Blanda		4	0,25
	Media		4 a 10	0,5
	Firme		11 a 20	1,0
	Dura		20	1,5

(1) Estos valores son para cimentaciones que están casi o completamente saturadas durante el período de construcción. Los valores de la resistencia se pueden aumentar en un tercio si la cimentación está relativamente seca, con tal de que satisfagan el criterio.

(2) Requieren compactación.

Fuente: U.S.B.R. (1978)

6.5. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

A continuación se tratarán algunos aspectos constructivos relevantes, asociados a la ejecución de las obras civiles relacionados con minicentrales hidroeléctricas. Para cualquier detalle constructivo adicional, remitimos al lector a las "Especificaciones para la Construcción de Obras Hidráulicas" del Ministerio del Ambiente (MARNR (1977)).

6.5.1. Concreto armado

El concreto armado consiste en una mezcla de cemento, arena, piedra picada y agua, la cual lleva en su interior un esqueleto de acero. Este material combina armoniosamente la alta resistencia a compresión del concreto con la capacidad del acero a soportar tracción.

Los componentes de la masa de concreto deben cumplir los siguientes requisitos:

- a. Arena: debe ser lavada, de río o cantera. No debe ensuciar las manos al frotar la arena. Debe ser insípida y sin brillo.
- b. Piedra: puede ser de río y preferiblemente picada en cantera. Debe estar exenta de tierra y materia orgánica. Su tamaño máximo está asociado a la separación libre entre los aceros que conforman la armadura.
- c. Cemento: El cemento a utilizarse será Portland Tipo I. Para los casos de vaciados sumergidos se usará cemento del mismo nombre Tipo II. En todo caso se usará el cemento que se indique en los planos o lo que especifique el Ingeniero Inspector.
- d. Agua: Será limpia, libre de sustancias dañinas al concreto o al acero.

La mezcla del concreto puede hacerse a mano o con mezcladora. La Tabla 6.8 presenta la dosificación de varias mezclas de concreto de acuerdo a su uso.

Tabla 6. 8 Dosificación para producir un metro cúbico de concreto según su resistencia a los 28 días f'c.

(f'c) Rc ₂₈	Uso	Cemento sacos 42,5 Kg.	Arena m ³	Grava m ³	Agua litros
210 (1:1,5:3)	Recomendado para obras hidráulicas.	8,50	0,42	0,84	230
140 (1:3:5)	Fundaciones, losas, vigas y columnas en pequeñas edificaciones.	6,40	0,51	0,86	230
120 (1:3:6)	Fundaciones, aceras, revestimientos y pavimentos.	5,75	0,46	0,92	230

Fuente: Propia.

La armadura está compuesta por cabillas corrugadas de acero estructural. Estas deberán estar limpias y libres de grasa y aceite para garantizar su adherencia a la masa del concreto. La Tabla 6.9 presenta denominación y características principales de las cabillas de refuerzo comerciales.

Tabla 6. 9 Denominación y características de las cabillas de refuerzo.

Número de la cabilla N°	Diámetro		Area (cm ²)	Peso (Kgf/m)
	Pulgadas	mm		
2	0,250	6,35	0,32	0,249
3	0,375	9,52	0,71	0,560
4	0,500	12,70	1,29	0,994
5	0,625	15,88	2,00	1,552
6	0,750	19,05	2,84	2,235
7	0,875	22,22	3,87	3,042
8	1,000	25,40	5,10	3,973
9	1,128	28,65	6,45	5,060
10	1,270	32,26	8,19	6,404
11	1,410	35,81	10,06	7,907
14	1,693	43,00	14,52	11,38
18	2,257	57,33	25,81	20,24

Fuente: A.C.I. (318 - 77).

6.5.2. Manejo de la quebrada durante la construcción

El manejo de la quebrada durante la construcción es muy importante, ya que de no hacerse adecuadamente y con pericia, la situación se complicará. Preferiblemente la ejecución de las obras emplazadas en el cauce como diques derivadores y tomas, debe realizarse en la época de estiaje, donde los caudales en los ríos disminuyen. Esta condición de caudales bajos es ventajosa en dos aspectos: permite manejar más fácilmente las aguas durante el desvío y además ayuda a definir el rendimiento firme de la quebrada. Los cauces de los ríos de montaña generalmente son angostos (entre 4 m y 8 m) y la época de estiaje facilita el desvío al poder concentrar el flujo de agua en un lado del cauce, mientras se construye en el otro. Por otra parte realizar aforos sistemáticos en el estiaje ayuda a definir con cierta precisión el rendimiento de la quebrada, lo cual es fundamental para la planificación del proyecto hidroeléctrico a pequeña escala.

6.5.3. Casa de máquina

La casa de máquinas es la obra civil que alberga los equipos de generación y control de la electricidad. La forma y el tipo son variados: desde una choza hasta una obra en concreto armado. La Figura 6.3. Presenta un gráfico que permite tener una idea del área en planta de una casa de máquinas, conociendo la carga sobre la turbina y el caudal que alimenta los equipos de generación. El área de esta estructura debe ser suficiente para contener la turbina, el generador, el tablero de control, un pequeño puente grúa de ser necesario y poder almacenar algo de lubricantes y una que otra piezas de respuestos. La estructura básica de una vivienda rural, de las que utiliza la Dirección de Malariología del Ministerio de Sanidad de Venezuela, podría servir para este fin. Bajo la casa de máquinas debe construirse el canal de entrega de las aguas que una vez turbinadas deben ser restituidas a la quebrada.

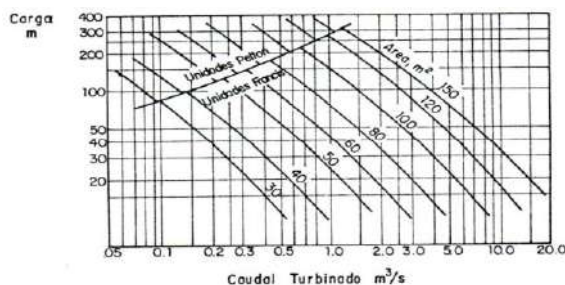


Figura 6. 3 Área en planta requerida para casa de máquinas.

Fuente: Propia.

CAPITULO VII. DISEÑO DE OBRAS CIVILES

7.1. OBRAS DE CAPTACION.

Las obras de captación son aquellas que se construyen con el objeto de aprovechar las aguas superficiales en forma controlada y sin alterar el régimen de la fuente de abastecimiento, disponiéndolas de tal manera que se puedan conducir hasta el sitio de utilización.

7.1.1. Información básica.

La información básica necesaria es la siguiente:

- a) Estudio de demanda: conocida la demanda eléctrica se puede determinar el caudal a captar y su correspondiente caída.
- b) Hidrología: para la quebrada o río del aprovechamiento es necesario determinar la curva de duración de caudales y la magnitud de las crecidas asociadas a un período de retorno dado.
- c) Topografía: hay que realizar un levantamiento planimétrico del sitio de captación que incluya unos 25 m aguas arriba y aguas abajo del dique o estructura de control. La escala para dibujar esta topografía puede ser 1:75 con curvas de nivel cada 0,5 m.

7.1.2. Toma mediante ventana lateral con rejilla protectora

Esta toma consiste en una ventana lateral con rejilla colocada en uno de los estribos o márgenes del río, por donde se quiere extraer las aguas. El nivel mínimo de agua en el río (aguas arriba de la ventana) está dado por la elevación de la cresta del dique derivador o por el nivel de las aguas de estiaje en caso de no necesitarse dique para derivar las aguas desde el río.

Seguidamente se desarrolla un **ejemplo** ilustrativo

Datos:

$$Q = 200 \text{ l/s} = 0,200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 0,25 \text{ m (carga sobre la ventana)}$$

$$\text{Cota de salida del canal de Conducción} = 1.549,45 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota de la solera de la toma} = 1.549,25 \text{ msnm}$$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu \mu_1 B H^{3/2} \quad (7.1)$$

Dónde:

Q	=	es la descarga, en m ³ /s.
g	=	es la constante gravitacional terrestre, en m/s ² .
μ	=	es el coeficiente de gasto del vertedero.
B	=	es el ancho del vertedero, en m.
μ ₁	=	es el coeficiente de corrección por sumergencia.
H	=	es la carga hidráulica sobre el vertedero, en m.

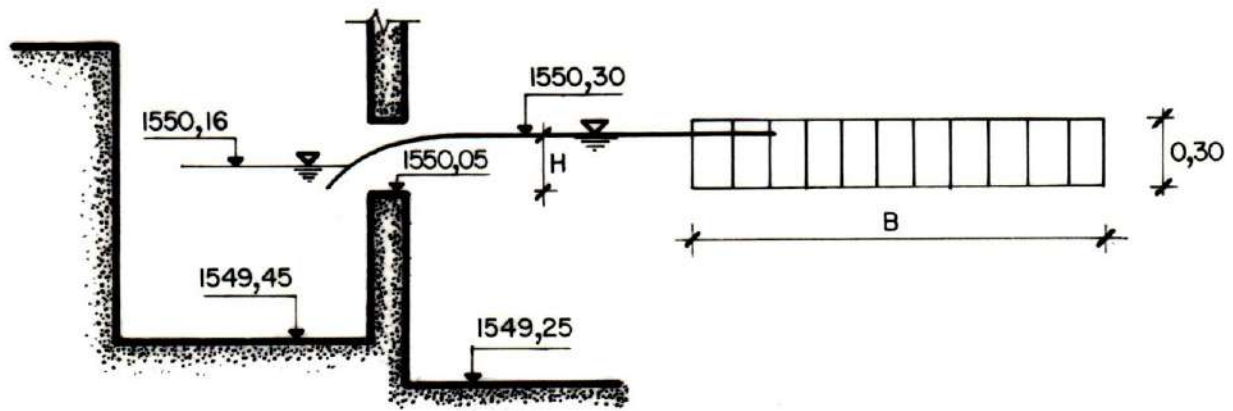


Figura 7. 1 Esquema hidráulico de la toma.
Fuente: Propia.

Para evaluar el coeficiente de gasto (μ) se utilizará la ecuación de REHBOCK:

$$\mu = \left[0,6035 + 0,0813 \left(\frac{H + 0,0011}{Y_2} \right) \right] \left(1 + \frac{0,0011}{H} \right)^{3/2} \quad (7.2)$$

Esta ecuación es válida sólo para vertederos de cresta delgada sin contracciones laterales.

Para calcular el coeficiente de sumergencia (μ_1) se utilizará la ecuación de BAZIN, según la Figura 7.2.

$$\mu_1 = 1,5 \left[1 + 0,2 \frac{h_n}{Y_2} \right] \sqrt[3]{\frac{Z}{H}} \quad (7.3)$$

Dónde:

- Z = diferencia de elevación de superficies de aguas arribas y abajo de la cresta.
 h_n = elevación del agua bajo el vertedero sobre la cresta.
 Y_2 = elevación de la cresta sobre el fondo, aguas abajo.
 Y_1 = elevación de la cresta sobre el fondo, aguas arriba.

Para considerar sumergido el vertedero se debe cumplir:

1. $h > Y_2$
2. $Z/Y_2 > 0,7$.

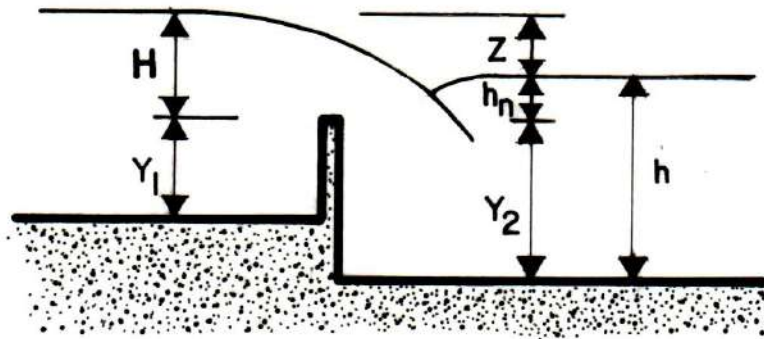


Figura 7. 2 Definición de los términos de la ecuación de Bazin.

Fuente: Propia.

Para este caso:

- h_n = 0,11 m.
 Y_2 = 0,60 m.
 Z = 0,14 m.
 H = 0,25 m (fijada de antemano).

$$Y_1 = 0,80 \text{ m.}$$

El coeficiente de sumergencia μ_1 de la ecuación 7.3. Será:

$$\mu_1 = 1,05 \left[1 + 0,20 \frac{0,11}{0,60} \right] \sqrt[3]{\frac{0,14}{0,25}}$$

$$\mu_1 = 0,897$$

El coeficiente de gasto μ de la ecuación 7.2. será:

$$\mu = \left[0,6035 + 0,0813 \left(\frac{0,25 + 0,0011}{0,80} \right) \right] \left(1 + \frac{0,0011}{0,25} \right)^{3/2} = 0,63$$

El ancho del vertedero B de la ecuación 7.1. será:

$$B = \frac{3Q}{2\sqrt{2g}\mu\mu_1 H^{3/2}} = \frac{3(0,200)}{2\sqrt{2*9,8}(0,63)(0,897)(0,25)^{3/2}}$$

$$B = 0,959 \text{ m}$$

se usará B = 1,00 m

En este caso la reja de la ventana será construida de pletinas SIDOR de 65 mm x 9 mm, separadas libre 0,10 m (100 mm). La separación entre pletinas debe tomar en cuenta la dimensión máxima característica del objeto flotante al cual se quiera evitar su entrada a la toma.

El número de espacios libres es:

$$n = \frac{1,00}{0,10} = 10 \quad (7.7)$$

El número de barrotes de pletinas es 9

El ancho total de la reja será entonces:

$$B = 1,00 + 9(0,09) = 1,81 \text{ m.}$$

El ancho total de la reja ventana de la toma es $B = 1,80$ m; su altura será de $0,30$ m. La cresta del dique de presa se fija entonces en la cota $1550,30$ msnm. (Ver Figura 7.1).

7.1.3. Toma de fondo

En ríos de montaña es frecuente la construcción de este tipo de toma. Consiste en una canaleta de recolección con su rejilla, construida sobre el paramento del dique. Entre las ventajas y razones para escoger este tipo de toma destacan:

- a) Facilidad constructiva.
- b) Economía.
- c) Fuerte pendiente del cauce.
- d) Crecidas repentinas y frecuentes en el río.
- e) Arrastre de gran cantidad de piedras en la corriente del río.
- f) Grandes variaciones de caudal en el río.
- g) Aguas relativamente limpias en estiaje.

A continuación se ilustra el cálculo hidráulico de una toma de fondo con un ejemplo.

7.1.3.1. Cálculo de la rejilla

Datos:

Caudal de diseño 140 l/s = $0,140$ m³/s

Para este ejemplo usaremos pletinas SIDOR de 65×6 mm para la rejilla.

El caudal que puede captar una reja de fondo puede expresarse por la siguiente ecuación:

$$Q_d = p * m * K * L_r * B_r \sqrt{2gh_m} \quad (7.4)$$

Dónde:

- Q_d = es el caudal de diseño o caudal a captar, en m³/s.
- p = es un coeficiente adimensional de espaciamiento de las barras de la reja.
- m = es el coeficiente de descarga que depende de la pendiente i de la rejilla.

Para $i = 0,1$: m varía 0,6 y 0,65.

$i = 0,2$: m varía 0,55 y 0,60.

K = es un coeficiente que toma en cuenta la obstrucción de la rejilla por basura y objetos flotantes.

L_r = es la longitud de la rejilla perpendicular al flujo, en metros.

B_r = es el ancho de la rejilla en el sentido del flujo de la corriente, en metros.

h_m = es la altura media del agua en el centro de la reja, según la Figura 7.3, en metros.

En la ecuación anterior existen dos incógnitas que son B_r y L_r

$$B_r = \frac{Q_d}{p m K L_r \sqrt{2g h_m}} \quad (7.5)$$

Para este caso

$$p = \frac{s}{s + d} = \frac{40}{40 + 6} = \frac{40}{46} = 0,87 \quad (7.6)$$

$s = 40$ mm (espaciamiento libre de las pletinas de la rejilla).

$d = 6$ mm (grosor o espesor de las pletinas).

$$i = 1/10 = 10\% \text{ ® } m = 0,60$$

El coeficiente K que reduce el área total en área efectiva disponible está dado por:

$$K = (1 - f) \frac{s}{s + d} \quad (7.7)$$

$f = 30\% = 0,30$ (porcentaje de obstrucción de la reja)

$$K = (1 - 0,30) \frac{40}{40 + 6} = 0,61$$

La altura media de agua sobre la rejilla se determina como:

$$h_m = 0,81 \frac{h_{c1} + h_{c2}}{2} \quad (\text{referido a la Figura 7.3}) \quad (7.8)$$

Al inicio de la rejilla se tiene:

$$h_{c1} = 0,47 q_1^{2/3} \quad (7.9)$$

$$q_1 = \frac{1,25 Q_d}{L_r} = \frac{0,175}{L_r} \quad (7.10)$$

Al final de la rejilla se tiene:

$$h_{c2} = 0,47 q_2^{2/3} \quad (7.11)$$

$$q_2 = \frac{1,25 Q_d - Q_d}{L_r} \quad (7.12)$$

Dónde:

h_{c1} = es la altura crítica al inicio de la rejilla.

h_{c2} = es la altura crítica al final de la rejilla.

q_1 = caudal unitario en un metro de longitud de rejilla al inicio, en $m^3/s \cdot m$.

q_2 = caudal unitario en un metro de longitud de rejilla al final, en $m^3/s \cdot m$.

Se realizó el proceso de cálculo descrito anteriormente para diferentes valores de L_r , obteniéndose como resultado la Tabla 7.1.

Tabla 7. 1 Diferentes geometrías consideradas para la toma con rejilla de fondo.

L_r	h_m	B_r
0,30	0,1783	0,4780
0,40	0,1472	0,3945
0,50	0,1268	0,3401
0,60	0,1123	0,3011
0,70	0,1014	0,2716
0,90	0,0857	0,2298
1,10*	0,0750	0,2010

Fuente: Propia.

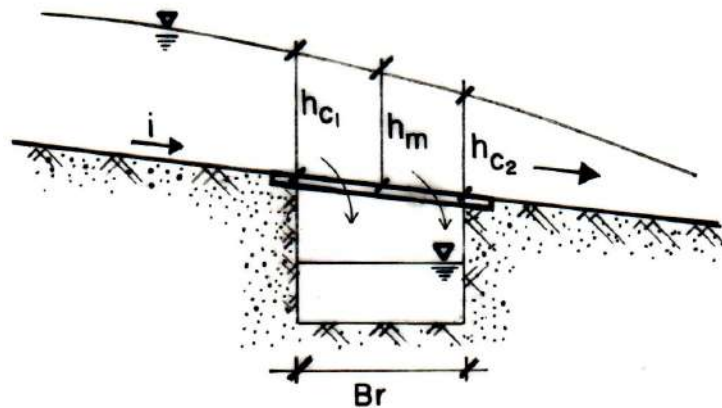


Figura 7. 3 Esquema de cálculo de una toma con rejilla de fondo.

Fuente: Propia.

Por razones constructivas se selecciona la alternativa de rejilla de fondo de 1.10 m de longitud y ancho 0,20 en el sentido de la corriente. Resumiendo las características principales:

$$\begin{aligned}
 L_r &= 1,10 \text{ m} \\
 B_r &= 0,20 \text{ m} \\
 h_{c1} &= 0,1380 \text{ m} \\
 h_{c2} &= 0,0472 \text{ m} \\
 h_m &= 0,0750 \text{ m} \\
 q_1 &= 0,1591 \text{ m}^2/\text{s} \\
 q_2 &= 0,0318 \text{ m}^2/\text{s}
 \end{aligned}$$

La rejilla se construirá de pletinas SIDOR de 65 x 6 mm con espaciamento libre de 40 mm.

7.1.3.2. Cálculo de la galería de recolección de flujo

La galería será dimensionada por el método de ZAMARIN. La galería ha de tener suficiente pendiente para lavar el material que entre por la rejilla y el agua que ingrese por esta no debe interferir con el nivel de agua que se encuentra en la galería. El ancho B de la galería se asumirá de acuerdo a aspectos constructivos igual al ancho de la rejilla B_r , y la longitud de la galería igual a la longitud de la rejilla L_r .

El cálculo se realiza secuencialmente de la manera siguiente:

1. Se divide la galería en n tramos y se asume que en cada tramo hay un caudal constante, e igual en todos los tramos dado por:

$$Q_x = \frac{Q_d}{L_r} x \quad (7.13)$$

Dónde:

x = es la distancia acumulada en cada tramo. Los demás términos han sido definidos anteriormente.

2. Se determina la velocidad en cada tramo, V_x , como:

$$V_x = \frac{V_f - V_o}{L_r} x + V_o \quad (7.14)$$

Dónde:

V_o = es la velocidad inicial, igual a 1 m/s.

V_f = es la velocidad al final de la galería, que se toma entre 1,8 y 3,0 m/s. Para este caso

fue fijada en $V_f = 1,80$ m/s; los otros términos han sido definidos.

3. Se calcula el área de la sección transversal en cada tramo como:

$$A_x = \frac{Q_x}{V_x} \quad (7.15)$$

4. Se determina la altura de agua h como:

$$h = \frac{A_x}{B_r} \quad (7.16)$$

5. Se determina el perímetro mojado P .
6. Se determina el radio hidráulico R .
7. Se calcula la pendiente utilizando la ecuación de Manning.

$$S = \frac{Q_d^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (7.17)$$

Dónde:

n = es el coeficiente de rugosidad de Manning y se recomienda tomarlo entre 0,025 y 0,030, para considerar las pérdidas adicionales que se producen por el flujo en espiral y altamente turbulento de la galería. Fue fijado en $n = 0,025$.

S = es la pendiente; los demás términos han sido definidos

8. Se calcula la pérdida por fricción h_f multiplicando la pendiente S por la distancia entre cada tramo.
9. Se evalúa la pérdida acumulada Σh_f
10. Se determina la carga de velocidad como $V_x^2/2g$
11. La altura de la galería estará dada por la suma de la altura de agua (h) más la sumatoria de las pérdidas (Σh_f) más la carga de velocidad ($V_x^2/2g$) para el último tramo de la galería, más un margen de seguridad que se puede tomar entre 0,1 y 0,3.

El procedimiento explicado se presenta en la Tabla 7.2

Tabla 7. 2 Cálculo de la galería por el Método de ZAMARIN

X m	Q _x m ³ /s	V _x m/s	A m ²	h m	P m	R m	R ^{4/3} m	S	h _f m	Σh _f M	V _x ² / 2g m	h+Σh _f +V _x ² / 2g m
0	--	1,10	--	--	--	--	--	--	--	--	0,051	0,051
0,22	0,028	1,16	0,024	0,121	0,441	0,054	0,021	0,041	0,009	0,009	0,069	0,199
0,44	0,056	1,32	0,042	0,212	0,624	0,067	0,027	0,041	0,009	0,018	0,089	0,319
0,66	0,084	1,48	0,057	0,284	0,768	0,074	0,031	0,044	0,010	0,028	0,112	0,424
0,88	0,112	1,64	0,068	0,341	0,882	0,077	0,033	0,051	0,011	0,039	0,137	0,517
1,10	0,140	1,80	0,078	0,389	0,978	0,080	0,034	0,059	0,013	0,052	0,165	0,606

Fuente: Propia.

Al final de la canaleta el flujo debe ser subcrítico para evitar resalto hidráulico.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} = \frac{1,80}{\sqrt{(9,81)(0,389)}} = 0,921 < 1,00 \quad (7.18)$$

Para calcular el perfil del fondo de la galería se resta de la cota del eje de referencia (0,606), la suma del tirante normal, carga de velocidad y pérdidas hasta el punto considerado. Entonces para una cota de fondo igual a cero al final de la galería se obtiene el perfil de la Tabla 7.3. La Figura 7.4 presenta el perfil ploteado.

Tabla 7. 3 Perfil del fondo de la galería

X	h + Σh _f + V ² /2g	COTA	COTA (msnm)
0,00	0,051	0,555	2755,850
0,22	0,199	0,407	2755,702
0,44	0,319	0,287	2755,582
0,66	0,424	0,182	2755,477
0,88	0,517	0,089	2755,384
1,10	0,606	0,000	2755,295

Fuente: Propia.

Para encontrar la distancia desde la parte superior de la rejilla hasta el fondo, a los valores de la Tabla 7.3 hay que sumar 0,20 m, según se detalla a continuación:

$$\text{El espesor de los barrotes} = 0,065$$

$$\begin{array}{lcl}
 \text{La inclinación de la rejilla } 1/10 \times 0,20 & = & 0,020 \\
 \text{Borde libre} & = & \frac{0,115 +}{0,200 \text{ m}}
 \end{array}$$

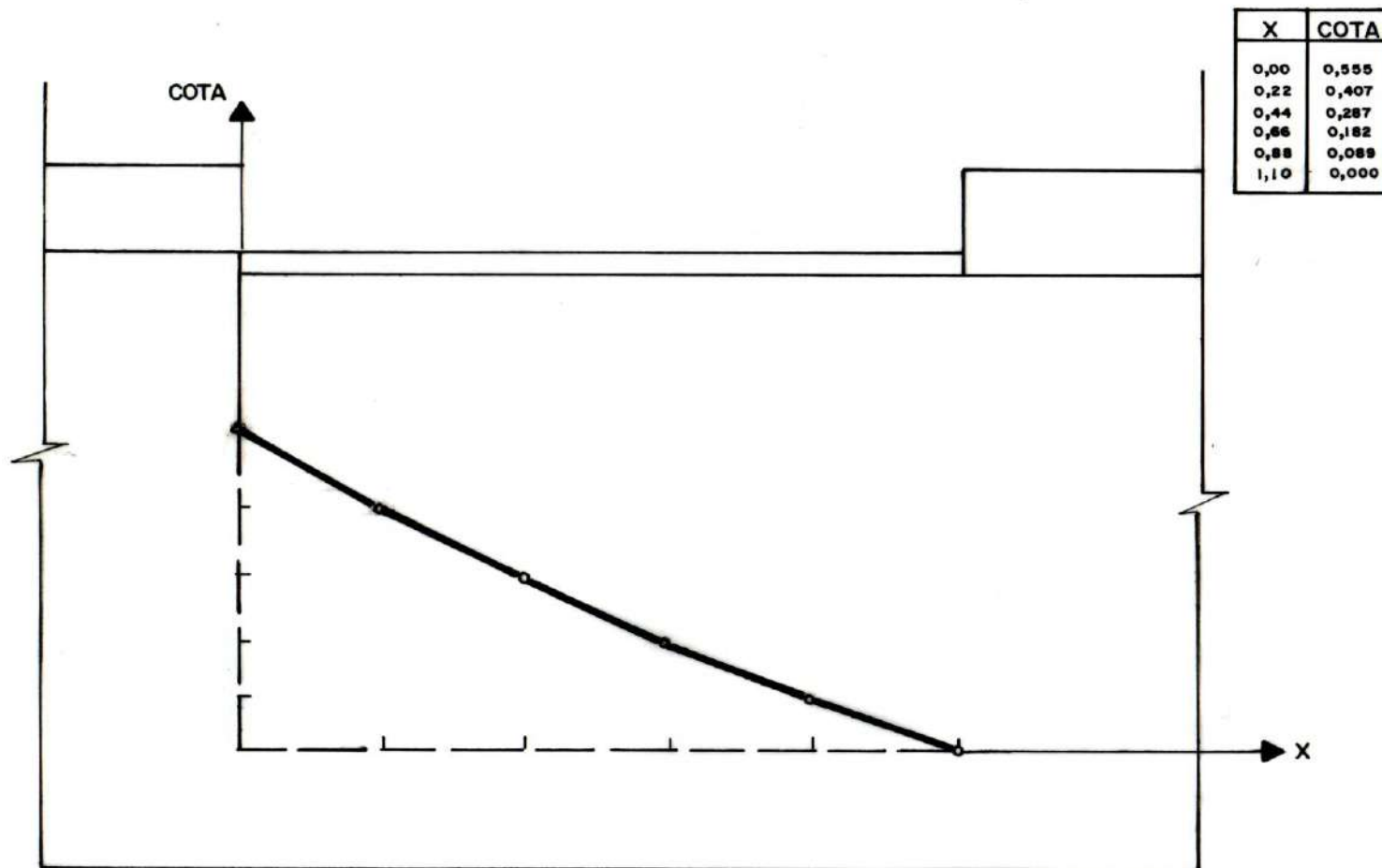


Figura 7. 4 Perfil del fondo de la galería.

Fuente: Propia

7.2. DIQUE DERIVADOR

El dique derivador tiene la función de elevar el nivel de las aguas en estiaje en el cauce del río, de manera que puedan ser captadas por la obra de toma. La forma y los materiales que pueden constituir un dique son muy variados.

Para ilustrar el diseño hidráulico de esta importante estructura, seguidamente se desarrollará el cálculo de dos diques muy comunes uno de mampostería hidráulica (dique de material rígido) y otro de enrocado (dique de material suelto).

7.2.1. Dique derivador en mampostería hidráulica

La Figura 7.5 presenta la geometría adoptada para el dique:

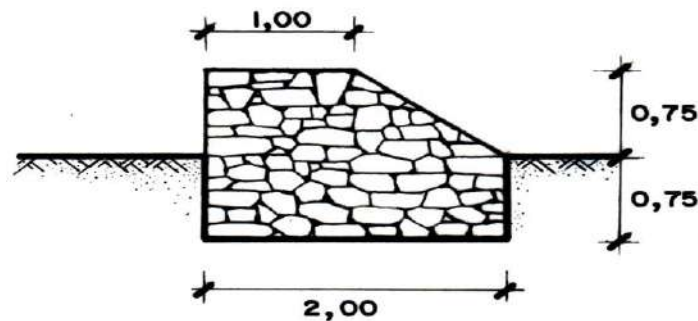


Figura 7. 5 Geometría del dique.

Fuente: Propia

7.2.1.1. Determinación de la carga máxima sobre la cresta

La ecuación de descarga de un vertedero de forma trapezoidal puede expresarse como:

$$Q = C L H^{3/2} \quad (7.19)$$

Dónde:

Q = caudal que vierte sobre la cresta, en m³/s.

C = coeficiente de dimensiones [L^{1/2} T⁻¹] (m^{1/2} s⁻¹).

L = longitud del vertedero, en m.

H = carga hidráulica sobre la cresta del vertedero, en m.

Se recomienda adoptar para fines prácticos el valor de C = 1,80 para vertederos de pared gruesa que guarden cierta analogía con el vertedero de cortina de enrocado, siempre que se carezca de otra información o datos más adecuados.

Para el caudal de diseño se seleccionó el correspondiente a la crecida de Tr = 50 años que es Q = 8,64 m³/s.

Considerando una longitud de vertedero de L = 5,00 m:

$$H = \left(\frac{Q}{C * L} \right)^{2/3} = \left(\frac{8,64}{1,80 * 5,00} \right)^{2/3}$$

$$H = 0,97 \text{ m}$$

La carga máxima sobre el vertedero es H = 0,97 m y corresponde a un caudal de Q = 8,64 m³/s con un período de retorno Tr = 50 años.

7.2.1.2. Análisis de estabilidad del dique

La Figura 7.5 presenta las dimensiones adoptadas para la sección del dique y seguidamente se procede a analizar su estabilidad, tomando en consideración la crecida con un período de retorno $Tr = 50$ años. La Figura 7.6 muestra el estado de carga a que estará sometido el dique al producirse la crecida. El nivel de aguas abajo se consiguió mediante una curva de descarga (Elevación versus Caudal) en una sección 5,00 m aguas abajo del eje del dique, la cual se muestra en la Tabla 7.4. Se puede deducir que para la crecida de diseño $Q = 8,64 \text{ m}^3/\text{s}$ la profundidad aguas abajo del dique será $Y = 0,83 \text{ m}$.

La nomenclatura a utilizar en el análisis de estabilidad es la siguiente:

- E_H : empuje hidrostático
- E_S : empuje debido a la subpresión
- E_A : empuje activo del suelo
- E_P : empuje pasivo del suelo
- W : peso propio del dique
- W_A : peso del agua sobre la estructura
- r : brazo de las fuerzas respecto al punto de giro

Tabla 7. 4 Curva de descarga aguas abajo del dique de toma

PROFUNDIDAD	COTA RADIO HIDRAULICO		AREA	PERIMETRO	ANCHO	PROFUNDIDAD	CAUDAL	COTA ENERGIA	ABSCISAS DEL ESPEJO DE AGUA	
0,00	2754,98								1,80	
0,05	2755,03	0,02	0,01	0,53	0,52	0,05	0,01	2755,04	1,58	2,11
0,10	2755,08	0,05	0,05	1,07	1,05	0,10	0,03	2755,10	1,36	2,41
0,15	2755,13	0,07	0,12	1,60	1,57	0,15	0,10	2755,16	1,14	2,72
0,20	2755,18	0,10	0,20	2,14	2,10	0,20	0,21	2755,23	0,93	3,02
0,25	2755,22	0,12	0,32	2,67	2,60	0,25	0,38	2755,30	0,71	3,33
0,30	2755,27	0,14	0,46	3,20	3,15	0,30	0,62	2755,36	0,49	3,64
0,35	2755,32	0,17	0,63	3,74	3,67	0,35	0,93	2755,43	0,27	3,94
0,40	2755,37	0,19	0,82	4,23	4,16	0,40	1,34	2755,51	0,10	4,25
0,45	2755,42	0,22	1,03	4,59	4,44	0,45	1,85	2755,58	0,10	4,56
0,50	2755,47	0,25	1,26	4,95	4,77	0,50	2,45	2755,66	0,09	4,86
0,55	2755,52	0,28	1,50	5,34	5,11	0,55	3,12	2755,74	0,09	5,20
0,60	2755,57	0,31	1,75	5,75	5,47	0,60	3,87	2755,81	0,09	5,56
0,65	2755,61	0,33	2,03	6,16	5,83	0,65	4,72	2755,89	0,09	5,92
0,70	2755,66	0,35	2,32	6,57	6,19	0,70	5,66	2755,97	0,08	6,28
0,75	2755,71	0,38	2,63	6,98	6,55	0,75	6,70	2755,04	0,08	6,63
0,80	2755,76	0,40	2,96	7,40	6,91	0,80	7,85	2755,12	0,08	6,99
0,85	2755,81	0,42	3,31	7,81	7,28	0,85	9,10	2755,20	0,08	7,35
0,87	2755,83	0,43	3,46	7,98	7,42	0,87	9,65	2755,23	0,08	7,50

Fuente: Propia.

Primer estado de carga: dique acolmatado y crecida de diseño

En los ríos de montaña de cauces torrenciales, en épocas de lluvia intensa se producirán acarreo considerables de sólidos que se irán depositando aguas arriba del dique hasta alcanzar la altura de la cresta.

Chequeo contra sifonamiento

Según Blight y Lane el factor de seguridad contra sifonamiento es:

$$FS = \frac{L}{C \cdot H} > 1,00 \quad (7.20)$$

$$L = L_v + L_H / 3 \quad (7.21)$$

Dónde:

- FS = factor de seguridad contra sifonamiento.
- L = es la longitud compensada de la línea de infiltración
- C' = es el coeficiente de Lane; para bolos con cantos y grava C' = 2,50.
- H = es la diferencia de nivel entre los niveles de aguas arriba y aguas abajo del dique para la creciente considerada.
- L_v = son las longitudes verticales o inclinadas con ángulos mayores de 45°.
- L_H = son las longitudes horizontales o inclinadas con ángulos menores de 45°.

En este caso:

$$H = 1,75 - 0,83 = 0,92 \text{ _ } 1,00 \text{ m}$$

$$L_v = 1,50 + 0,75 = 2,25 \text{ m}$$

$$L_H = 2,00 \text{ m}$$

$$L = 2,25 + (1/3) (2,00) = 2,917 \text{ m}$$

$$FS = \frac{2,917}{2,50(1,00)} = 1,17 > 1,00$$

A criterio de Lane la estructura no presentará problemas de sifonamiento, para las condiciones que presenta la quebrada en el sitio de toma (bolos con cantos y grava).

Cálculo de las fuerzas que actúan sobre el dique

El análisis está referido a la Figura 7.6 y se realiza por metro de ancho de la estructura.

Se tomó como peso específico del agua $\gamma_w = 1,00 \text{ T/m}^3$.

Se considera que el dique estará constituido por un material cuyo peso específico es $\gamma_c = 2,20 \text{ T/m}^3$ (mampostería hidráulica).

Empujes hidrostáticos: E_H

$$E_H = \gamma H^2/2 \quad (7.22)$$

$$E_{H1} = (1,50)^2 (1/2) (1,00) = 1,13 \text{ T}$$

$$r_{EH1} = 0,50 \text{ m}$$

$$E_{H2} = (1,00) (1,00) (1,50) = 1,50 \text{ T}$$

$$r_{EH2} = 0,75 \text{ m}$$

$$E_{H3} = (1,00) (1,58)^2 (1/2) = 1,25 \text{ T}$$

$$r_{EH3} = 0,53 \text{ m}$$

Subpresión: E_S

Para cualquier punto a lo largo de la superficie de contacto entre el dique y la fundación, la subpresión se puede calcular por la siguiente ecuación, basada en la longitud de filtración compensada.

$$S_x = \left(H_x - \frac{L_x}{L} H \right) \gamma_w \quad (7.23)$$

Dónde:

S_x = subpresión en un punto X, en T/m^2 .

H_x = carga hidráulica en el punto X, en m.

L_x = longitud compensada de Lane hasta el punto X, en m.

L = longitud compensada total del paso de filtración, en m.

H = carga efectiva que produce la filtración, igual a la diferencia de nivel aguas arriba y aguas abajo, en m.

γ_w = peso específico del agua, en T/m^3 .

Con relación a la Figura 7.6 para el punto 1 ($S_{\max}$):

$$L_1 = 1,50 \text{ m}$$

$$H_1 = 2,50 \text{ m}$$

$$H = 1,00 \text{ m}$$

$$L = 2,917 \text{ m}$$

$$\gamma_w = 1,00 \text{ T/m}^3$$

$$S_{maz} = (2,50 - \frac{1,50}{2,917}(1,00)) = 1,99 \text{ T} / m^2$$

Y para el punto 2 ($S_{\min}$):

$$L_2 = 1,50 + 2,00 (1/3) = 2,17 \text{ m}$$

$$H_2 = 2,50 \text{ m}$$

$$H = 1,00 \text{ m}$$

$$L = 2,917 \text{ m}$$

$$\gamma_w = 1,00 \text{ T/m}^3$$

$$S_{maz} = (2,50 - \frac{2,17}{2,917}(1,00)) = 1,76 \text{ T} / m^2$$

$$E_S = \left(\frac{S_{max} + S_{min}}{2} \right) (B) = \left(\frac{1,99 + 1,76}{2} \right) (2) \quad (7.24)$$

$$E_S = 3,75 \text{ T}$$

$$r_{ES} = \frac{2(S_{\min} + 2S_{\max})}{3(S_{\min} + S_{\max})} = \frac{2(1,76) + 2(1,99)}{3(1,76 + 1,99)} \quad (7.25)$$

$$r_{ES} = 1,02 \text{ m}$$

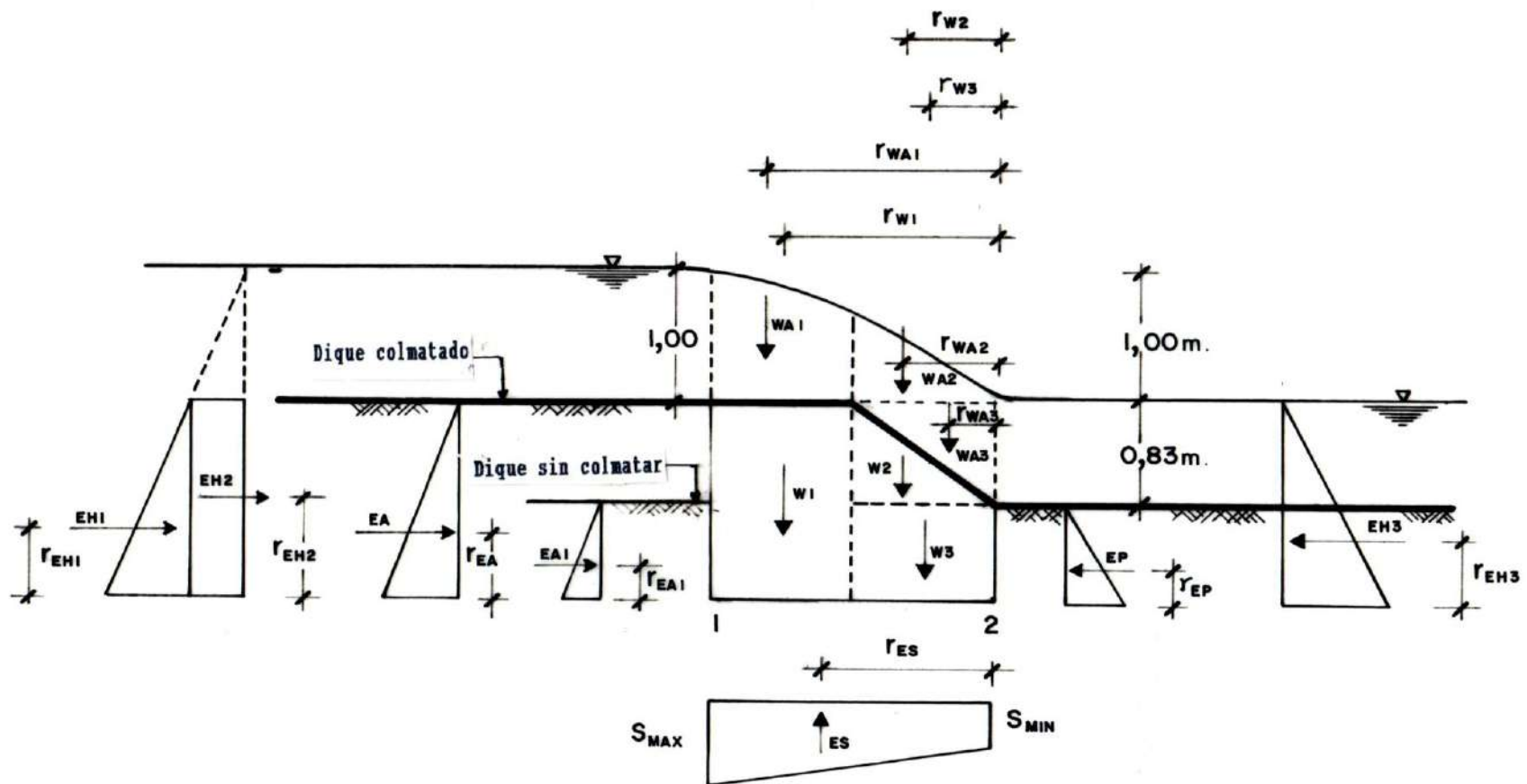


Figura 7. 6 Cálculo de la estabilidad del dique. Condición del dique acolmatado y sin acolmatar y crecida de diseño.

Fuente: Propia.

Empujes del suelo: E_A y E_P

Los empujes de suelo se evaluaron siguiendo la TEORIA DE RANQUINE expuesta por Terzaghi (1967):

$$E_A = \frac{1}{2}(\gamma_m - \gamma_w)h^2 K_a \quad (7.26)$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad (7.27)$$

$$E_P = \frac{1}{2}(\gamma_m - \gamma_w)h^2 K_p \quad (7.28)$$

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (7.29)$$

Dónde:

- E_A = es el empuje activo, en T.
- γ_m = es el peso específico de la masa de suelo, en T/m³.
- γ_w = es el peso específico del agua, en T/m³.
- K_a = es el coeficiente de empuje activo de Rankine.
- K_p = es el coeficiente de empuje pasivo de Rankine.
- ϕ = es el ángulo de fricción interna de la masa de suelo, en grados.
- E_p = es el empuje pasivo, en T.
- h = es la profundidad de la masa de suelo, en m.

El peso específico del material que arrastra la corriente se estimó en $\gamma_m = 1,80 \text{ T/m}^3$ y su ángulo de fricción interna $\phi = 37^\circ$, así:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - 37/2) = 0,25$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + 37/2) = 4,02$$

Empuje activo: E_A

$$E_A = \frac{1}{2}(\gamma_m - \gamma_w)h^2K_a = \frac{1}{2}(1,80 - 1,00)1,50^2(0,25)$$

$$E_A = 0,23 \text{ T}$$

$$R_{EA} = 0,50 \text{ m}$$

Empuje pasivo: E_p

$$E_p = \frac{1}{2}(\gamma_m - \gamma_w)h^2K_p = \frac{1}{2}(1,80 - 1,00)0,75^2(4,02)$$

$$E_p = 0,90 \text{ T}$$

$$r_{EP} = 0,25 \text{ m}$$

Peso del agua sobre el dique: W_A

$$W_{A1} = \frac{(1,00 + 0,70)}{2}(1,00)(1,00)$$

$$W_{A1} = 0,85 \text{ T}$$

$$r_{WA1} = 1,53 \text{ m}$$

$$W_{A2} = \frac{(1,00)(0,70)}{2}(1,00)$$

$$W_{A2} = 0,35 \text{ T}$$

$$r_{WA2} = 0,67 \text{ m}$$

$$W_{A3} = \frac{(1,00)(0,83)}{2}(1,00)$$

$$\begin{aligned} W_{A3} &= 0,42 \text{ T} \\ r_{WA3} &= 0,33 \text{ m} \end{aligned}$$

Peso propio del dique: W

$$W_1 = (1,00)(1,50)(2,20) = 3,30T$$

$$R_{W1} = 1,50 \text{ m}$$

$$W_2 = \frac{(0,75)(1,00)}{2}(2,20) = 0,83T$$

$$R_{W2} = 1,50 \text{ m}$$

$$W_1 = (0,75)(1,00)(2,20) = 1,65T$$

$$R_{W1} = 0,50 \text{ m}$$

Estabilidad al volcamiento

Esta dado por la relación entre los momentos estabilizadores y los momentos desestabilizadores que actúan en la estructura. Con relación a la Figura 7.6 se considera como punto de giro el talón aguas abajo del dique, específicamente el punto 2.

Momentos estabilizadores: ΣM_E

$$\begin{aligned} \Sigma M_E &= W_1 \cdot r_{W1} + W_2 \cdot r_{W2} + W_3 \cdot r_{W3} + W_{A1} \cdot r_{WA1} + W_{A2} \cdot r_{WA2} + W_{A3} \cdot r_{WA3} + E_{H3} \cdot r_{EH3} \\ &+ E_P \cdot r_{EP} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_E &= (3,30)(1,50) + (0,83)(0,67) + (1,65)(0,50) + (0,85)(1,53) + (0,35)(0,67) \\ &+ (0,42)(0,33) + (1,25)(0,53) + (0,90)(0,25) \end{aligned}$$

$$\Sigma M_E = 8,89 \text{ T.m}$$

Momentos desestabilizadores: ΣM_D

$$\Sigma M_D = E_H \cdot r_{H1} + E_{H2} \cdot r_{H2} + E_A \cdot r_{EA} + E_S \cdot r_{ES}$$

$$\Sigma M_D = (1,13)(0,50) + (1,50)(0,75) + (0,23)(0,50) + (3,75)(1,02)$$

$$\Sigma M_D = 5,63 \text{ T.m}$$

El factor de seguridad al volcamiento FS_v , es:

$$FS_V = \frac{S M_E}{S M_D} = \frac{8,89}{5,63} = 1,58 \quad (7.30)$$

$$FS_v = 1,58 > 1,50$$

Estabilidad al deslizamiento

El factor de seguridad al deslizamiento está dado por la siguiente ecuación:

$$FS_D = \mu \frac{S F_v}{S F_H} \quad (7.31)$$

$$FS_D = \frac{0,40(3,65)}{0,71} = 2,06$$

$$FS_D = 2,06 > 1,5$$

Dónde:

FS_D = es el factor de seguridad al deslizamiento.

μ = es el coeficiente de fricción entre el material del dique y el del lecho de la quebrada; para este diseño se estimó $\mu = 0,40$ (mampostería sobre grava y arena gruesa).

ΣF_v = es la suma de las fuerzas verticales.

ΣF_H = es la suma de las fuerzas horizontales.

Sumatoria de las fuerzas verticales: ΣF_v

$$\Sigma F_v = W_{A1} + W_{A2} + W_{A3} + W_1 + W_2 + W_3 - E_S$$

$$\Sigma F_v = 0,85 + 0,35 + 0,42 + 3,30 + 0,83 + 1,65 - 3,75$$

$$\Sigma F_v = 3,65 \text{ T}$$

Sumatoria de las fuerzas horizontales: ΣF_H

$$\Sigma F_H = E_{H1} + E_{H2} + E_A - E_P - E_{H3}$$

$$\Sigma F_H = 1,13 + 1,50 + 0,23 - 0,90 - 1,25$$

$$\Sigma F_H = 0,71 \text{ T}$$

Estabilidad a flotación (FS_F)

El factor de seguridad a flotación se define como el cociente entre la suma de las fuerzas verticales que actúan en el sentido de la gravedad y las que actúan en sentido contrario. Así:

$$FS_F = \frac{W_{A1} + W_{A2} + W_{A3} + W_1 + W_2 + W_3}{E_S}$$

$$FS_F = \frac{0,85 + 0,35 + 0,42 + 3,30 + 0,83 + 1,65}{1,37}$$

$$FS_F = 1,97 > 1,50$$

Verificación de los esfuerzos sobre el terreno de fundación

Cuando los esfuerzos actuantes sobre el terreno son superiores a los permisibles, se puede presentar su falla y la consecuente falla de la estructura. El USBR (1978), reporta un valor de $\sigma = 3,9 \text{ kg/cm}^2$ como resistencia admisible de trabajo para una grava (GW, GP, GM, GC) en cimentaciones que están casi o completamente saturadas.

El esfuerzo transmitido por la estructura a la fundación, está dado por:

$$\sigma_f = \frac{\Sigma F_v}{A} \quad (7.32)$$

Dónde:

σ_f = es el esfuerzo sobre la fundación, en T/m^2 .

ΣF_v = es la suma de las fuerzas verticales actuantes, en T.

A = es el área de la base de la estructura, en m^2 .

$$\sigma_f = \frac{W_{A1} + W_{A2} + W_{A3} + W_1 + W_2 + W_3 - E_s}{A}$$

$$\sigma_f = \frac{0,85 + 0,35 + 0,42 + 3,30 + 0,83 + 1,65 - 3,75}{2,00 * 1,00}$$

$$\sigma_f = 1,83 \text{ T/m}^2 = 0,18 \text{ kg/cm}^2 < \sigma$$

Segundo estado de carga: dique sin acolmatar y crecida de diseño

Es preciso analizar esta condición ya que se podría presentar la crecida de diseño antes que el dique se acolmate aguas arriba. Siguiendo el mismo proceso de cálculo anterior se analizará esta condición, siempre con referencia a la Figura 7.6.

Chequeo contra sifonamiento

$$FS = \frac{L}{C \cdot H} > 1,00$$

$$L = L_V + L_H/3 = 1,85 + \frac{2,00}{3} = 2,52$$

$C' = 2,5$ (bolos con cantos y grava)

$H = 1,00$ m

$$FS = \frac{2,52}{(2,5)(1,00)} = 1,01 > 1,00$$

La estructura no presentará problemas de sifonamiento a criterio de Lane.

Cálculo de las fuerzas que actúan sobre el dique

Empujes hidrostáticos: E_H

$$E_{H1} = 1,13 \text{ T}$$

$$r_{EH1} = 0,50 \text{ m}$$

$$E_{H2} = 1,50 \text{ T}$$

$$r_{EH2} = 0,75 \text{ m}$$

$$E_{H3} = 1,25 \text{ T}$$

$$r_{EH3} = 0,53 \text{ m}$$

Subpresión: E_S

Para el punto 1:

$$S_{max} = \left(H_1 - \frac{L_1}{L} H \right) \gamma_w$$

$$H_1 = 2,50 \text{ m}$$

$$L_1 = 0,92 \text{ m}$$

$$L = 2,52 \text{ m}$$

$$H = 1,00 \text{ m}$$

$$\gamma_w = 1,00 \text{ T/m}^3$$

$$S_{max} = \left(2,50 - \frac{0,92}{2,52} (1,00) \right) (1,00)$$

$$S_{max} = 2,13 \text{ T/m}^2$$

Y para el punto 2:

$$S_{min} = \left(H_2 - \frac{L_2}{L} H \right) \gamma_w$$

$$H_1 = 2,50 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,58 \text{ m}$$

$$L = 2,52 \text{ m}$$

$$H = 1,00 \text{ m}$$

$$\gamma_w = 1,00 \text{ T/m}^3$$

$$S_{min} = \left(2,50 - \frac{1,58}{2,52} (1,00) \right) (1,00)$$

$$S_{min} = 1,87 \text{ T/m}^2$$

$$E_s = \frac{S_{max} + S_{min}}{2} (2,00) = \frac{2,13 + 1,87}{2} (2,00)$$

$$E_S = 4,00 \text{ T}$$

$$r_{ES} = \frac{2(S_{min} + 2S_{max})}{3(S_{min} + S_{max})} = \frac{2(1,87) + 2(2,13)}{3(1,87 + 2,13)}$$

$$r_{ES} = 1,02 \text{ m}$$

Empuje activo: E_A

$$K_a = 0,25$$

$$E_{A1} = \frac{1}{2}(\gamma_m - \gamma_w)h^2 K_a$$

$$E_{A1} = \frac{1}{2}(1,80 - 1,00)(0,92)^2(0,25) = 0,08 \text{ T}$$

$$E_{A1} = 0,08 \text{ T}$$

$$r_{EA1} = 0,31 \text{ m}$$

Empuje pasivo: E_p

$$K_p = 4,02$$

$$E_{P1} = \frac{1}{2}(\gamma_m - \gamma_w)h^2 K_p = \frac{1}{2}(1,80 - 1,00)(0,92)^2(4,02)$$

$$E_p = 1,36 \text{ T}$$

$$r_{EP} = 0,31 \text{ m}$$

Peso del agua sobre el dique: W_A

$$W_{A1} = 0,85 T$$

$$r_{WA1} = 1,53 m$$

$$W_{A2} = 0,35 T$$

$$r_{WA2} = 0,67 m$$

$$W_{A3} = 0,42 T$$

$$r_{WA3} = 0,33 m$$

Peso propio del dique: W

$$W_1 = 3,30 \text{ T}$$

$$r_{W1} = 1,50 \text{ m}$$

$$W_2 = 0,83 \text{ T}$$

$$r_{W2} = 0,67 \text{ m}$$

$$W_3 = 1,65 \text{ T}$$

$$r_{W3} = 0,50 \text{ m}$$

Estabilidad al volcamiento

Momentos estabilizadores: ΣM_E

$$\begin{aligned} \Sigma M_E = & W_1 \cdot r_{W1} + W_2 \cdot r_{W2} + W_3 \cdot r_{W3} + W_{A1} \cdot r_{WA1} + W_{A2} \cdot r_{WA2} + W_{A3} \cdot r_{WA3} + E_{H3} \cdot r_{EH3} \\ & + E_P \cdot r_{EP} \end{aligned}$$

$$\Sigma M_E = (3,30)(1,50) + (0,83)(0,67) + (1,65)(0,50) + (0,85)(1,53) + (0,35)(0,67) \\ + (0,42)(0,33) + (1,25)(0,53) + (1,36)(0,31)$$

$$\Sigma M_E = 9,09 \text{ T.m}$$

Momentos desestabilizadores: ΣM_D

$$\Sigma M_D = E_H \cdot r_{H1} + E_{H2} \cdot r_{H2} + E_{A1} \cdot r_{EA1} + E_S \cdot r_{ES}$$

$$\Sigma M_D = (1,13)(0,50) + (1,50)(0,75) + (0,08)(0,031) + (4,00)(1,02)$$

$$\Sigma M_D = 5,77 \text{ T.m}$$

$$FS_V = \frac{S M_E}{S M_D} = \frac{9,09}{5,77} = 1,58$$

$$FS_V = 1,58 > 1,50$$

Estabilidad al deslizamiento

$$FS_D = \mu \frac{S F_V}{S F_H}$$

Sumatoria de fuerzas verticales: ΣF_V

$$\Sigma F_V = W_1 + W_2 + W_3 + W_{A1} + W_{A2} +$$

$$\Sigma F_V = 3,30 + 0,83 + 1,65 + 0,85 + 0,35 + 0,42 - 4,00$$

$$\Sigma F_V = 3,40 \text{ T}$$

Sumatoria de fuerzas horizontales: ΣF_H

$$\Sigma F_H = E_{H1} + E_{H2} + E_{A1} - E_P - E_{H3}$$

$$\Sigma F_H = 1,13 + 1,50 + 0,08 - 1,36 - 1,25$$

$$\Sigma F_H = 0,10 \text{ T}$$

$$FS_D = \frac{0,40(3,40)}{0,10} = 13,60$$

$$FS_D = 13,60 > 1,50$$

Estabilidad a flotación: FS_F

$$FS_F = \frac{W_{A1} + W_{A2} + W_{A3} + W_1 + W_2 + W_3}{E_S}$$

$$FS_F = \frac{0,85 + 0,35 + 0,42 + 3,30 + 0,83 + 1,65}{4,00} = \frac{7,40}{4,00} = 1,85$$

$$FS_F = 1,85 > 1,50$$

Verificación de los esfuerzos sobre el terreno de fundación

$$\sigma_f = \frac{\Sigma F_V}{A} = \frac{3,40}{(2,00)(1,00)} = 1,70 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_f = 0,17 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma$$

7.2.1.3. Cálculo de la socavación aguas abajo del dique

Bisaz (1972) presenta un estudio basado sobre una serie de ensayos en modelo reducido, para cuantificar socavaciones locales al pie de una presa-vertedero utilizada para corrección de quebradas empinadas, donde describe la influencia de la duración de la crecida y su desarrollo con el tiempo sobre la erosión y la profundidad máxima de las socavaciones, así como el efecto de los acarresos que sobrepasan el vertedero. Con relación a la Figura 7.7 presenta la siguiente ecuación de regresión para evaluar la máxima profundidad de socavación considerando acarresos.

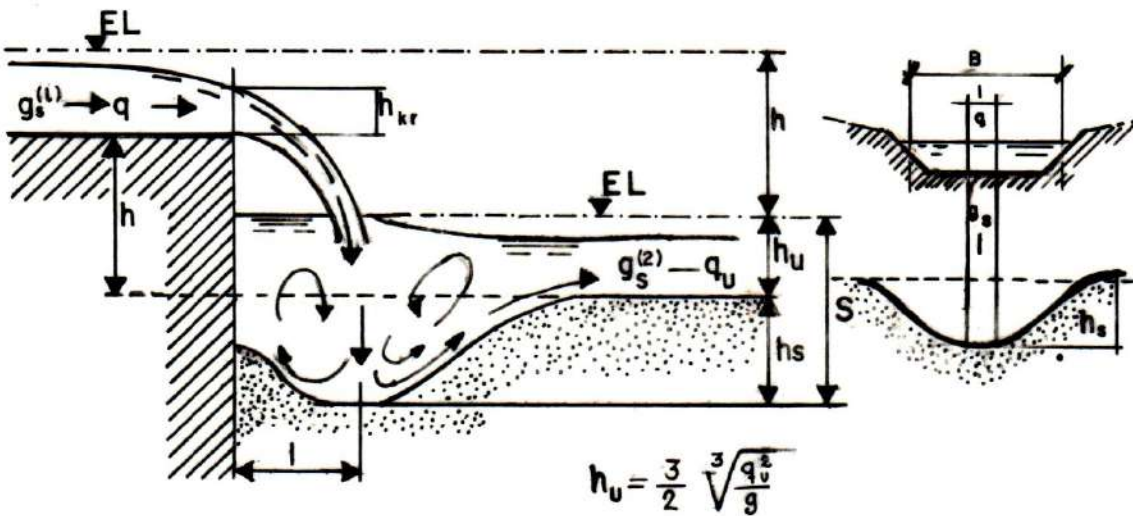


Figura 7. 7 Esquema utilizado por Bisaz (1972) en su investigación.

Fuente: Propia.

$$S = 1,90 q^{1/2} h^{1/4} - 4,17 d_{90} \quad (7.33)$$

Dónde:

- S = es la profundidad del agua en el socavón, en m.
q = es el caudal unitario, en m^2/s .
h = es la caída, en m.
 d_{90} = tamaño de partícula que corresponde al 90% de la curva granulométrica, de modo que el 90% de las partículas son más finas que el d_{90} y el 10% más grueso (porcentaje en peso) en m.

Dicha ecuación está sujeta a las siguientes restricciones:

a) $30 > \frac{q^{1/2} h^{1/4}}{d_{90}} > 5$ (7.34)

b) $q_{max} = \frac{Q_{max}}{L} \leq 7,00 \text{ m}^2/s$ (7.35)

c) La concentración de sólidos de q debe estar entre 1% y el 6%

d) $(1,00 < h < 7,00)$

Para este ejercicio los datos son:

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{8,64}{5,00} = 1,728 \text{ m}^2/s < 7,00 \text{ m}^2/s$$

$$h = 1,00 \text{ m}$$

$$d_{90} = 3,5'' = 0,089 \text{ m (se verificó en la curva granulométrica)}$$

$$\frac{q^{1/2} h^{1/4}}{d_{90}} = \frac{(1,728)^{1/2} * 1,00^{1/4}}{(0,089)} = 14,77 \text{ (se cumple la restricción)}$$

Entonces:

$$S = 1,90 (1,728)^{1/2} (1,00)^{1/4} - 4,17 (0,089)$$

$$S = 2,126 \text{ m}$$

De la Figura 7.7

$$S = h_u + h_s \quad (7.36)$$

$$h_s = S - h_u = 2,126 - 1,15 = 0,976 \text{ m} = 1,00 \text{ m}$$

La socavación al pie del dique se estima en $h_s = 1,00 \text{ m}$.

Para proteger la estructura del dique contra socavación se colocará un enrocado aguas abajo con un espesor de aproximadamente 1,00 m, dado por la máxima socavación teórica calculada. Para determinar la longitud L hasta la cual se extenderá el enrocado de protección se utilizará la siguiente ecuación propuesta por OLADE (1981).

$$L = K(2H + P) \quad (7.37)$$

Dónde:

L = es la longitud del zampeado de protección, en m.

K = es un factor que depende de la naturaleza del suelo.

H = es la carga sobre el dique vertedero, en m ($H = 0,97 \text{ m}$).

P = es la altura del dique, en m ($P = 1,00 \text{ m}$).

Para este caso el coeficiente K fue evaluado en 1,50 (grava gruesa con bolos) conforme a la Tabla 7.5 tomada de OLADE (1981).

Tabla 7.5 Factor K para diferentes materiales de lecho

Material del lecho	Factor K
Arcilla dura y material resistente	1,00
Arcilla suave	1,50
Grava media	1,75
Grava fina	2,00
Arena gruesa	2,50
Arena media	3,00
Arena fina	3,50
Arena muy fina con limos	4,00
Grava gruesa con bolos	1,50

Fuente : Propia.

$$L = 1,50 (2 (0,97) + 1,00)$$

$$L = 4,41 \text{ m}$$

Se adopta $L = 4,50 \text{ m}$, para fines prácticos

El enrocado de protección será de ϕ mínimo = 250 mm y se extenderá 4,50 m aguas abajo del dique. Con esto se persigue impedir que la socavación desnude el dique hasta su cota de fundación y ponga en peligro su estabilidad. Donde el material existente en el lecho cumpla con las especificaciones del enrocado no será sustituido.

7.2.2. Dique de enrocado

7.2.2.1. Desarrollo de la Teoría y Ecuaciones presentadas por Hartung y Scheuerlein.

Hartung (1970) estudia el comportamiento de un flujo en grandes pendientes y grandes rugosidades, el cual define las condiciones que se presentan en el talud aguas abajo de una presa de enrocado al actuar la cresta de la misma como vertedero. Este flujo tiene la particularidad de ser altamente turbulento y mezclado con aire. Finalmente propone una metodología para el diseño de presas de enrocado sometidas a flujo sobre su cresta.

La ecuación de resistencia para este tipo de flujo es:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -3,2 \log \left(C \frac{\theta_m}{4 Y_m} \right) \quad (7.38)$$

Dónde:

λ = factor de resistencia.

Y_m = profundidad media del agua, en m.

Θ_m = altura media de rugosidades, = $d_s/3$, en m.

d_s = diámetro equivalente del enrocado, en m.
 C = coeficiente.

$$C = \sigma (1,7 + 8,1 \varphi_2 \text{ sen } \psi) \quad (7.39)$$

Dónde:

ψ = ángulo del talud en grados
 φ_2 = factor de empacamiento
 φ_2 = altura de un elemento rocoso
distancia entre dos elementos rocosos
 σ = factor de aireación definido como:
 $\sigma = \gamma_{WL}/\gamma_W = \frac{\text{Peso específico de la mezcla aire-agua}}{\text{Peso específico del agua pura}}$

Para obtener el factor de aireación fue desarrollada la siguiente ecuación empírica:

$$\sigma = 1 - 1,3 \text{ sen } \psi + 0,08 \frac{Y_m}{\theta_m} \quad (7.40)$$

Para la condición de flujo permanente y uniforme por unidad de longitud, se tiene:

$$V = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \sqrt{Y_m \text{ sen } \psi} \quad (7.41)$$

Dónde:

V = velocidad media de la mezcla aire-agua, en m/s.
 g = aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

La descarga de agua pura por unidad de ancho (q_w) para la condición de flujo permanente y uniforme, puede ser calculada como:

$$q_w = \sigma Y_m V \quad (7.42)$$

Con relación a la Figura 7.8 y considerando las fuerzas que actúan sobre una roca en la superficie aguas abajo de una presa:

$$P + H = < R \quad (7.43)$$

Donde:

$$H = G \sin \psi$$

$$N = G \cos \psi$$

$$R = G \cos \psi \tan \delta$$

$$P = \rho Q V_c$$

$$\rho = \frac{\gamma_{WL}}{g} = \frac{\sigma \gamma_w}{g} \quad (7.44)$$

Dónde:

V_c = velocidad crítica para la cual las rocas comienzan a moverse.

Q = volumen por segundo de la mezcla aire-agua que choca contra las rocas.

δ = ángulo de reposo crítico del enrocado.

Sustituyendo Q por $F V_c$, donde F es el área de choque del flujo sobre las rocas en la dirección del flujo, la ecuación de equilibrio se transforma en:

$$P + H = R \quad (7.45)$$

$$\rho Q V_c + G \sin \psi = G \cos \psi \tan \delta$$

$$\frac{\sigma \gamma_w}{g} (F.V_c) V_c + G \sin \psi = G \cos \psi \tan \delta$$

$$\frac{\sigma \gamma_w}{g} = F.V_c^2 + G \sin \psi = G \cos \psi \tan \delta \quad (7.46)$$

Relacionando los enrocados con el volumen de una esfera de diámetro d_s y asumiendo que P actúa sobre la esfera:

$$G = \frac{d_s^3}{6} \pi (\gamma_s - \gamma_w) \quad y \quad (7.47)$$

$$F = \frac{1}{2} \frac{d_s^2}{4} \pi = \frac{d_s^2}{8} \pi \quad (\text{área de choque}) \quad (7.48)$$

Dónde:

γ_s = peso específico del enrocado.

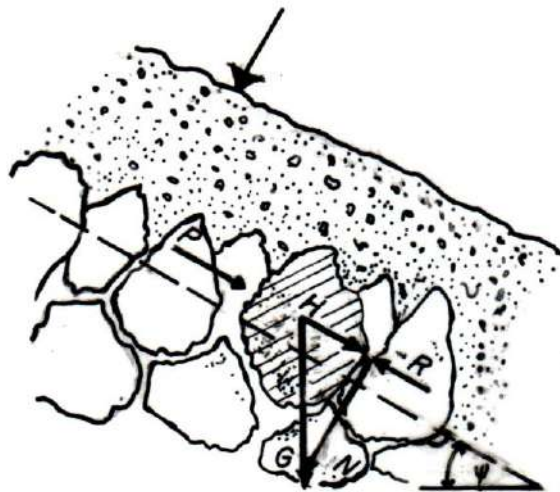


Figura 7. 8 Diagrama de fuerzas actuantes sobre las rocas en el talud aguas abajo.

Fuente: Propia.

Sustituyendo F y G en la ecuación de equilibrio (7.46):

$$\frac{\sigma \gamma_w}{g} \frac{d_s^2}{8} \pi V_c^2 + \frac{d_s^3}{6} \pi (\gamma_s - \gamma_w) \operatorname{sen} \psi = \frac{d_s^3}{6} \pi (\gamma_s - \gamma_w) \cos \psi \operatorname{tg} \delta$$

$$\frac{\sigma \gamma_w}{8g} \cdot \frac{V_c^2}{\cos \psi} = \frac{d_s}{6} (\gamma_s - \gamma_w) \operatorname{tg} \delta - \frac{d_s}{6} (\gamma_s - \gamma_w) \cdot \operatorname{tg} \psi$$

$$\frac{\sigma \gamma_w}{8g} \cdot \frac{V_c^2}{\cos \psi} = \frac{d_s}{6} (\gamma_s - \gamma_w) (\operatorname{tg} \delta - \operatorname{tg} \psi)$$

$$V_c^2 = \frac{d_s}{6} (\gamma_s - \gamma_w) (\operatorname{tg} \delta - \operatorname{tg} \psi) \frac{8 g \cos \psi}{\gamma_w \sigma}$$

$$V_c^2 = \frac{d_s}{3} (\gamma_s - \gamma_w) (\operatorname{tg} \delta - \operatorname{tg} \psi) \frac{(2)(2)g \cos \psi}{\gamma_w \sigma}$$

$$V_c^2 = \frac{2 g (\gamma_s - \gamma_w)}{\sigma \gamma_w} \cdot d_s \cos \psi \frac{2}{3} (\operatorname{tg} \delta - \operatorname{tg} \psi)$$

$$V_c^2 = \sqrt{\frac{2 g (\gamma_s - \gamma_w)}{\sigma \gamma_w}} \cdot \sqrt{d_s \cos \psi} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} (\operatorname{tg} \delta - \operatorname{tg} \psi)} \quad (7.49)$$

Comparando esta ecuación con la desarrollada por Izbash (1959) (máxima velocidad antes del enrocado moverse):

$$V_c = E_2 \sqrt{\frac{2g (\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w}} \sqrt{d_s} \quad (7.50)$$

Dónde:

E_2 = constante igual a 1,20.

Es evidente la similitud entre las ecuaciones

Para taludes pequeños y bajo la suposición de no aireación ($\sigma = 1$) y $\cos \psi = 1$, lo que implica $\psi \rightarrow 0^\circ$ (talud pequeño), $E_2 = 1,20$ es una buena aproximación.

$$\left(\frac{2}{3} (tg \delta - tg \psi)\right)^{1/2} = 1,2$$

$$\left(\frac{2}{3} tg \delta\right)^{1/2} = 1,2 \quad (7.51)$$

$$\therefore \delta \simeq 65^\circ$$

δ es el ángulo de reposo crítico de un enrocado volteado. Marsal (1979) sostiene que para un enrocado volteado el valor del ángulo de reposo crítico es de 65° y que para enrocado acomodado el valor teórico de este ángulo puede llegar a 90° . En consecuencia la ecuación se transforma en:

$$V_c = 1,2 \sqrt{\frac{2g (\gamma_s - \gamma_w)}{\sigma \gamma_w}} \sqrt{d_s \cos \psi} \quad (7.52)$$

Las ecuaciones 7.38, 7.40, 7.41 y 7.52 representan las leyes básicas para el diseño de enrocados sujetos a flujo, según Hartung (1970).

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1. Escoger una pendiente (ψ), un tamaño de enrocado (d_s) y determinar el peso específico del

mismo (γ_s), para el talud aguas abajo.

2. Utilizando las ecuaciones 7.38, 7.40, 7.41 y 7.52 se obtienen V_c , Y_m y σ . Finalmente, con la ecuación 7.42 se calcula la máxima descarga de acuerdo a las condiciones seleccionadas. Si esta descarga es menor que la deseada, es necesario un ajuste de la pendiente y del tamaño del enrocado seleccionado.

Como se puede observar el cálculo es algo problemático ya que V_c , Y_m y σ no pueden ser calculados directamente en una sola iteración. Por esta razón, Hartung (1970) confeccionó unos gráficos para diferentes valores de d_s , en base a un peso específico $\gamma_s = 2,70 \text{ T/m}^3$ del enrocado, los cuales simplifican grandemente el proceso y se presentan en las Figuras 7.9, 7.10 y 7.11.

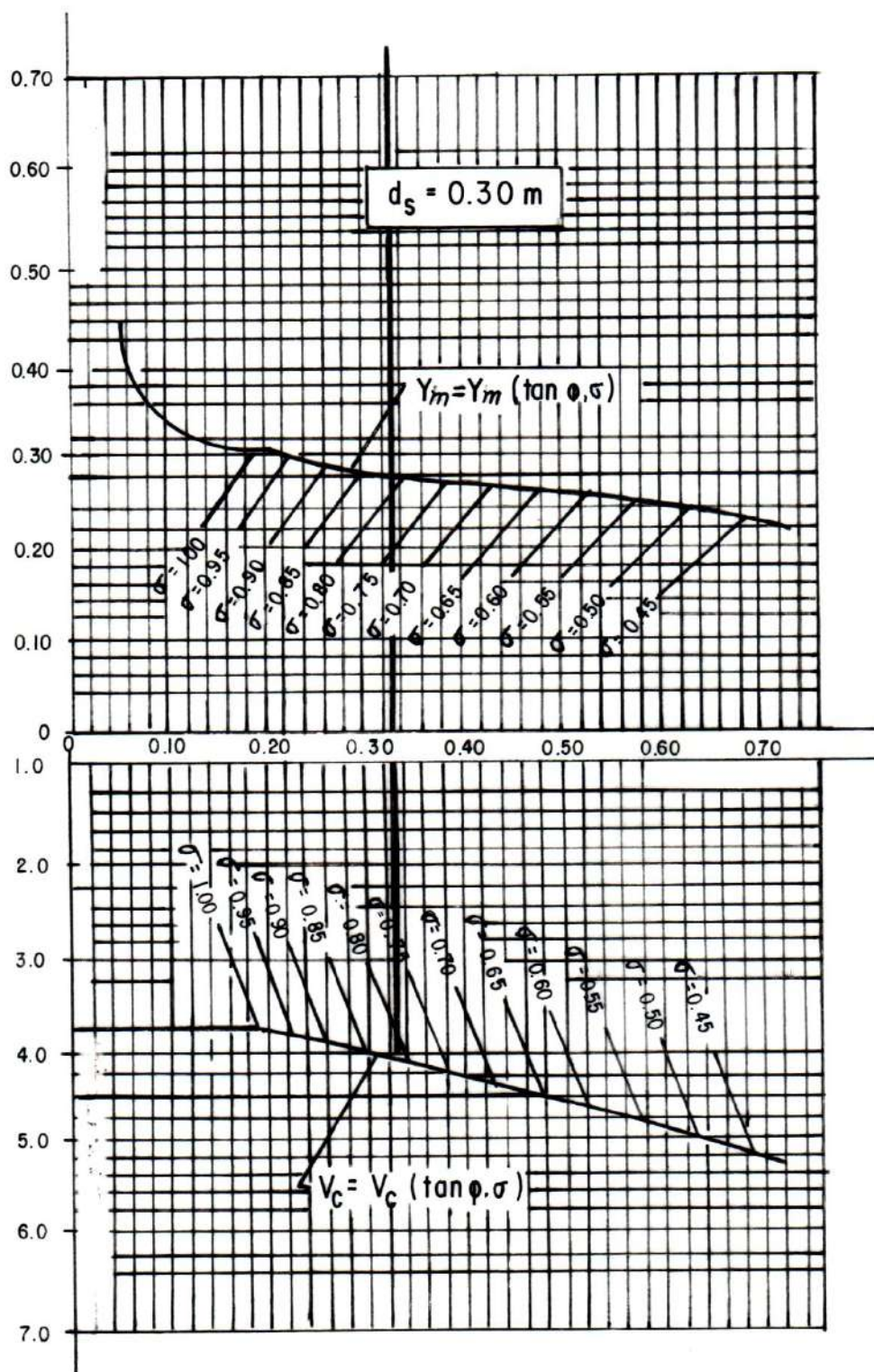


Figura 7.9 Gráfico solución para $d_s = 0,30 \text{ m}$. Tomado de Hartung (1980).

Fuente: Propia.

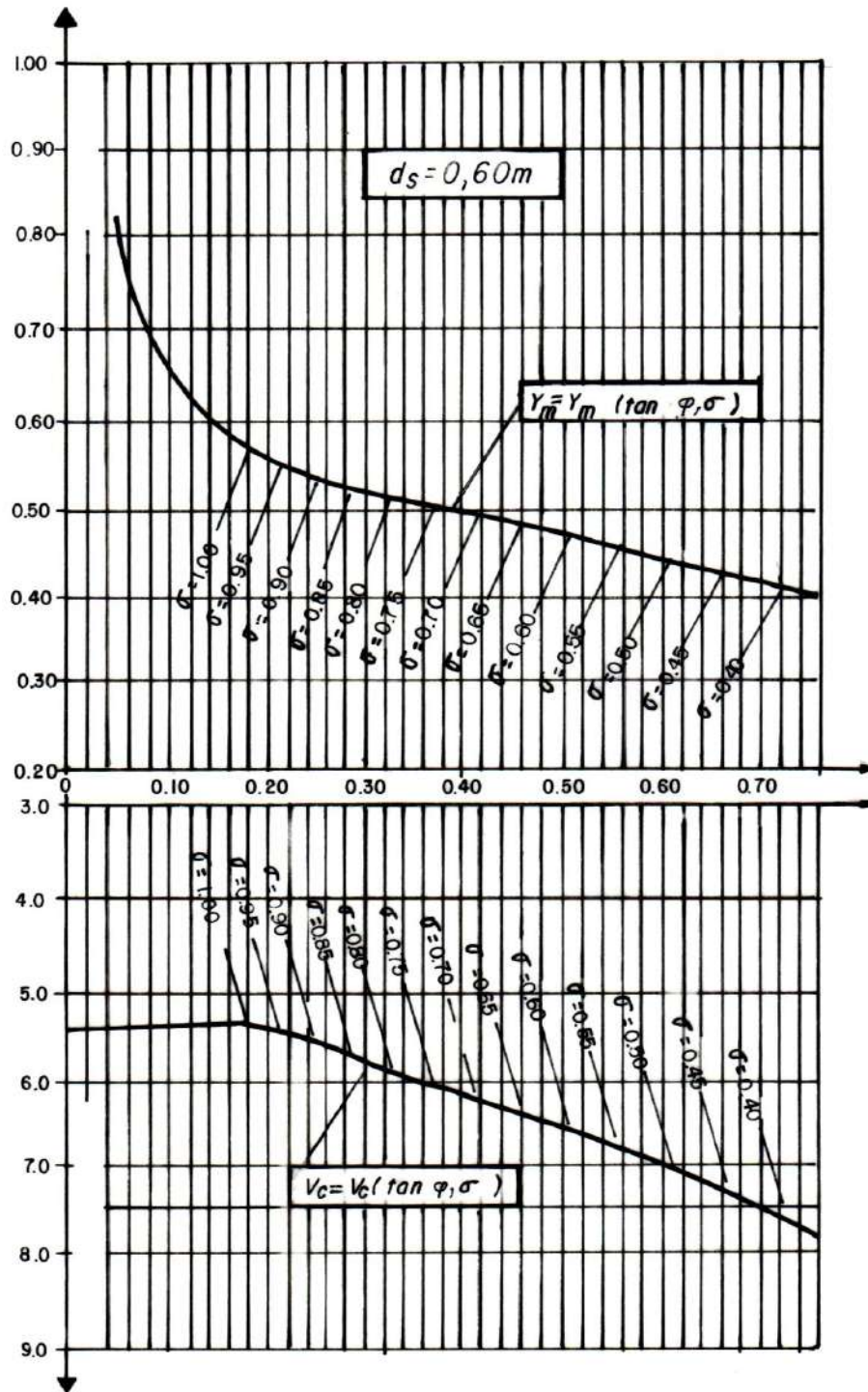


Figura 7. 10 Gráfico solución para $d_s = 0,60$ m. Tomado de Hartung (1970).

Fuente: Propia.

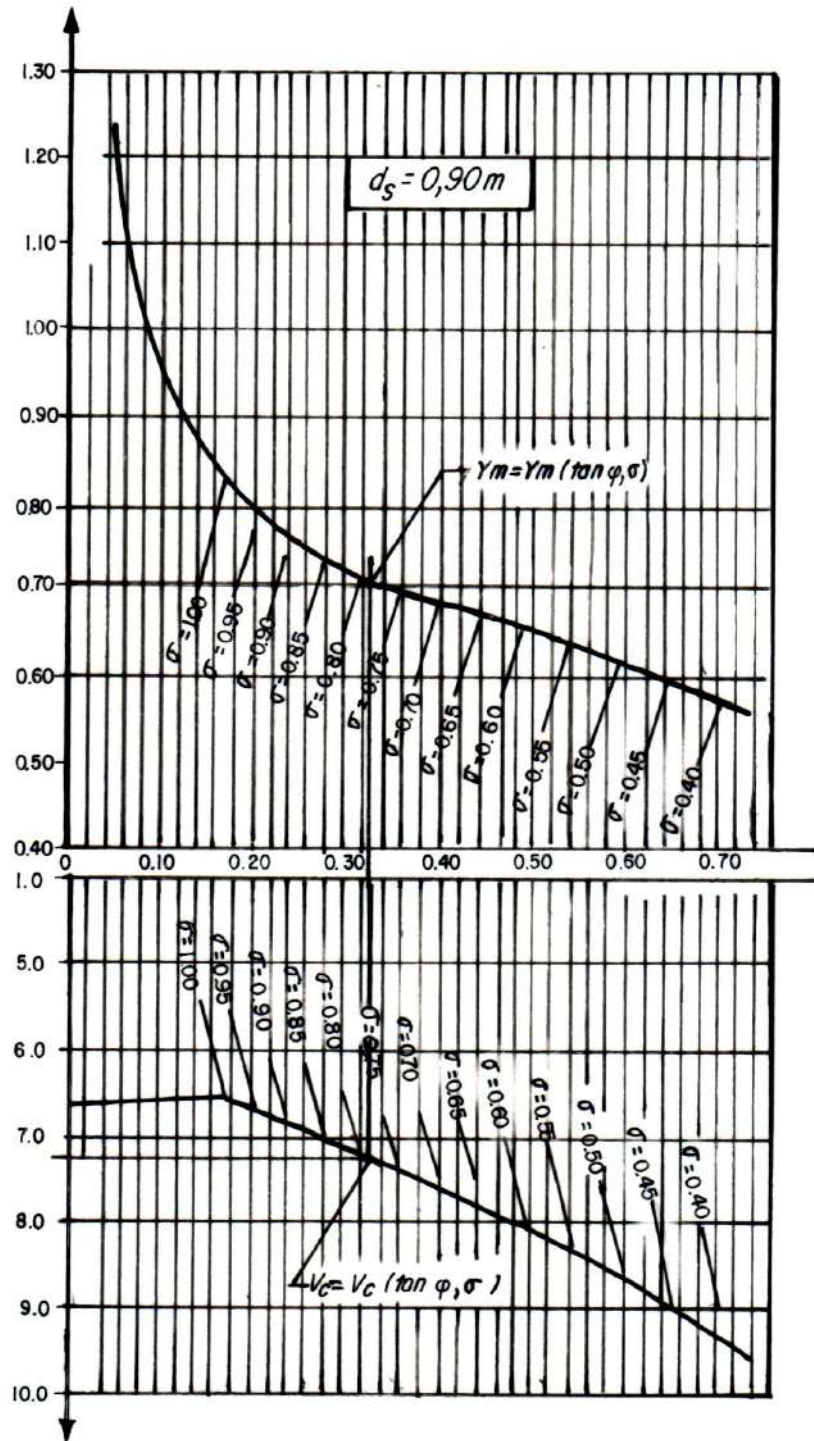


Figura 7. 11 Gráfico solución para $d_s = 0.90 m$. Tomado de Hartung (1970).

Fuente: Propia.

7.2.2.2. Diseño del enrocado utilizando la metodología de Hartung y Scheuerlein.

El estudio hidrológico realizado da como resultado un caudal de $23,84 \text{ m}^3/\text{s}$ para una crecida con un período de retorno de 100 años.

$$Q_{100} = 23,84 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_{100} = 1,192 \text{ m}^3/\text{s.m} \text{ (para 20 metros de presa de enrocado)}$$

Seleccionando $\psi = 11^\circ 18' 36''$ (5H : 1V) para el talud aguas abajo y $d_s = 0,30 \text{ m}$, de la Figura 7.9 se tiene que:

$$Y_m = 0,32 \text{ m}$$

$$\sigma = 1,00$$

$$V_c = 3,80 \text{ m/s}$$

$$q_w = \sigma Y_m V_c = 1,216 \text{ m}^3/\text{s} > q_{100}$$

El talud aguas abajo de la presa de enrocado será 5 horizontal a 1 vertical y estará constituido por un enrocado cuyo peso estará comprendido entre el doble del peso crítico y la mitad de éste, en otras palabras enrocado con diámetro equivalente d_s entre 0,25 m y 0,40 m ($0,25 < d_s < 0,40$). Este criterio fue utilizado con muy buenos resultados en la barrera de enrocado sobre el río Teno en Chile (Mery, 1980).

7.2.2.3. Geometría y Dimensionamiento del Dique de Enrocado.

La cota de la cresta del dique fue fijada en la 1550,30 m.s.n.m. La Figura 7.12 presenta la geometría del dique. Su altura máxima sobre el lecho de la quebrada es 1,50 m. El ancho de la corona es 1,00 m. El talud aguas arriba se proyectó 2H : 1V y el de aguas abajo 5H : 1V. El

enrocado se colocará sobre una capa de material fino del lecho de la quebrada, debidamente compactado, de 0,25 m de espesor. El pie del talud aguas abajo se reforzó con una trinchera del mismo enrocado que se extiende 5,00 m en dirección aguas arriba. El talud aguas arriba se impermeabilizará con una carpeta que se extenderá hasta la corona, tal como lo indica la Figura 7.12.

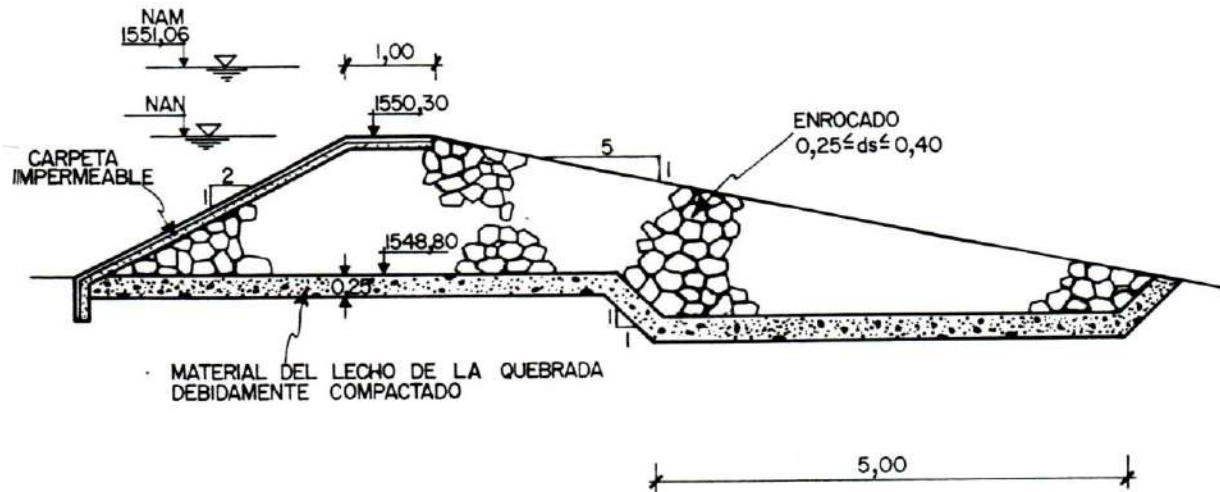


Figura 7. 12 Geometría y dimensiones del dique de enrocado.

Fuente: Propia.

7.2.2.4. Carpeta Impermeable del Talud Aguas Arriba

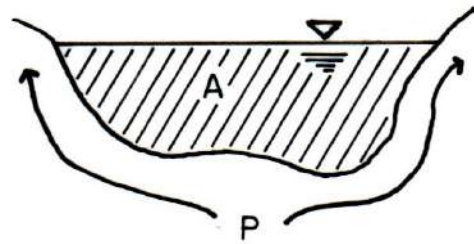
Con la finalidad de impedir el flujo de agua a través del talud aguas arriba, se proyectó una carpeta de Geotextil, la cual se colocará sobre una capa de material de grava de 0,10 m de espesor y partículas menores de 1/4".

7.3. OBRAS DE CONDUCCION

Las obras de conducción tienen como función conducir las aguas desde las obras de toma hasta la cámara de carga. Generalmente consisten en canales ó tuberías de baja presión:

7.3.1. Obras de conducción mediante canales

Para el diseño hidráulico de estas obras la ecuación de Manning es utilizada:



$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Figura 7. 13 Obras de conducción mediante canales.

Fuente: Propia.

Dónde:

V = es la velocidad media del flujo, en m/s.

Q = es el caudal, en m³/s.

n = es el coeficiente de rugosidad de Manning, en m^{1/3}/s.

R = es el radio hidráulico o relación entre área de flujo y perímetro mojado, en m.

P = es el perímetro mojado de flujo, en m.

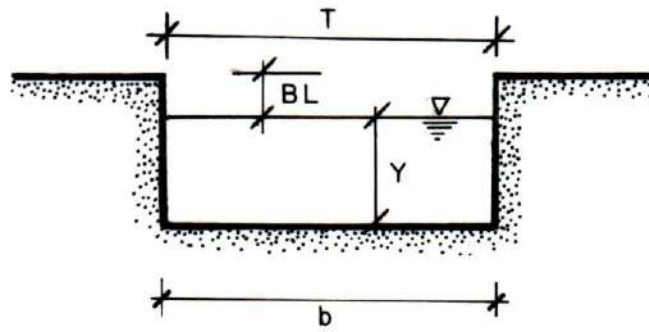
A = es el área de flujo, en m².

S = es la pendiente del canal.

La validez de la ecuación de Manning está supeditada a unas condiciones de flujo uniforme permanente, lo cual implica que la línea de energía es paralela a la línea del gradiente hidráulico (superficie del agua) y a su vez paralela a la pendiente del canal.

Las secciones de flujo más comúnmente usadas son la trapezoidal y la rectangular. Ver Figuras 7.14 y 7.15.

7.3.1.1. Sección rectangular:



$$A = b Y$$

$$P = b + 2Y$$

$$R = \frac{b Y}{b + 2Y}$$

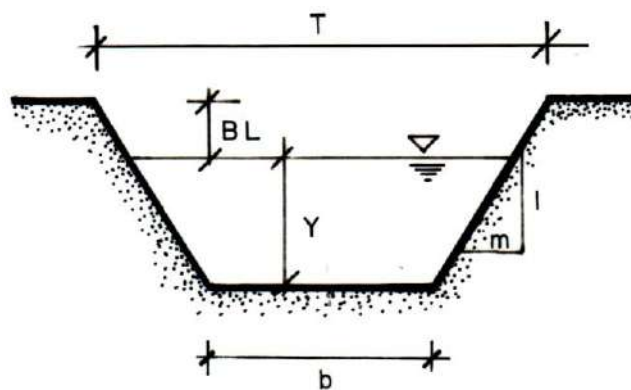
$$T = b$$

Figura 7. 14 Sección rectangular.

Fuente: Propia.

7.3.1.2. Sección Trapezoidal

La sección trapezoidal es una de las que más se asemeja a la sección hidráulica óptima y posee más capacidad de conducción que la rectangular. La sección hidráulicamente óptima es aquella que con una superficie mojada mínima conduzca el caudal máximo. La sección más usada en canales es la trapezoidal.



$$A = bY + mY^2$$

$$P = b + 2Y\sqrt{1 + m^2}$$

$$T = b + 2mY$$

$$R = \frac{A}{P}$$

Figura 7. 15 Sección trapezoidal.

Fuente: Propia.

7.3.1.3. Diseño hidráulico de un canal

Al realizar el diseño hidráulico de un canal, generalmente son conocidos el caudal Q que se desea transportar y la pendiente del canal. Dependiendo del material que conforme el perímetro de flujo se escoge el coeficiente de rugosidad. La Tabla 7.6 puede usarse para estimar el coeficiente de rugosidad "n" de Manning.

Tabla 7. 6 Coeficiente de rugosidad n para diferentes contornos del perímetro mojado.

n	Material que conforma el perímetro de flujo
0,011	Concreto muy liso
0,013	Concreto de normal acabado
0,017	Canales de tierra en buenas condiciones
0,020	Canales naturales de tierra, libres de vegetación
0,025	Canales naturales con alguna vegetación y piedras esparcidas en el fondo.
0,035	Canales naturales con abundante vegetación
0,040	Arroyos de montaña con muchas piedras

Fuente: Aguirre, 1980.

El área de flujo A se calcula en función de la velocidad media en el canal. Esta varía generalmente entre 0,70 m/s y 2,00 m/s en canales no revestidos, para evitar sedimentación y erosión respectivamente. Para canales revestidos la velocidad media de flujo podría variar entre 0,70 m/s (para evitar sedimentación de partículas) y una velocidad máxima para evitar erosión que depende del material del revestimiento o superficie en contacto con el flujo.

La Tabla 7.7 presenta valores de referencia para estimar las velocidades máximas permisibles para algunos tipos de revestimientos de canales. La Tabla 7.8 contiene información sobre velocidades máximas permisibles en concretos con $f'c < 210 \text{ kg/cm}^2$ (velocidades en m/s).

Tabla 7. 7 Velocidades máximas permisibles para diferentes revestimientos en canales.

Material que conforma el revestimiento	Velocidad máxima m/s
Concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	5,00
$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	6,00
$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$	7,50
$f'c = 420 \text{ Kg/cm}^2$	9,50
Asbesto cemento (AC)	4,5
P.V.C.	4,5
Metales	Sin límite

Fuente: Krochin, 1986.

Tabla 7. 8 Velocidades máximas permisibles para concretos con $f'c < 210 \text{ Kg/cm}^2$. (Velocidades en m/s).

Concreto $f'c$ Kg/cm^2	Profundidad del flujo en metros				
	0,5	1,0	3,0	5,0	10,0
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

Fuente: Krochin, 1986.

La Tabla 7,9 contiene información sobre velocidades máximas no erosivas en canales no revestidos.

Tabla 7. 9 Velocidades máximas no erosivas en m/s

Material	Velocidad
Limo	0,15 @ 0,30
Arena	0,20 @ 0,60
Grava	0,60 @ 1,20
Suelos arcillosos	0,70 @ 1,20
Arcillas	1,00 @ 2,00
Rocas sedimentarias	2,50 @ 4,50
Rocas cristalinas	20,0 @ 25,00

Fuente: Krochin, 1986.

7.3.1.4. Taludes recomendados en secciones trapezoidales

El USBR recomienda y usa el talud 1.5:1 en todos sus diseños. El criterio del USBR posiblemente tiene que ver más con normalización de sus diseños que con otro criterio. La literatura, no obstante reporta y recomienda una gran variedad de valores y criterios para seleccionar los taludes en canales de sección trapezoidal. La Tabla 7.10 presenta algunos de esos criterios.

Tabla 7. 10 Taludes recomendados en canales de sección trapezoidal en función de la naturaleza del material excavado.

Material	Talud (H:V)
Roca	Prácticamente vertical
Suelos de turba de detritos	0,25:1
Arcilla compactada o tierra con recubrimiento de concreto.	0,5:1 @ 1:1
Tierra en recubrimiento de piedra o tierra en grandes canales.	1:1
Arcilla firme o tierra en canales pequeños	1,5:1
Tierra arenosa suelta	2:1
Greda arenosa o arcilla porosa	3:1

Fuente: Aguire, 1980.

7.3.1.5. Borde libre (B.L)

El área mojada no ocupa toda la sección excavada del canal sino que entre la superficie del agua y el nivel de la plataforma que conforma la berma, se deja una distancia vertical de seguridad. Esta distancia vertical (o desnivel), debe ser suficiente para impedir que el oleaje y variaciones bruscas de caudales y niveles provoquen desbordamientos. En general se acepta que el borde libre debe ser entre el 5% y el 30% de la profundidad normal del flujo.

7.3.2. Obras de conducción mediante tuberías a baja presión

Las tuberías utilizadas en las conducciones a baja presión, son de diferentes materiales y su escogencia se debe guiar por los siguientes principios:

- a) Tipo de tubería
- b) Costo de la tubería
- c) Disponibilidad en el mercado
- d) Expectativa de vida
- e) Resistencia a la corrosión
- f) Rugosidad de la tubería
- g) Presión de operación
- h) Facilidad de transporte e instalación

Las tuberías y piezas de conexión se fabrican según su diámetro (tamaño característico) y en diferentes materiales. La Tabla 7.11 presenta esta información.

El cálculo hidráulico en tuberías a baja presión, normalmente puede realizarse conforme a lo planteado en la Figura 7.16. Generalmente se conocen las condiciones aguas arriba y aguas abajo y se desea saber el diámetro y el material del conducto. Las condiciones aguas arriba y aguas abajo son niveles de agua más o menos constantes en cámaras como desarenadores y cámaras de carga o cámaras presedimentadoras y sedimentadoras.

Tabla 7. 11 Tuberías que se fabrican según su tamaño y material que las conforma.

Material	Diámetro (pulgadas)
Concreto armado y postensado	> 24
Acero inoxidable (con o sin soldadura)	Todos los diámetros
Acero sin costura	< 24
Acero soldado, de planchas dobladas y soldadura longitudinal	> 16
Hierro fundido, hierro dúctil colado o centrifugado	3 @ 48
Polietileno de alta densidad (PEAD)	Todos los diámetros
Asbesto cemento (AC)	< 16
PVC	< 10

Fuente: Propia.

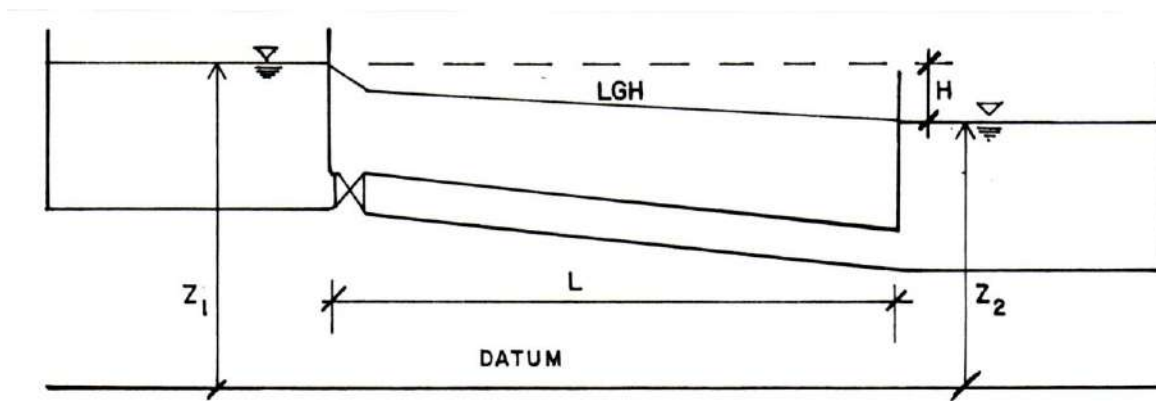


Figura 7. 16 Esquema hidráulico de un caso típico de conducción a baja presión.

Fuente: Propia.

Si se plantea la ecuación de energía entre los niveles de agua conocidos, aguas arriba y aguas abajo, se tiene:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + H_T$$

Para la condición de superficie de agua expuesta a presión atmosférica, la ecuación se transforma en:

$$Z_1 = Z_2 + H_T$$

$$Z_1 - Z_2 = H_T$$

En estas ecuaciones:

Z = es la energía potencial específica o altura de posición respecto a un nivel de referencia.

P/γ = es la energía de presión específica o altura de presión.

$V^2/2g$ = es la energía cinética específica o altura de velocidad.

H_T = son las pérdidas totales en el sistema de conducción

Ahora bien:

$$H_T = H_E + H_A + H_f + H_s \quad (7.53)$$

Dónde:

H_E = es la pérdida por entrada al conducto ($H_E = 0,50 V^2/2g$), en m.

H_A = es la pérdida en el accesorio de control de flujo ($H_A = 0,10 V^2/2g$), en m.

H_f = es la pérdida por fricción en la tubería, en m

H_s = es la pérdida por salida del conducto. en m

Para evaluar las pérdidas por fricción en tuberías de baja presión, puede usarse la siguiente ecuación, que será derivada de la ecuación de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (Manning) \quad (7.54)$$

Dónde:

V = velocidad del flujo, en m/s.

n = coeficiente de rugosidad función del material de la tubería. Para concreto $n = 0,013$; para hierro fundido $n = 0,012$.

- R = radio hidráulico. Para una tubería circulando llena, en m.
 S = pendiente del gradiente hidráulico.

$$R = \frac{D}{4} \quad (7.55)$$

Las pérdidas por fricción serán:

$$H_f = S \cdot L \quad (7.56)$$

Dónde:

L = es la longitud del conducto.

$$H_f = \frac{V^2 n^2 (4)^{4/3}}{D^{4/3}} \cdot L = \frac{16 Q^2 n^2 (4)^{4/3}}{D^4 D^{4/3} \pi^2} \cdot L = \frac{10,3 Q^2 n^2}{D^{16/3}} \cdot L$$

$$H_f = \frac{10,3 Q^2 n^2}{D^{16/3}} \cdot L \quad (7.57)$$

Ejemplo:

Se requiere diseñar hidráulicamente una conducción a baja presión con los siguientes datos:

- Caudal Q = 200 l/s
- Tubería en hierro fundido (HF) con n = 0,012
- Longitud de la tubería L = 30 m
- Z₁ = 150,00 msnm
- Z₂ = 146,00 msnm
- Válvula de compuerta a la entrada de la tubería con K_A = 0,10

Con relación a la Figura 7.16, para diferentes diámetros comerciales se confecciona la Tabla 7.12 y se selecciona el diámetro de tubería que produzca unas pérdidas totales en el sistema iguales o menores que Z₁ - Z₂, en este caso φ 10". En la elaboración de esta tabla se han

utilizado las siguientes ecuaciones:

$$V = \frac{4 Q}{\pi D^2} \quad H_A = 0,10 \frac{V^2}{2g} \quad H_T = H_E + H_A + H_f + H_s$$

$$H_E = 0,5 \frac{V^2}{2g} \quad H_f = 10,3 \frac{Q^2 n^2}{D^{16/3}} \cdot L$$

Tabla 7. 12 Cálculo hidráulico de una tubería de conducción a baja presión.

ϕ	V (m/s)	H _E (m)	H _A (m)	H _f (m)	H _s (m)	H _T (m)	Z ₁ - Z ₂ (m)
4"	25,46	16,52	3,31	383,45	16,52	419,80	4,00
6"	11,32	3,26	0,65	44,11	3,26	51,28	4,00
8"	6,37	1,03	0,21	9,51	1,03	11,78	4,00
10"	4,07	0,42	0,085	2,89	0,42	3,82	4,00 ^(*)
12"	2,83	0,20	0,040	1,09	0,20	1,53	4,00

Fuente: Propia.

7.4. DESARENADORES

El flujo de agua que entra a la obra de toma contiene sedimento en una concentración igual a la del río. La velocidad media en las cámaras, conductos y canales que conforman las obras de toma, es menor por lo general, que la velocidad media del río, y por ello parte de esas partículas en suspensión se depositan o se asientan dando origen a un proceso de colmatación. Como consecuencia de lo anterior se produce una disminución de la capacidad de transporte de las obras de conducción.

En el caso de MCH es común encontrar que los fabricantes de turbinas exijan que el flujo que llegue a los equipos contenga partículas menores de 0,25 mm. La Figura 7.17 presenta la ubicación típica de un desarenador en un emplazamiento hidroeléctrico a pequeña escala.

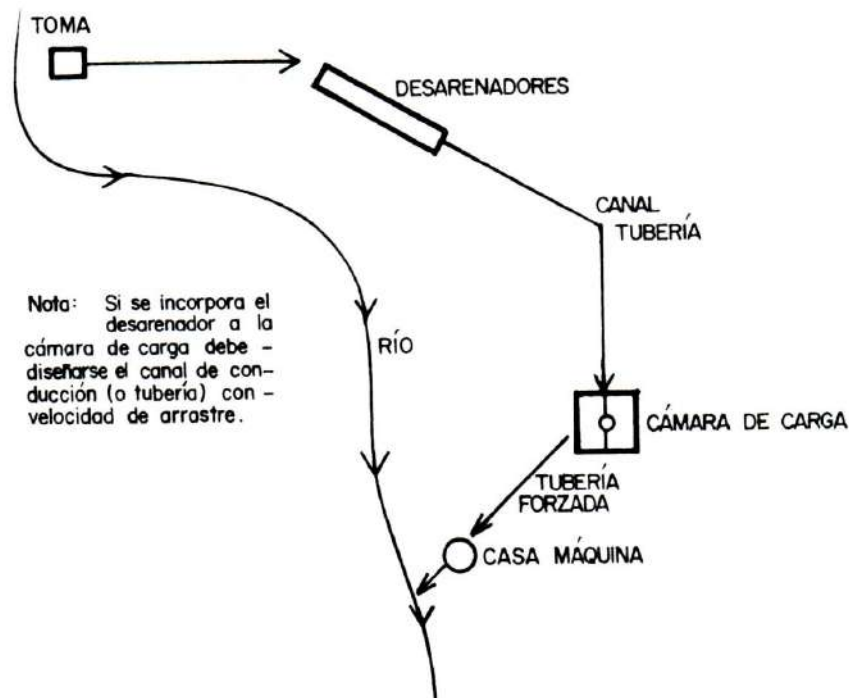


Figura 7. 17 Ubicación típica de un desarenador en un emplazamiento hidroeléctrico a pequeña escala.

Fuente: Propia.

La Tabla 7.13 presenta los tamaños de partículas a retener en un desarenador como función del tipo de turbina y el rango de caída.

Tabla 7. 13 Tamaños de partículas a retener en un desarenador como función del tipo de turbina y el rango de caída.

Diámetro (mm)	Tipo de turbina
1 a 3	Kaplan
0,4 a 1,00	Francis
0,2 a 0,4	Pelton
Caída (m)	rango ϕ máximo
100 a 200	0,60 a
200 a 300	0,50 a 0,60
300 a 500	0,30 a 0,50
> 500	0,10 a 0,30

Fuente: Coronado, 1966.

7.4.1. Criterio clásico para diseño

Criterio: la longitud debe ser tal que el tiempo que tarda una partícula en sedimentarse sea igual o menor al tiempo que emplea la partícula en recorrer la longitud del desarenador. La Tabla 7.14 presenta las velocidades de sedimentación para partículas menores de 1,5 mm, en función de la temperatura media de las aguas.

Tabla 7. 14 Velocidades de sedimentación de partículas de diámetro menores que 1,5 mm.

Diámetro de la partícula en mm	Velocidades de sedimentación en mm/s en función de °C				
	10	15	20	25	30
0,001	0,00068	0,00079	0,0009	0,001	0,0011
0,010	0,06800	0,07900	0,0900	0,100	0,1100
0,015	0,15400	0,17800	0,2100	0,225	0,2530
0,020	0,27400	0,31600	0,3600	0,400	0,4500
0,030	0,61800	0,71000	0,8100	0,900	1,0120
0,040	1,09900	1,26300	1,4400	1,600	1,8000
0,050	1,71700	1,97300	2,2700	2,500	2,8120
0,070	2,51000	2,88000	3,2500	3,650	4,1000
0,100	5,12000	5,88000	6,6300	7,440	8,3700
0,150	11,50000	13,25000	14,9000	16,750	18,8400
0,200	17,11000	18,76000	20,4200	22,060	23,7200
0,250	22,67000	24,39000	26,0200	27,660	29,3200
0,300	28,31000	29,96000	31,6200	33,260	34,9200
0,400	39,51000	41,16000	42,9200	44,460	46,1200
0,500	50,71000	52,36000	54,0200	55,660	57,3200
0,600	61,91000	63,56000	65,2200	66,860	68,5200
0,700	73,11000	74,76000	76,4200	78,060	79,7200
0,800	84,31000	85,96000	87,6200	89,260	90,9200
0,900	95,71000	97,36000	99,0200	100,460	102,1200
1,000	106,71000	108,36000	110,0200	111,660	113,3200
1,200	129,11000	130,76000	132,4200	134,060	135,7200
1,500	162,71000	164,36000	166,0200	167,660	169,3200

Fuente: Ruravliev ,1979

Variables:

L = longitud del desarenador, en m.

V = velocidad del agua ($0,2 < V < 0,4$) m/s.

h = profundidad del desarenador ($1,00 < h < 3,00$) m.

Θ = inclinación de las rejillas.

$50^{\circ} < \Theta < 55^{\circ}$ limpieza manual

$70^\circ < \Theta < 76^\circ$ limpieza mecánica

La condición más desfavorable para la sedimentación de una partícula se presenta en la Figura 7.18, se puede observar una partícula en la superficie al inicio de la cámara.

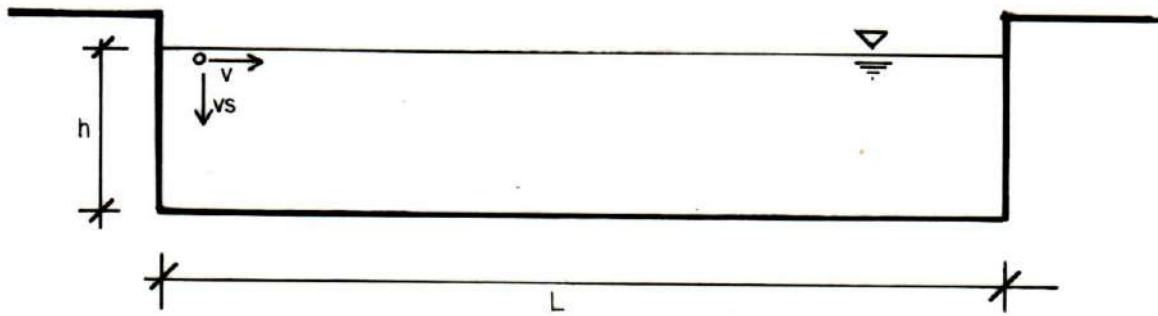


Figura 7. 18 Condición más desfavorable para la sedimentación de una partícula.

Fuente: Propia.

Para esta condición:

$$V_s = \frac{h}{t_s}$$

$$t_s = \frac{h}{V_s} \quad L = V t_s = \frac{V h}{V_s}$$

$$L = \frac{V h}{V_s} \quad (7.58)$$

Las anteriores ecuaciones constituyen los primeros criterios usados en el diseño hidráulico de desarenadores.

Dónde:

L = longitud desarenador, en m.

V = velocidad media en la cámara sedimentadora, en m/s.

h = profundidad del sedimentador, en m.

V_s = velocidad de sedimentación de la partícula tipo, en m/s.

Nota: Al desarenador hay que darle una pendiente en el fondo que puede ser adversa en sentido del flujo. Lo importante es que accese al dispositivo de limpieza (S = 5% a 8%).

7.4.2. Criterio de tiempo de retención

Tiempo de retención de un sedimentador se define como la relación entre el volumen del tanque y el caudal de diseño que circula.

$$T_R = \frac{V}{Q} - 100 \text{ segundos. Normas alemanas} \quad (7.59)$$

$$T_R = \frac{V}{Q} - 400 \text{ segundos. Normas Inglesas} \quad (7.60)$$

Ejemplo:

$$\begin{aligned} Q &= 800 \text{ l/s} = 0,800 \text{ m}^3/\text{s} & S_{\text{fondo}} &= 5 \\ \varphi &= 0,30 \text{ mm} & T &= 10^\circ\text{C} & V_s &= 0,028 \text{ m/s} \\ V &= 0,20 \text{ m/s} & h &\approx 2,50 \text{ m} \end{aligned}$$

Con relación a la Figura 7.19, se tiene:

$$L = \frac{V \cdot h}{V_s} = \frac{0,20(2,50)}{0,028} = 17,86 \approx 18 \text{ m}$$

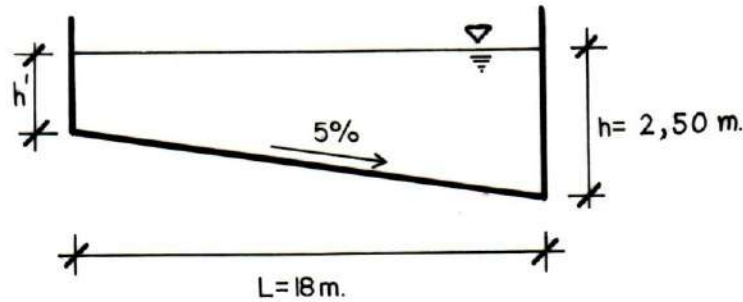


Figura 7. 19 Ilustración para el criterio de tiempo de retención.

Fuente: Propia.

$$Q = V.A = 0,20 (1,60).B \quad (A: \text{área sección entrada al desarenador})$$

$$B = \frac{0,800}{0,20(1,60)} = 2,50 \text{ m} \quad (B: \text{ancho del desarenador})$$

Volumen del sedimentador:

$$V = \frac{h' + h}{2} LB = \left(\frac{1,60 + 2,50}{2} \right) (18)(2,50) \quad (7.61)$$

$$V = 92,25 \text{ m}^3$$

Verificación del tiempo de retención (T_R)

$$T_R = \frac{V}{Q} = \frac{92,25}{0,800} = 115 \text{ s} > 100 \text{ s}$$

7.4.3. Vertedero de excesos en el desarenador

El desarenador debe poseer un control de nivel de agua que permita mantener una cota de agua máxima en la cámara y además evacue los excesos captados por la toma en forma segura y controlada.

7.4.4. Mecanismos y conductos de limpieza en desarenadores

Permiten evacuar los sedimentos atrapados en la cámara cuando se realice la limpieza hidráulica del

desarenador. En el caso de un emplazamiento de varias cámaras, cada una deberá tener su propio mecanismo o conducto de limpieza.

Se recomienda velocidades de lavado entre

$$(3,00 < V_L < 3,50) \text{ m/s}$$

Asumiendo la velocidad de lavado, se determina la profundidad del agua en la cámara durante el tiempo de lavado:

$$Y = \frac{Q}{B V_L} \quad (7.62)$$

Dónde:

Q = caudal, en m³/s.

B = ancho de la cámara, en m.

V_L = velocidad de lavado, en m/s.

Y = profundidad del agua en la cámara durante el tiempo de lavado, en m.

Por medio de la ecuación de Manning se evalúa la pendiente del fondo del desarenador.

$$S = \frac{V_L^2}{C^2 R} \quad (7.63)$$

Dónde:

S = pendiente de la cámara.

n = coeficiente de rugosidad (0,017 < n < 0,020).

C = coeficiente de Chezy (C = R^{1/6}/n).

7.4.5. Transiciones de entrada y salida en desarenadores

Por lo general la conducción y el desarenador no poseen las mismas dimensiones. Para acoplar esas dimensiones diferentes deben proyectarse y construirse transiciones.

En canales, la longitud en planta de esa transición, se calcula por:

$$L_T = \frac{B - b}{2 \operatorname{tg} \theta} \quad (7.64)$$

Dónde:

- L_T = longitud de transición, en m.
- B = ancho del tanque del desarenador, en m.
- b = ancho de conducción, en m.
- θ = ángulo entre 10° y 15°

Si la conducción que entra al desarenador es una tubería, se recomienda colocar una T abierta en los extremos e instalar tabiques adicionales para crear una cámara de estabilización de flujo, lo cual se ilustra en la Figura 7.20.

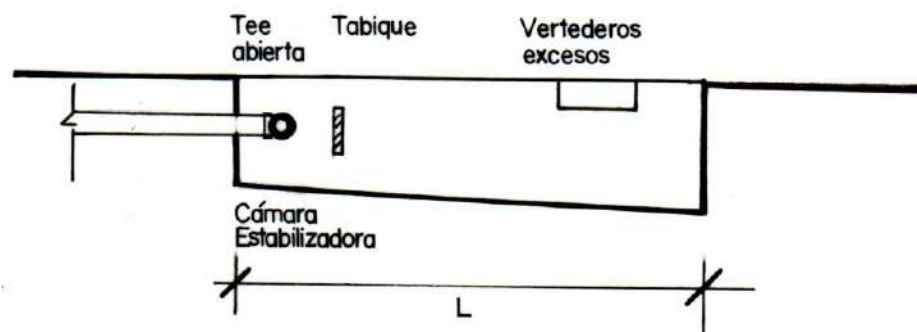


Figura 7. 20 Desarenador con entrada en tubería a baja presión.

Fuente: Propia.

7.4.6. Metodología para dimensionar la cámara del desarenador

1°. Se evalúa el área de la cámara

$$A = \frac{Q}{V}$$

Dónde:

Q = caudal de diseño de la central, en m³/s.

V = velocidad media del flujo en la cámara, en m/s.

Según Camp, citado por Coronado Del Aguila (1966), la velocidad media del flujo se determina por:

$$V = a \sqrt{d} \quad (7.65)$$

Dónde:

d = diámetro de las partículas a sedimentar en mm, depende del tipo de turbina (Ver Tabla 7.13).

a = coeficiente que depende del diámetro a sedimentar d. (Ver Tabla 7.15).

V = velocidad, ha sido definido pero ahora, en cm/s.

Tabla 7. 15 Coeficiente a como función del diámetro de las partículas a sedimentar d.

a	d(mm)
36	1
44	1 a 0,2
51	0,1

Fuente: Propia.

2°. Calcular ancho de la cámara

$$B = \frac{A}{H_m} \quad (7.66)$$

Dónde:

H_m =profundidad media, en m. Se recomienda (1,5 < H_m < 3,5)

A =área transversal de la cámara, en m².

3°. Evaluar la longitud de la cámara

$$L = K \frac{V H_m}{V_s} \quad (7.67)$$

Dónde:

V = velocidad media del flujo en la cámara, en m/s.

V_s = velocidad de sedimentación de las partículas (Ver Tabla 7.14).

H_m = profundidad media, en m.

K = coeficiente corrección.

Ruravliev recomienda $1,20 < K < 1,50$

4°. Asumiendo la velocidad de lavado calcular la pendiente de la cámara: S

$$(3,00 < V_L < 3,50) \text{ m/s}$$

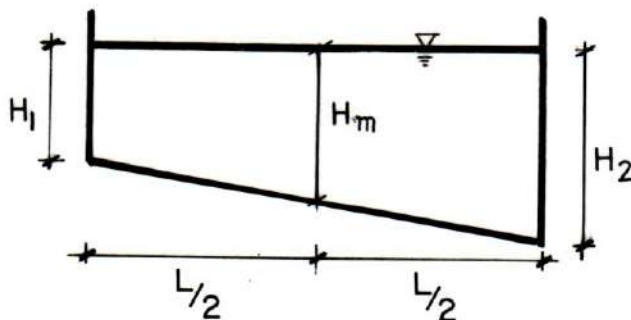
$$Y = \frac{Q}{B V_L}$$

Y = profundidad del agua en el fondo de la cámara durante el lavado, en m.

Por Chezy

Se recomienda n entre 0,017 y 0,020 $\frac{V_L^2}{C^2 R}$ y $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$

5°. Definir las profundidades al inicio y al final de la cámara como se ilustra en la Figura 7.21.



$$H_1 = H_m - S \frac{L}{2}$$

$$H_2 = H_m + S \frac{L}{2}$$

Figura 7. 21 Ilustración del cálculo de las profundidades características de la cámara de sedimentación.

Fuente: Propia.

7.5. CAMARA DE CARGA O TANQUE DE PRESION

Estructura muy importante, en la cual el agua pasa directamente a las turbinas, sus partes constitutivas son:

- a) Aliviadero de excesos
- b) Compuerta o tubería de limpieza
- c) Compuerta de operación
- d) Compuerta de emergencia
- e) Rejillas protectoras

7.5.1. Funciones:

- 1°. Crear un volumen de reserva de agua que permita satisfacer las necesidades de caudal adicional para las turbinas en momentos de variaciones bruscas de la demanda.
- 2°. Impedir la entrada a la tubería de presión de materiales sólidos provenientes del arrastre de sedimentos y material flotante que ingresan al canal de conducción o logran pasar las rejillas de la toma y los desarenadores.
- 3°. Propiciar una sedimentación adicional de las partículas en suspensión, especialmente arenas.
- 4°. Desalojar el exceso de agua en las horas en las que el caudal consumido por las turbinas es inferior al caudal de diseño (cuando baja la demanda).
- 5°. Mantener sobre la tubería una altura de agua suficiente para evitar la entrada de aire a la misma.
- 6°. Proporcionar la conexión necesaria para unir la tubería de presión con el canal o túnel que la precede.

7.5.2. Criterios para definir la carga sobre la tubería (H)

La Figura 7.22 ilustra la carga H sobre la clave superior de la tubería forzada. Seguidamente se expondrán algunos criterios para calcular H.

H: carga sobre la clave superior de la tubería, en m.

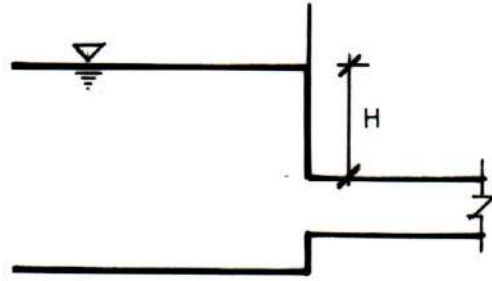


Figura 7. 22 Carga sobre la clave superior de la tubería forzada en la cámara de carga.

7.5.2.1. Gómez Navarro y Aracil

$$H = 10 \frac{V^2}{2g} \quad (7.68)$$

V = velocidad en la tubería de presión, en m/s.

7.5.2.2. Krochin

$$H = 1,5 \frac{V^2}{2g} \quad (7.69)$$

En la práctica, se recomienda que H sea mayor o igual a un metro ($H > 1,0$ m), y considera que un buen valor de H puede oscilar entre $2 \frac{V^2}{2g}$ y $3 \frac{V^2}{2g}$.

7.5.2.3. Polikovski y Perelman

$$H > 0,5 D \left(\frac{V}{\sqrt{2D}} \right)^{0,55} \quad (7.70)$$

Dónde:

D = diámetro conducto, en m.

V = velocidad en la tubería m/s.

7.5.2.4. OLADE: Manual de diseño Vol.4

$$H = 0,543 V D^{1/2} \quad \text{salida frontal flujo} \quad (7.71)$$

$$H = 0,724 V D^{1/2} \quad \text{salida lateral flujo} \quad (7.72)$$

7.5.2.5. CASSIDY

$$H = 0,72 V D \quad (7.73)$$

Dónde:

V = velocidad del flujo en la tubería, en m/s.

D = diámetro de la tubería, en m.

Para el caso de MCH los criterios de Krochin, OLADE y Cassidy parecen los más razonables.

7.5.3. Volumen del tanque de presión

En general el volumen útil del tanque de presión se define en función de las reglas de operación de la turbina. En sistemas hidroeléctricos grandes es necesario suministrar caudal adicional en ciertos períodos de tiempo, a fin de satisfacer variaciones significativas de la demanda.

En sistemas hidroeléctricos a pequeña escala, prácticamente no existe ese compromiso por variación de la demanda. Los sistemas de regulación son diferentes en aprovechamientos hidroeléctricos a pequeña escala. No obstante se presentan dos criterios

- 1) Gómez Navarro y Aracil sostienen que el tanque de presión debe tener suficiente superficie para que desde el nivel máximo de operación hasta el nivel mínimo, pueda suministrarse el 50% del caudal que transporta el canal de entrada durante 1 hora. Este criterio es propio para grandes centrales y resulta exagerado para MCH:

$$Q = \frac{Vol}{T} \text{ ® } Vol = Q \cdot T = \frac{1}{2} (3600) Q = 1800Q \quad (7.74)$$

$$Vol = 1800 Q$$

$$\text{Para } Q \approx 50 \text{ l/s} \rightarrow Vol = 90 \text{ m}^3$$

$$\text{Para } Q = 100 \text{ l/s} \rightarrow Vol = 180 \text{ m}^3$$

- 2) Krochin:

$$Vol = 0,693 \frac{A V_0^2}{S g} \quad (7.75)$$

A = área de la sección transversal del túnel o canal de conducción que alimenta, en m².

V₀ = velocidad en el túnel o canal de conducción que alimenta, en m/s.

S = pendiente del túnel o canal de conducción que alimenta (en fracción de la unidad).

g = aceleración de la gravedad, en m/s².

Vol = máximo volumen necesario que el tanque de presión debe tener por encima del nivel mínimo aceptable de agua, en m³.

Para el caso anterior:

$$Q = 0,100 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_o = 1,00 \text{ m/s (sección rectangular para el canal de entrada)}$$

Para un ancho de canal B = 0,40 m

$$Y = \frac{A}{B} = \frac{Q}{V * B} = \frac{0,10}{(1,0)(0,4)} = 0,25 \text{ m}$$

$$P = B + 2Y = 0,40 + 2(0,25) = 0,90 \text{ m}$$

$$Y = \frac{A}{B} = \frac{Q}{V * B} = \frac{0,10}{(1,0)(0,9)} = 0,111 \text{ m}$$

$$S = \left(\frac{V n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{1,0 (0,015)}{(0,111)^{2/3}} \right)^2$$

$$S = 0,0042$$

$$Vol = 0,693 \frac{0,10 (1,00)}{(0,0042)(9,81)} = 1,68 m^3$$

Y = es la altura de agua en el canal

Conclusión: Es más razonable el criterio de Krochin, para el caso de minicentrales hidroeléctricas.

7.6. TUBERIA FORZADA:

7.6.1. Materiales

Acero es el más frecuente hoy día. En el pasado se han utilizado con resultados satisfactorios tuberías en madera reforzada con anillos de acero. Para instalaciones de baja caída, con bajos costos, la tubería plástica es apropiada. Las tuberías de concreto también se han utilizado con buenos resultados.

La Tabla 7.16 presenta las propiedades mecánicas más importantes de materiales apropiadas para tuberías a presión:

Tabla 7. 16 Propiedades de materiales usados en la fabricación de tuberías. Tomada de Micro-Hydropower Sourcebook (1990) NRSCA.

Material	Módulo de Elasticidad E(Kg/cm ²)	Coefficiente térmico de dilatación lineal α (m/m°C)	Esfuerzo último en tensión (Kg/cm ²)	Peso específico γ (Kg/m ³)
Acero	$2,1 \times 10^6$	12×10^{-6}	3.500	7.900
PVC	$0,28 \times 10^5$	54×10^{-6}	280*	1.400
Polietileno	$0,02 @ 0,08 \times 10^5$	140×10^{-6}	60 @ 90*	940
Concreto	2×10^5	10×10^{-6}	$\approx 0,10 f'c$	1.800 a 2.400
Asbesto cemento		$8,1 \times 10^{-6}$		1.600 a 2.100
Hierro fundido (HF)	8×10^5	10×10^{-6}	1.400	7.200
Hierro dúctil (HD)	17×10^5	11×10^{-6}	3.500	7.300

* Basado en un análisis hidrostático

f'c Resistencia cilíndrica a los 28 días

Fuente: Propia.

En la selección del tipo de tubería para un desarrollo específico, hay que tomar en cuenta los siguientes factores:

- 1) La presión de operación y el diámetro de la tubería.
- 2) El método de hacer las juntas o uniones de la tubería.
- 3) El peso de la tubería y el acceso al sitio.
- 4) Disponibilidad local del tipo de tubería seleccionada.
- 5) El mantenimiento requerido por el tipo de tubería en su vida útil.
- 6) La naturaleza y condiciones del terreno que va atravesar la tubería.
- 7) Los efectos sobre la tubería de la calidad de las aguas, el clima, los suelos, y posibles sabotajes.

Nota: Se ha comprobado que la tubería de PVC, una de las más usadas, sufre degradación cuando es expuesta a la luz solar directamente (debido a la radiación ultravioleta). La degradación ocurre porque la radiación ultravioleta rompe las uniones de los polímeros del PVC.

7.6.2. Tuberías comerciales

Una tubería se designa en base a dos parámetros

- Diámetro ϕ, D (mm)
- Espesor e (mm)

En Venezuela SIDOR (Siderúrgica del Orinoco) fabrica varios tipos de tubería en diferentes diámetros y espesores. El Catálogo de Productos SIDOR contiene la información sobre los productos fabricados por la Empresa Siderúrgica Venezolana.

7.6.3. Selección del diámetro de la tubería

La potencia en KW que puede generar un salto o aprovechamiento se puede calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$P \text{ (KW)} = 9,81 \cdot \epsilon \cdot Q \cdot H \quad (7.76)$$

Dónde:

P = es la potencia generada, en KW.

ε = es la eficiencia total del grupo turbina - generador. $0,70 < \varepsilon < 0,80$).

Q = caudal, en m^3/s .

H = carga neta sobre la turbina, en m.

Ahora bien:

$$H = H_B - H_l$$

H_B = carga bruta en m (desnivel entre la cota de agua en la cámara de carga y el eje de la turbina).

H_l = pérdidas de carga por fricción y turbulencia en la tubería, en m.

$$H_l = H_f + H_t$$

Dónde:

H_f = pérdidas longitudinales por fricción, en m.

H_t = pérdidas por turbulencia en m (accesorios, cambios de dirección, etc).

7.6.4. Pérdidas por fricción: H_f

Pueden ser evaluadas mediante una ecuación de flujo resistencia como la de Darcy - Weisbach.

$$H_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (7.77)$$

V = velocidad media, en m/s.

f = factor de fricción adimensional.

L = longitud de la tubería, en m.

D = diámetro del conducto, en m.

$V^2/2g$ = energía cinética en el conducto en m

El factor adimensional " f " puede ser obtenido del diagrama de MOODY en función del Número de Reynolds R y de la rugosidad relativa e/D , conforme a la Figura 7.23.

Otra manera de obtener el factor f de fricción es resolviendo las ecuaciones que aparecen graficadas en el Diagrama de MOODY, bien sea en forma explícita o implícita, según sea el caso.

La Tabla 7.17, presenta una síntesis de las ecuaciones para calcular el factor de fricción f , según el tipo de flujo y el rango de Número de Reynolds R de aplicación.

Tabla 7. 17 Ecuaciones para calcular el factor de fricción f

Tipo de Flujo	Ecuación	Rango R
Laminar	$f = 64/R$	$R < 2100$
Hidráulicamente liso o turbulento liso.	$f = 0,316/R^{0,25}$ $\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log_{10} (R \cdot \sqrt{f}) - 0,8$	$4000 < R < 100.000$ $R > 4.000$
Transición entre hidráulicamente liso y totalmente rugoso.	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{e/D}{3,7} + \frac{2,52}{R \sqrt{f}} \right)$ $\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,14 - 2 \log_{10} \left(\frac{e}{D} + \frac{9,35}{R \sqrt{f}} \right)$	$R > 4.000$
Hidráulicamente rugoso o turbulento rugoso.	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1,14 - 2 \log_{10} (e/D)$	$R > 4.000$

Fuente: Propia.

7.6.5. Pérdidas por turbulencia H_t (pérdidas localizadas)

Las pérdidas por turbulencia (accesorios, cambios de dirección, expansiones, contracciones, etc), se evalúan por medio de la siguiente expresión:

$$H_t = K \frac{V^2}{2g} \quad (7.78)$$

Dónde:

K =coeficiente sin dimensiones que depende del tipo de pérdida que se trate, del número de Reynolds y de la rugosidad del tubo.

$V^2/2g$ =carga de velocidad aguas abajo de la zona de alteración.

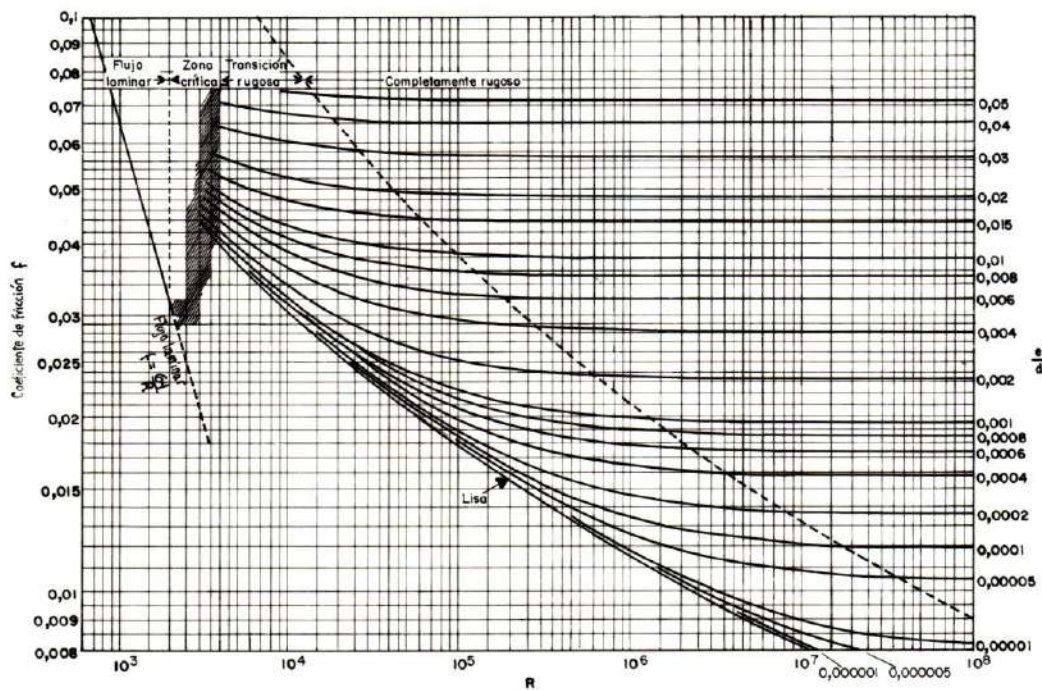


Figura 7. 23 Diagrama de Moody. Relación entre el factor de fricción, el número de Reynolds, y la rugosidad, para tubos comerciales.

Fuente: Propia.

7.6.5.1. Entrada

Depende de su forma. La entrada elíptica produce las mínimas pérdidas ($0,04 < K < 0,10$).

La Figura 7.24 presenta valores del coeficiente de pérdida por entrada para diferentes disposiciones de tuberías.

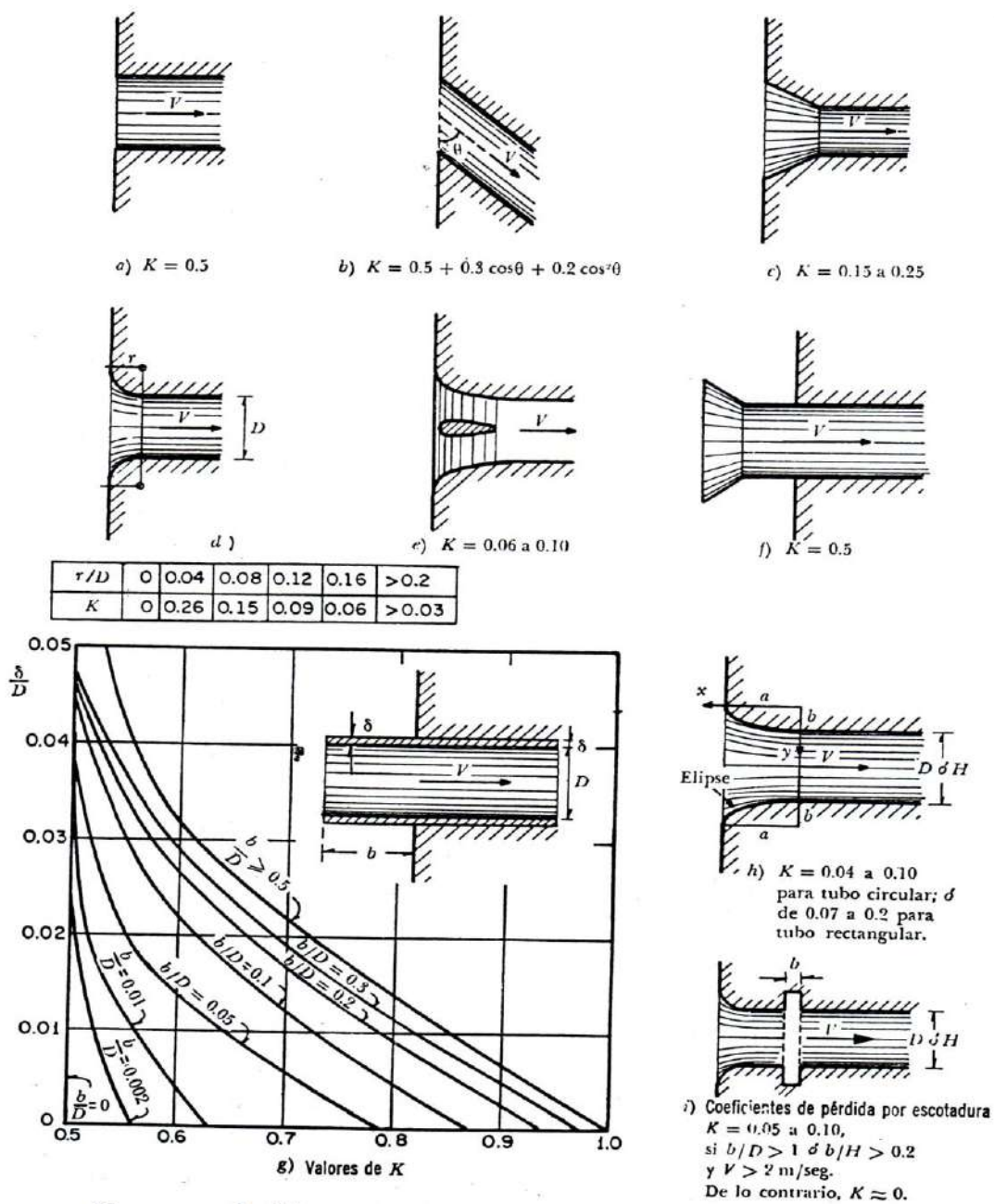


Figura 7. 24 Coeficientes de pérdida por entrada para diferentes formas.

Fuente: Propia.

7.6.5.2. Cambios de dirección

Si se observa el flujo en un cambio de dirección se nota que las líneas de corriente tienden a conservar su movimiento rectilíneo en razón de la inercia. Esto modifica la distribución de velocidades y produce zonas de separación del flujo en el lado interior y aumentos de presión en el lado exterior, con un movimiento en espiral que persiste en una distancia de 50 veces el diámetro.

El cambio de dirección puede ser gradual (con radio de curvatura constante) o repentino.

La Figura 7.25 presenta el valor del coeficiente de pérdida por cambio de dirección, como función del número de Reynolds (R) y del ángulo de cambio de dirección (Θ).

7.6.6. Selección del Diámetro

La selección del diámetro de la tubería implica un análisis económico de costos y producción de energía eléctrica para diferentes diámetros considerados. Este proceso se puede ilustrar y resumir en la Figura 7.26. El diámetro óptimo teórico se aproxima al diámetro comercial superior.

7.6.6.1. Curva costo tubería

Se obtiene al evaluar el costo por instalación de la tubería considerando diferentes diámetros comerciales. Normalmente el costo por instalación se expresa en forma unitaria en Bs/Kg (instalación a todo costo).

Peso tubería = Peso específico del material (γ) X Volumen de material de la tubería (V)

$$V = \varepsilon \pi D L \quad (7.79)$$

Dónde:

ε = espesor de la tubería.

D = diámetro de la tubería.

L = longitud de la tubería.

γ = ver Tabla 7.16.

Costo de tubería = Peso de la tubería X Costo de instalación en Bs/Peso.

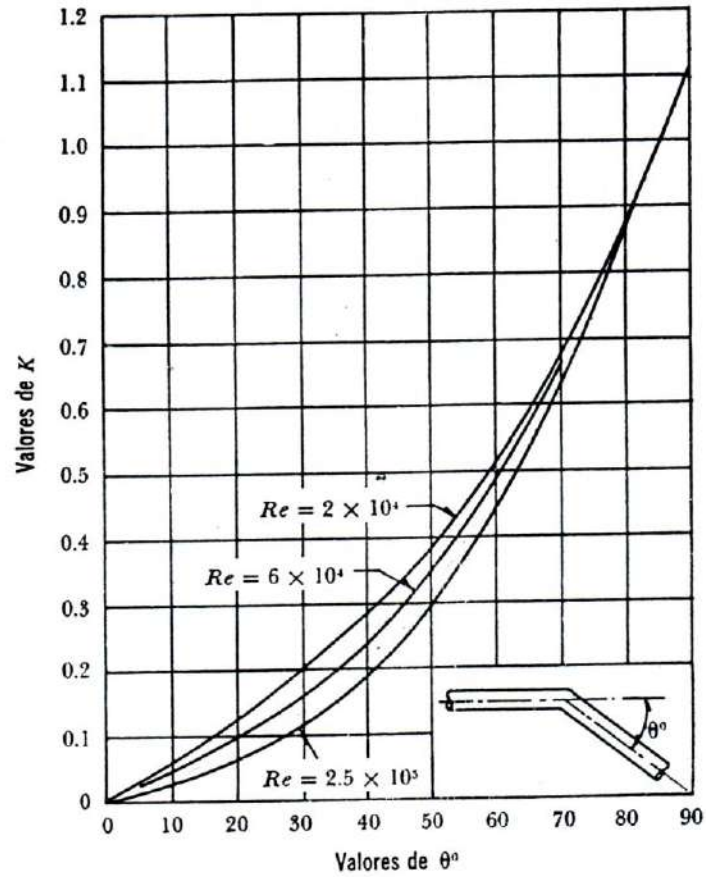


Figura 7. 25 Coeficiente de pérdida por cambio de dirección.

Fuente: Propia.

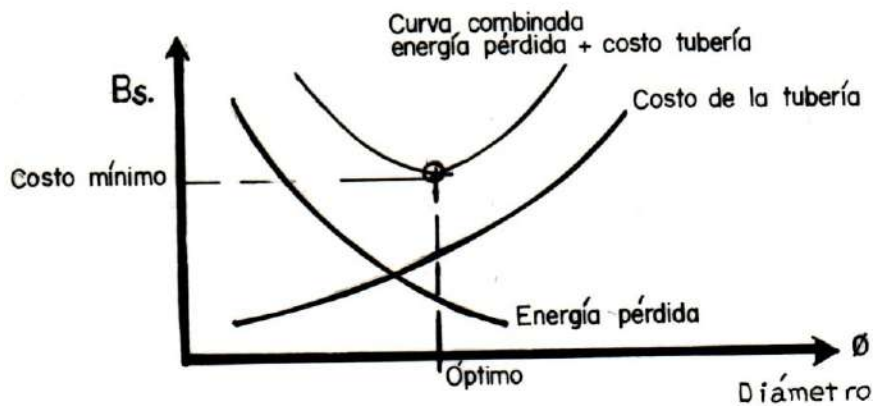


Figura 7. 26 Proceso de selección del diámetro óptimo de una tubería.

Fuente: Propia.

7.6.6.2. Curva de energía versus pérdida

Se obtiene al computar las pérdidas por fricción y turbulencia en la tubería para los diferentes diámetros considerados. Esta pérdida de energía para cada diámetro se introduce en la ecuación de potencia para un salto de agua y se convierte esa energía en costo. Al utilizar la ecuación de potencia esta debe multiplicarse por el nivel de confianza del caudal turbinado en la curva de duración de caudales.

7.6.6.3. Curva combinada

Se obtiene al sumar las ordenadas correspondientes de las dos curvas anteriores.

El diámetro seleccionado debe ser el óptimo comercial o uno mayor que él, el cual cumpla con los requerimientos de la potencia instalada.

7.6.7. Carga neta sobre la turbina (H_m)

Una vez determinado el diámetro ϕ óptimo (económico y técnico) se procede a afinar los cálculos.

Pasos a seguir:

- Utilizando la información topográfica (perfiles y planta), determinar con exactitud la longitud

del conducto, el desnivel o carga bruta H_B y cambios de dirección tanto horizontales (planta) como verticales (perfiles).

- b) Calcular las pérdidas del sistema anteriormente definido con el Q firme. Este cálculo debe incluir pérdidas por fricción, pérdidas en accesorios y pérdidas por cambios de dirección. En el caso de turbinas de impulso evaluar las pérdidas en el inyector. Para el cálculo de las pérdidas por fricción convendría tomar en cuenta los efectos corrosivos del agua en la tubería durante el horizonte del proyecto. Para ello se podría usar la Ecuación propuesta por GENIJEW.

$$e_t = e_o + a t \quad (7.80)$$

Dónde:

- e_t = rugosidad conducto después de t años de servicio, en mm.
- e_o = rugosidad del conducto nuevo, en mm.
- a = coeficiente que depende de las características físico químicas del agua que conducirá la tubería, según la Tabla 7.18.
- t = años de servicio de la tubería.

Tabla 7. 18 Coeficientes a de la fórmula de Genijew

Grupo I Agua con poco contenido mineral que no origina corrosión. Agua con un pequeño contenido de materia orgánica y de solución de hierro: a varía de 0,005 a 0,055; valor medio, 0,025
Grupo II Agua con poco contenido mineral que origina corrosión. Agua que contiene menos de 3 mg/lit de materia orgánica y hierro en solución: a varía de 0,055 a 0,18; valor medio, 0,07
Grupo III Agua que origina fuerte corrosión y con escaso contenido de cloruros y sulfatos (menos de 100 a 150 mg/lit). Agua con un contenido de hierro de más de 3 mg/lit: a varía de 0,18 a 0,40; valor medio, 0,20
Grupo IV Agua que origina corrosión, con un gran contenido de sulfatos y cloruros (más de 500 a 700 mg/lit). Agua impura con una gran cantidad de materia orgánica: a varía de 0,40 a 0,60; valor medio, 0,51
Grupo V Agua con cantidades importantes de carbonatos, pero de dureza pequeña permanente, con residuo denso de 2000 mg/lit: a varía de 0,6 a más de 1

Fuente: Sotelo, 1980.

- c) Calcular la carga neta como la diferencia entre la carga bruta y las pérdidas evaluadas en el sistema.

$$H_m = H_B - H_f - H_t \quad (7.81)$$

- d) Cálculo de la potencia definitiva

La potencia definitiva se calcula conforme a la siguiente ecuación:

$$P \text{ (Kw)} = 9,81 \cdot Q \cdot H_m$$

$$\text{Reacción} \quad \varepsilon \approx 80\%$$

$$\text{Impulso} \quad \varepsilon \approx 80\% \text{ a } 85\%$$

Crossflow $\varepsilon \approx 60\%$ a 80%

7.6.8. Diseño estructural de la tubería

Con relación a la Figura 7.27, se tiene:

P: presión interna, en Kg/m^2

D: diámetro externo de la tubería, en m.

T: fuerza ejercida por la pared de la tubería.

e: espesor de la tubería, en m.

L: longitud de tubería analizada.

F: fuerza debido a la presión interna que actúa en la media tubería (media caña).

Para una condición de equilibrio:

$$F = 2 T$$

$$F = P L D$$

$$T = \sigma e L$$

Igualando las ecuaciones tenemos:

$$P L D = 2 \sigma L e$$

Por lo tanto:

$$e \simeq \frac{P D}{2 \sigma} \quad (7.82)$$

Siendo:

σ : esfuerzo en el manto cilíndrico de la tubería, en Kg/m^2 .

$\sigma < \sigma_{\text{admisible}}$ (el esfuerzo en el manto debe ser menor que el admisible en el material que lo conforma).

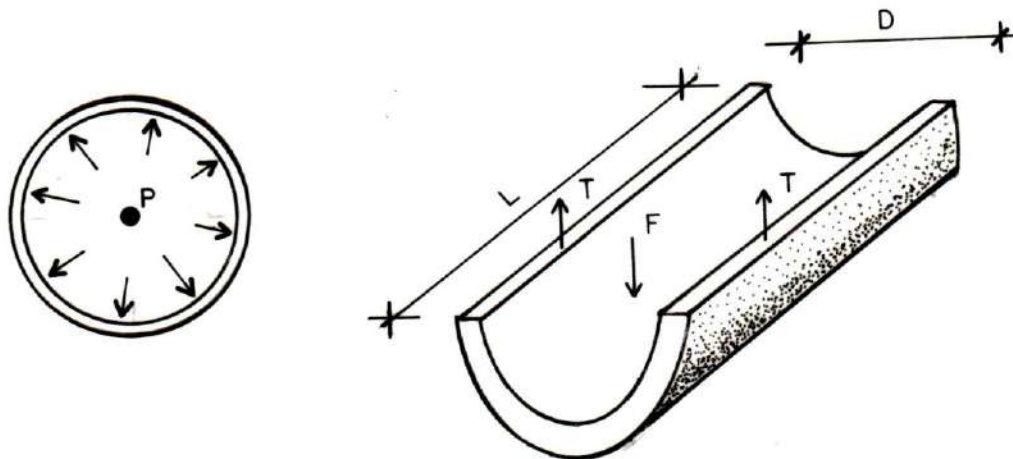


Figura 7. 27 Balance de fuerzas en una tubería sometida a una presión interna P.

Fuente: Propia.

P debe incluir la presión normal de trabajo más una sobrepresión por golpe de ariete (h_a), conforme se muestra en la Figura 7.28.

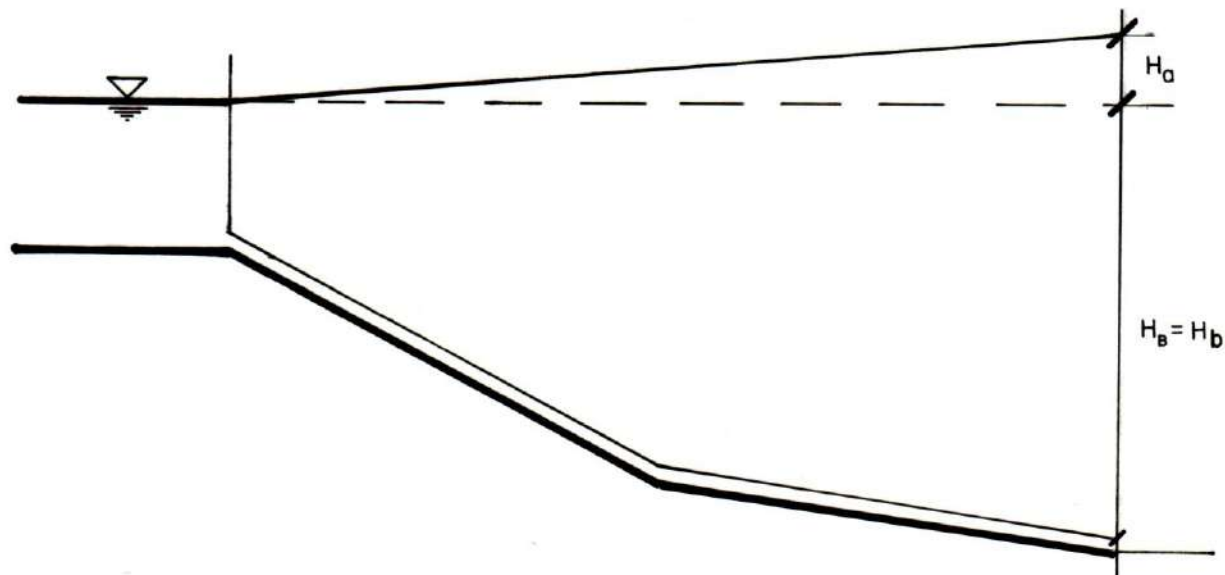


Figura 7. 28 Ilustración de la sobrepresión por golpe de ariete.

Fuente: Propia.

7.6.8.1. Golpe de ariete

El paro parcial o total más o menos rápido del flujo en una tubería genera en el interior de esta una onda de presión y un movimiento de vaivén del líquido que la recorre en ambos sentidos, entre el

lugar donde se interrumpe el flujo y la entrada que alimenta la tubería.

Al recorrer la tubería, la onda de presión produce una pulsación en sentido vertical de la línea piezométrica de operación, originándose por lo tanto incrementos y decrecimientos de presión en la tubería. Tal fenómeno hidrodinámico se conoce como "golpe de ariete" (WATERHAMMER).

7.6.8.2. Tiempo crítico de cierre o intervalo de la tubería: t_c

Es el tiempo que tarda la onda de presión en viajar desde el sitio donde se obstruye el flujo a la alimentación y volver al lugar de obstrucción.

$$a t_c = 2L \quad \text{®} \quad t_c = \frac{2L}{a} \quad (7.83)$$

Dónde:

- a = velocidad de propagación de la onda de presión, en m/s.
- t_c = tiempo crítico de cierre, en s.
- L = longitud de la tubería, en m.

Nota: Es conveniente recomendar un cierre de válvula en un tiempo mayor que el tiempo crítico de cierre o intervalo de la tubería.

De los trabajos de JOWKOSKY, ALLIEVI y otros

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{K D}{E e}}} \quad (7.84)$$

- a = velocidad de la onda de presión, en m/s.
- 1420 = parámetro para a, en m/s.
- K = módulo de elasticidad volumétrico del agua.
K = 20.000 Kg/cm².
- E = módulo de elasticidad de las paredes de la tubería, en Kg/cm². Para acero E = 2,1 x 10⁶ Kg/cm².

- D = diámetro de la tubería, en cm.
e = espesor de la tubería, en cm.

7.6.8.3. Magnitud de la sobrepresión: H_a

La intensidad de la sobrepresión producida por este fenómeno, para la condición de tiempo de cierre igual al tiempo crítico de cierre, es:

$$H_a = \frac{a \Delta V}{g} \quad (7.85)$$

- H_a = sobrepresión, en m.
a = velocidad de la onda, en m/s.
 ΔV = cambio de velocidad media en la tubería, en m/s.
g = aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

Normalmente se considera que el flujo se detiene totalmente convirtiéndose ΔV en V; así:

$$H_a = \frac{a V}{g} \quad (7.86)$$

7.6.8.4. Presión máxima o presión de diseño: $P_{\max}$

Dos criterios:

$$P_{\max} = H_n + H_a \text{ (carga neta más sobrepresión por golpe de ariete)}$$

$$P_{\max} = H_B + H_a \text{ (carga bruta más sobrepresión por golpe de ariete)}$$

En este caso tanto H_n , H_b y H_a están expresados en m de agua.

7.6.8.5. Diseño estructural de la tubería

La presión hidrostática total ($P_{\max}$), producirá sobre el manto cilíndrico una tracción en Kilogramos (F):

$$F = D \cdot L \cdot P_{\max} \quad (7.87)$$

- D = diámetro de la tubería, en cm.
 $P_{\max}$ = presión máxima o presión de diseño, en Kg/cm².
 L = longitud de la tubería considerada, en cm.

La fuerza resistente en el manto cilíndrico de la tubería, será:

$$T = \sigma A$$

$$T = \sigma 2e.L$$

Dónde:

- σ = esfuerzo de trabajo del manto cilíndrico de la tubería, en Kg/cm².
 e = espesor de la tubería, en cm.
 L = longitud considerada, en cm.

Igualando F a T

$$D L P_{\max} = \sigma 2e.L$$

$$\sigma = \frac{D P_{\max}}{2e} \quad (7.88)$$

El esfuerzo σ calculado debe compararse con el admisible (σ_{adm}). El esfuerzo admisible se considera como un porcentaje del esfuerzo de fluencia en tuberías metálicas.

7.6.8.6. Verificación del espesor por efectos de colapso al vacío

Para verificar el espesor por efectos de colapso al vacío, se usa la siguiente ecuación:

$$t = \sqrt[3]{\frac{P_0 (1 - \mu^2)}{2E}} \cdot D \quad (7.89)$$

Dónde:

- t = espesor de la tubería, en m.
 P_0 = presión atmosférica del lugar de proyecto, en Kg/m².
 E = módulo de elasticidad del acero o material de la tubería, en Kg/m².
 Para acero $E = 2,1 \times 10^{10}$ en Kg/m².
 D = diámetro al eje neutro de la tubería, en m. Para tubos delgados usar el nominal de

la tubería.

μ = relación de Poisson. Para acero $\mu \approx 0,30$

7.6.8.7. Esfuerzos debidos a cambios de temperatura

El material de la tubería se dilata o se contrae conforme aumente o disminuya la temperatura. Lo anterior genera esfuerzos adicionales de compresión y tracción respectivamente, los cuales es conveniente disipar.

Recomendaciones:

- a) Colocar en planta la tubería con una flecha del 2% de la luz entre anclajes, alternada como se ilustra en la Figura 7.29.

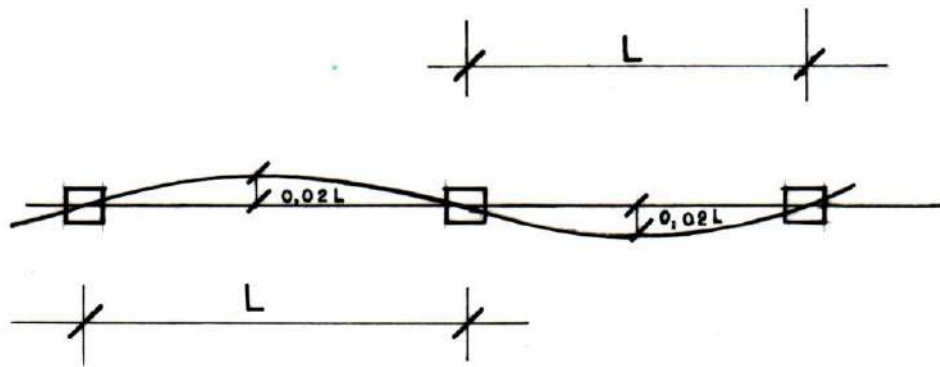


Figura 7. 29 Recomendación para absorber esfuerzos por cambios de temperatura en tuberías a presión.

Fuente: Propia.

- b) Colocación de juntas de dilatación como se muestra en la Figura 7.30.

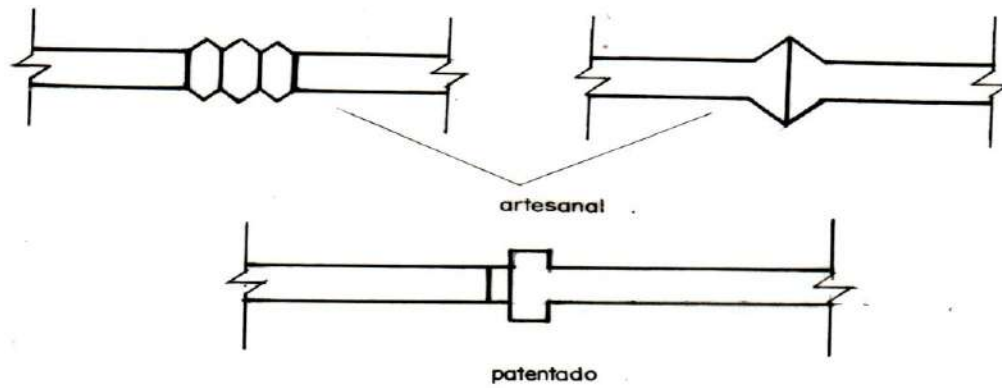


Figura 7. 30 Juntas de dilatación en tuberías.

Fuente: Propia.

7.6.9. Apoyos en tuberías

Los apoyos de las tuberías sirven para sostenerlas sobre el terreno y transmitir los esfuerzos a la fundación que constituye el terreno natural. La Figura 7.31 ilustra lo planteado anteriormente.

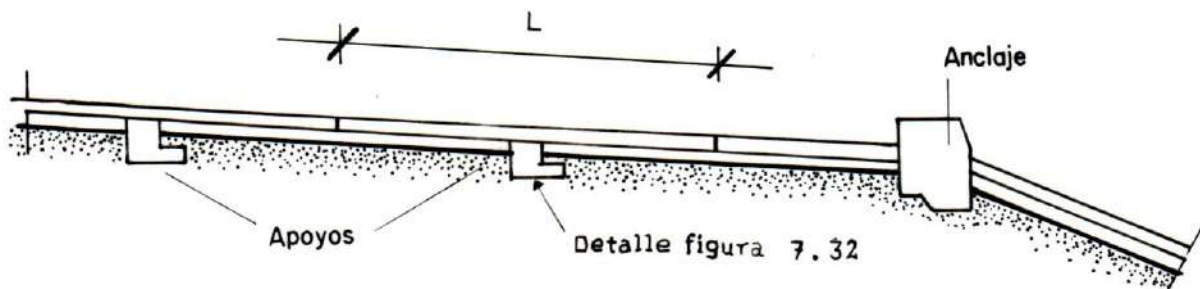


Figura 7. 31 Apoyos y anclajes en tuberías forzadas.

Fuente: Propia.

En los apoyos actúan las siguientes solicitaciones mostradas en la Figura 7.32.

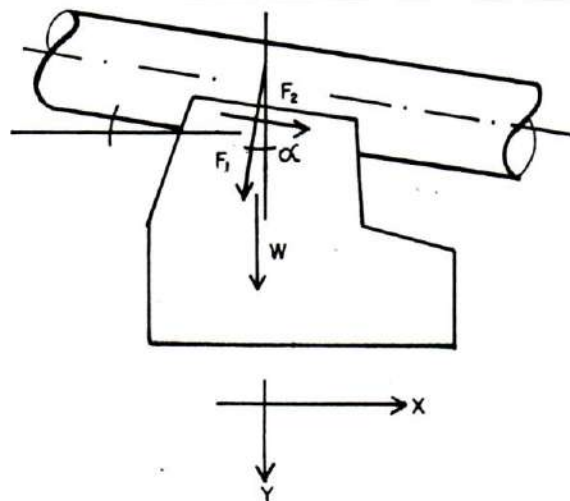


Figura 7. 32 Solicitación en un apoyo.

Fuente: Propia.

Las solicitaciones en el apoyo se calcula de la siguiente manera:

- a) Componente del peso de la tubería y del agua, la cual actúa perpendicular a la tubería: F_1 .

$$F_1 = (W_p + W_w) \cdot L \cdot \cos \alpha \quad (7.90)$$

- b) Fuerza de fricción de la tubería sobre el apoyo: F_2 .

$$F_2 = f \cdot F_1 = f (W_p + W_w) \cdot L \cdot \cos \alpha \quad (7.91)$$

Dónde:

- W_p = peso de la tubería por unidad de longitud, en Kg/m.
- W_w = peso del agua dentro del tubo por unidad de longitud, en Kg/m.
- L = longitud de la tubería que se apoya sobre el soporte, en m.
- α = inclinación de la tubería en el tramo donde se encuentra el apoyo.
- f = coeficiente de rozamiento entre la tubería y el soporte.
- $f = 0,60$ acero sobre concreto.
- $f = 0,50$ acero sobre acero (placas rústicas).
- $f = 0,25$ acero sobre acero (placas engrasadas).

c) Peso del bloque de apoyo actuando en su centro de gravedad: W.

$$W = \gamma_c \cdot V_b \quad (7.92)$$

Dónde:

γ_c = peso específico del concreto en masa ($\gamma_c = 2.200 \text{ Kg/m}^3$).

V_b = volumen del bloque de apoyo, en m^3 .

Una vez cuantificadas las fuerzas anteriormente descritas, se realiza el análisis de estabilidad del bloque de apoyo, y se deben cumplir los siguientes requisitos:

a) Estabilidad al volcamiento

$$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_D} \geq FS_V$$

Dónde:

ΣM_E = Momentos estabilizadores.

ΣM_D = Momentos desestabilizadores.

FS_V = factor de seguridad ($FS_V \approx 1,5$).

b) Estabilidad al deslizamiento:

$$\frac{\Sigma F_V}{\Sigma F_H} \cdot \mu > FS_D \quad (7.93)$$

Dónde:

ΣF_V = resultante de fuerzas verticales

ΣF_H = resultante de fuerzas horizontales

μ = coeficiente de rozamiento entre el anclaje y el suelo, adimensional.

c) Verificación de la capacidad portante del terreno

$$\sigma < \sigma_{\text{admisible terreno}}$$

$$\sigma = \frac{\Sigma F_V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (7.94)$$

Dónde:

σ = esfuerzo actuante entre el terreno y el apoyo. (plano de fundación).

A = área en planta del apoyo.

$\sigma_{\text{admisible terreno}}$ = esfuerzo admisible del terreno.

B = ancho de la base.

e = excentricidad referida al punto medio de la base.

$$\frac{\Sigma F_V}{A} < \sigma_{\text{admisible terreno}}$$

d) Verificación de los esfuerzos en el material del apoyo.

$$\sigma < \sigma_{\text{admisible}}$$

Dónde:

$\sigma_{\text{admisible}}$ = esfuerzo admisible en el material del apoyo.

$$\frac{\Sigma F_V}{A} < \sigma_{\text{admisible}}$$

e) Que la posición de la resultante del estado de sollicitaciones caiga (esté comprendida) en el tercio medio de la base).

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma F_V} < \frac{B}{6} \quad (7.95)$$

Dónde:

e = es la excentricidad referida al punto medio de la base, en m.

ΣM = resultante de momentos con respecto al punto medio de la base, en Kg.m.

ΣM = $\Sigma M_E - \Sigma M_D$ (resultante de momentos), en Kg.m.

La tubería apoyada sobre los soportes trabaja como una viga continua. Si L es la luz o distancia entre apoyos, el momento de flexión producido es:

$$M = \frac{1}{12} (W_p + W_w) L^2 \cos \alpha \quad (7.96)$$

El módulo elástico de sección de un anillo de tubería puede aproximarse a:

$$M_r = \frac{I}{C} = \pi t \frac{D^2}{4} \quad (7.97)$$

Dónde:

- M_r = Módulo elástico de sección, en cm^3 .
- I = Momento de inercia de una sección de anillo delgado, en cm^4 .
- C = Distancia del eje neutro a las fibras en tracción, en cm.
- t = Espesor de la tubería, en cm.
- D = Diámetro de la tubería, en cm.

El esfuerzo máximo σ en la dirección del eje de la tubería será:

$$\sigma = \frac{M}{M_r} = \frac{4}{12} \frac{(W_p + W_w) L^2 \cos \alpha}{\pi t D^2} = \frac{(W_p + W_w) L^2 \cos \alpha}{9,42 t D^2}$$

Ecuación de la que se puede despejar la distancia entre apoyos:

$$L = \left[\frac{\sigma (9,42 t D^2)}{(W_p + W_w) \cos \alpha} \right]^{1/2} \quad (7.98)$$

El esfuerzo admisible de tracción para tuberías de acero se toma generalmente entre 1400 Kg/cm^2 y 1600 Kg/cm^2 .

$$\sigma \approx 50\% f_y$$

$$\text{para } f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma \approx 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{para } f_y = 3200 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma \approx 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

La Tabla 7.19, tomada de ELETROBRAS (1985), presenta la distancia entre apoyos para tuberías en función del diámetro.

Tabla 7. 19 Longitud entre apoyos (L) como función del diámetro (D) de la tubería.

D (m)	L (m)	D (m)	L (m)	D (m)	L (m)
0,15	3,00	0,55	5,50	0,95	6,80
0,20	3,50	0,60	5,70	1,00	6,90
0,25	3,90	0,65	5,90	1,05	7,10
0,30	4,20	0,70	6,00	1,10	7,20
0,35	4,50	0,75	6,20	1,15	7,30
0,40	4,80	0,80	6,40	1,20	7,40
0,45	5,00	0,85	6,50		
0,50	5,30	0,90	6,70		

Fuente: Propia.

7.6.10. Anclajes

Los anclajes son bloques de hormigón que impiden el movimiento de la tubería. Pueden ser de tipo abierto, cuando la tubería está sujeta al bloque de anclaje por medio de piezas especiales de acero, o del tipo macizo cuando el concreto cubre totalmente a la tubería y ésta se encuentra embutida dentro del bloque de anclaje.

Para establecer las dimensiones de un bloque de anclaje, primero se calculan todas las fuerzas que le transmite la tubería. La Tabla 7.20 presenta un resumen claro y preciso de las fuerzas involucradas en el análisis y sus expresiones respectivas para evaluarlas.

7.6.10.1. Condiciones de estabilidad

a) No deslizamiento

$$\Sigma F_H \leq \mu \Sigma F_V$$
$$\frac{\Sigma F_V \cdot \mu}{\Sigma F_H} \geq FS_D$$

Dónde:

ΣF_H = resultante de las fuerzas horizontales, en Kg.

μ = coeficiente de rozamiento entre el material del bloque y el material de la fundación.

ΣF_V = resultante de las fuerzas verticales, en Kg.

FS_D = factor de seguridad al deslizamiento.

b) No volcamiento

$$\frac{\Sigma M_E}{\Sigma M_V} \geq FS_V$$

Dónde:

ΣM_E = resultante de momentos estabilizadores, en Kg.m.

ΣM_V = resultante de momentos de vuelco, en Kg.m.

FS_V = factor seguridad al volcamiento.

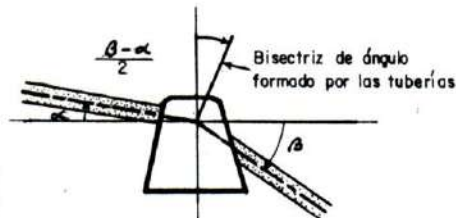
Tabla 7. 20 Magnitud de las fuerzas a considerar en el diseño de anclajes.

Origen	Magnitud (Kg)	Dirección
(1) Componente del peso de la tubería y el agua perpendicular al eje de la tubería.	$F_1 = (W_p + W_w) L' \cos \alpha$ **	
(2) Fricción en los soportes de la tubería	$F_2 = f(W_p + W_w) L'' \cos \alpha$ **	
(3) Presión hidrostática en el codo (cambio de dirección)	$F_3 = 1.6 \times 10^3 p D^2 \sin(\frac{\beta - \alpha}{2})$	
(4) Componente del peso de la tubería paralelo a su eje	$F_4 = W_p L \sin \alpha$ **	
(5) Esfuerzos inducidos por cambios de temperatura (si no se contemplan juntas de expansión)	$F_5 = 3 I D t E \alpha \Delta T$	
(6) Fricción en las juntas de expansión	$F_6 = 3.1 D C$	
(7) Presión hidrostática en el extremo de la tubería en las juntas de expansión	$F_7 = 3.1 p D t$	
(8) Presión dinámica en los codos	$F_8 = 250 (Q/D)^2 \sin(\frac{\beta - \alpha}{2})$	
(9) Reducciones en el diametro de la tubería	$F_9 = 1.0 \times 10^3 p A''$	

* La dirección de las fuerzas mostradas son para expansión de la tubería, Dirección contraria es para la contracción de la tubería.
 ** Reemplace α por β para evaluar la fuerza del tramo aguas abajo de la tubería.

α = Coeficiente térmico de dilatación lineal de la tubería ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)
 A'' = Reducción del área de la tubería en la contracción (m^2)
 C = Fricción en la junta de expansión por unidad de longitud en la circunferencia, en Kg/m
 D = Diámetro de la tubería en (m)
 E = Módulo de elasticidad en Kg/cm^2
 f = Coeficiente de fricción entre la tubería y el soporte
 L = Longitud del tramo de tubería aguas arriba soportada por el anclaje (m), longitud de tramo de tubería aguas arriba comprendida entre el anclaje y la junta de expansión más próxima (m)
 L' = Longitud comprendida en el anclaje y el punto medio del tramo de tubería aguas arriba (m)
 L'' = Longitud del tramo aguas arriba soportada por los apoyos (m)
 P = Presión hidrostática (incluyendo la sobrepresión por golpe de ariete) en el punto de interés (m)

Q = Caudal que fluye (m^3/s)
 t = Espesor de la tubería (mm)
 ΔT = Máximo cambio de temperatura esperado ($^{\circ}\text{C}$)
 W_p = Peso de la tubería por unidad de longitud (Kg/m)
 W_w = Peso del agua por unidad de longitud de tubería (Kg/m)



Fuente: Propia.

- c) La resultante del estado de solicitaciones debe caer en el tercio medio de la base del bloque de anclaje. Esto garantiza la condición de no tracción en el material del cuerpo del dique y en la fundación.
- d) La carga transmitida a la fundación no debe superar la capacidad portante del terreno.

$$\sigma = \frac{\Sigma F_v}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma < \sigma_{\text{admisible}}$$

Dónde:

- e = excentricidad de la resultante con respecto al punto medio de la base del anclaje.
Si $e < B/6$ se garantiza que la resultante del estado de cargas se encuentren en el tercio medio de la base.
- B = es el ancho de la base, en m.
- A = área de la base del anclaje, en m^2 .
- σ = esfuerzo en el plano de la fundación, en Kg/cm^2 .
- $\sigma_{\text{admisible}}$ = esfuerzo admisible del terreno o capacidad portante del terreno de fundación, en Kg/cm^2 .

La Figura 7.33 presenta la capacidad portante de diferentes suelos, usados por ingenieros proyectistas.

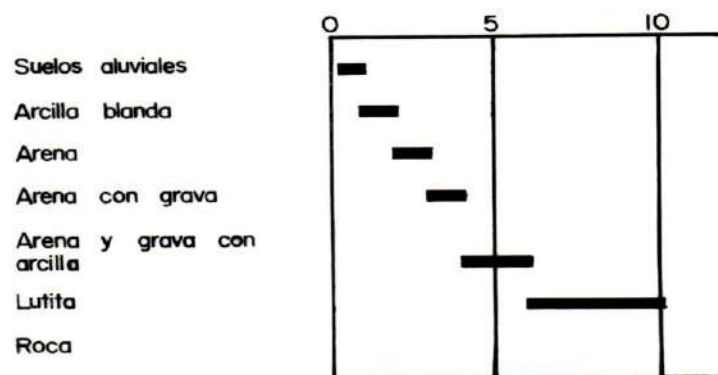


Figura 7. 33 Capacidad portante para diferentes tipos de suelos. Capacidad portante (Kg/cm^2).

Fuente: Propia.

7.10.6.2. *Análisis de estabilidad del bloque de anclaje*

La Figura 7.34 presenta el análisis de estabilidad del bloque de anclaje. Seguidamente se explican los pasos:

- a) Se construye el diagrama de cuerpo libre para el bloque de anclaje. Las fuerzas actuantes se corresponden con el contenido de la Tabla 7.20.
- b) Se abstrae el diagrama de cuerpo libre y se descomponen las fuerzas actuantes en sus componentes horizontales y verticales, evaluando sus respectivos brazos de giro respecto a un punto de rotación considerado.
- c) Con respecto al punto de rotación considerado, se calcula un sistema equivalente al estado de sollicitaciones compuesto por un momento y una fuerza resultante.
- d) y e) Se calcula la ubicación de la fuerza resultante y se refiere al tercio medio de la base.

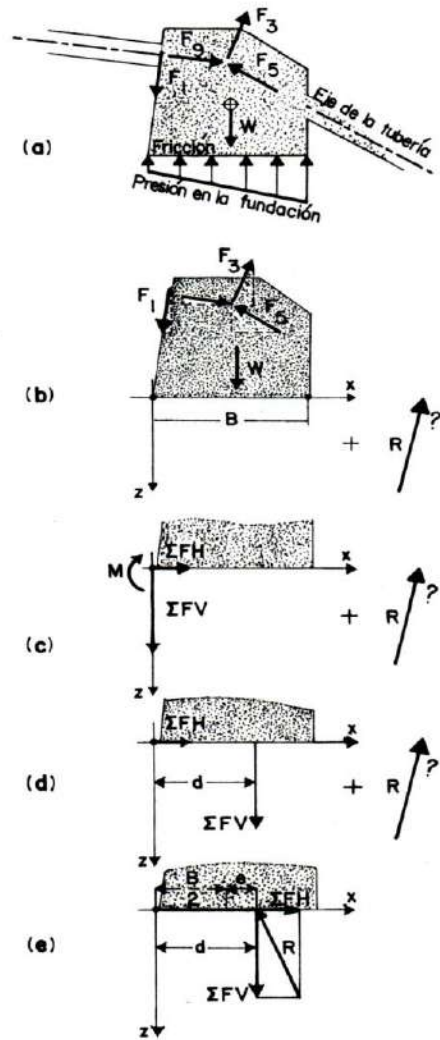


Figura 7. 34 Análisis de estabilidad del bloque de anclaje. Reducción de las fuerzas actuantes a una fuerza resultante.

Fuente: Propia.

CAPITULO VIII. EQUIPOS ELECTROMECHANICOS

8.1. TURBINAS HIDRAULICAS

Las turbinas hidráulicas son máquinas que convierten la energía cinética del agua en energía mecánica de rotación.

8.1.1. Clasificación de las turbinas hidráulicas para minicentrales hidroeléctricas.

Hay dos clases básicas de turbinas, llamadas de impulso y de reacción. En una turbina de impulso el rotor no está sumergido. En una turbina de reacción, el rotor está completamente sumergido y tanto la presión como la velocidad disminuyen desde la entrada hasta la salida. En cualquiera de las máquinas, la torsión es igual a la tasa de cambio del impulso angular a través de la máquina.

Las turbinas modernas de impulso se clasifican en: Pelton, Turgo y de flujo transversal. Las turbinas de reacción son o bien radiales, Francis de flujo mixto, o de hélice de flujo axial. Hay muchas variaciones de las turbinas de flujo axial.

Diferenciar entre turbinas "pequeñas" y "grandes" puede llevar a la confusión. Para una potencia dada, las turbinas de "baja caída" tienen mayores dimensiones que las de alta caída, ya que requieren mayor caudal. Para efectos de este trabajo "turbina pequeña" significa "poca potencia".

Esencialmente, la tecnología para las turbinas pequeñas y grandes es la misma. La Figura 8.1 ilustra las clases de turbinas que serían útiles en distintas combinaciones de caída y potencia, para un rango de eficiencia óptima en un determinado diseño.

Ejemplo 1. Se tiene una carga neta de 50 m y un caudal de $0,20 \text{ m}^3/\text{s}$, ¿Cuál será el tipo de turbina a emplear en este caso?

Si se hace referencia a la Figura 8.1, se tiene que el tipo indicado será una turbina Pelton y permitirá generar aproximadamente 75 Kw, una vez que se efectúa la selección se debe de considerar los aspectos antes mencionados.

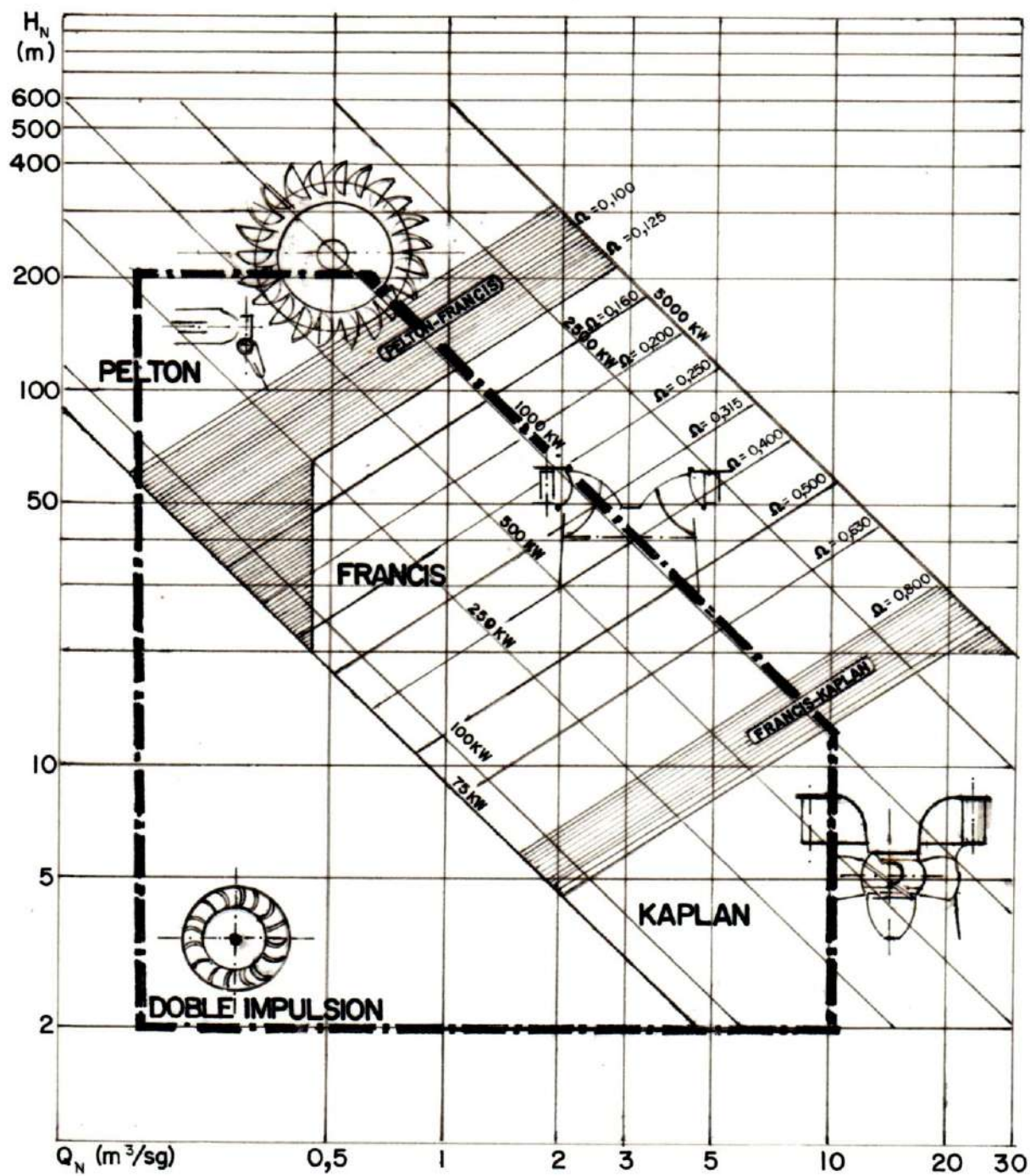


Figura 8. 1 Rangos de aplicación de las diferentes turbinas. Gráfico de selección.

Fuente: Propia.

8.1.2. Características de las turbinas usadas en minicentrales hidroeléctricas.

Entre las turbinas usadas en minicentrales hidroeléctricas tenemos las turbinas Pelton y las de flujo transversal.

8.1.2.1. Turbinas Pelton

La Figura 8.2 presenta un esquema de una turbina Pelton.

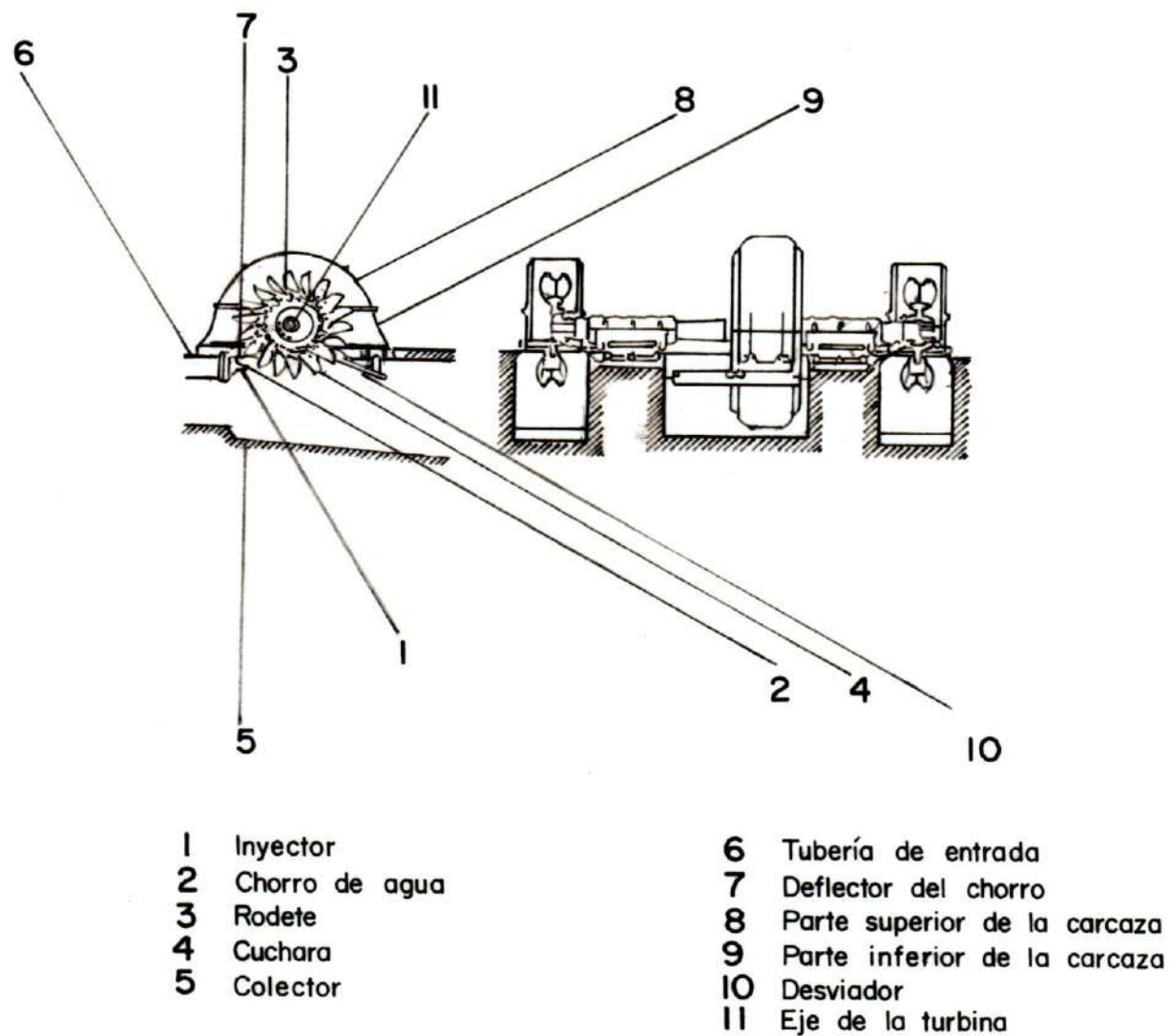


Figura 8. 2 Corte secuencial de una turbina Pelton.

Fuente: Propia.

En este tipo de turbinas, por medio de un inyector (1) se lanza el agua en forma de chorro a alta velocidad sobre las cucharas (4) del rodete (3), este al girar transmite un torque al eje (11) acoplado al generador.

Las cucharas de las turbinas Pelton tienen una costilla central que se encarga de dividir el chorro en dos venas iguales; la parte externa de la cuchara debe ser cortada cuidadosamente con la finalidad que el chorro incida sobre una sola cuchara.

Una vez que el chorro de agua incide sobre la cuchara, el agua es desalojada hacia el colector (5).

En este tipo de turbinas para obtener eficiencia alta es necesario que el inyector (1) esté bien diseñado (en forma y tamaño).

Es importante indicar que las cucharas pueden estar fundidas sobre el rodete, situación en la que se construye el rodete y las cucharas como una sola pieza, o en su defecto pueden estar ajustados por medio de pernos al rodete, situación que presenta ventaja desde el punto de vista que se puede cambiar las cucharas que se encuentren más deterioradas y no todas como es el caso anterior; cabe indicar que el desgaste en las cucharas de una turbina Pelton ocurre uniformemente.

El desgaste de las cucharas puede ser alto, cuando el agua que sale del inyector a alta velocidad e impacta en éstas, contiene concentraciones importantes de arena. Con la finalidad de reducir el desgaste, es necesario emplear materiales adecuados, los cuales garanticen la durabilidad de las cucharas.

En este tipo de turbinas la carcasa, únicamente guía el agua de las cucharas (4) al colector (5), y debe ser construida de manera tal que no produzca vibraciones.

8.1.2.2. Turbinas de flujo transversal

Estas turbinas también son conocidas como TURBINAS MICHELL-BANKI, CROSS FLOW o flujo cruzado y se ilustra en la Figura 8.3. El rodete (3) es de forma cilíndrica y está compuesto por un par de discos entre los cuales se fijan periféricamente un cierto número de álabes, elemento de fácil construcción.

Estas turbinas siempre son instaladas con el eje del rodete horizontal. El chorro de agua sale a través de una boquilla o inyector rectangular que tiene la misma longitud que el rodete. Este chorro de agua de sección rectangular incide dos veces sobre los álabes; la primera vez a la salida del inyector y la segunda al cruzar el interior del rodete. Por esta razón se le denomina como turbina de doble efecto, admisión parcial y de flujo radial centrípeto-centrífugo.

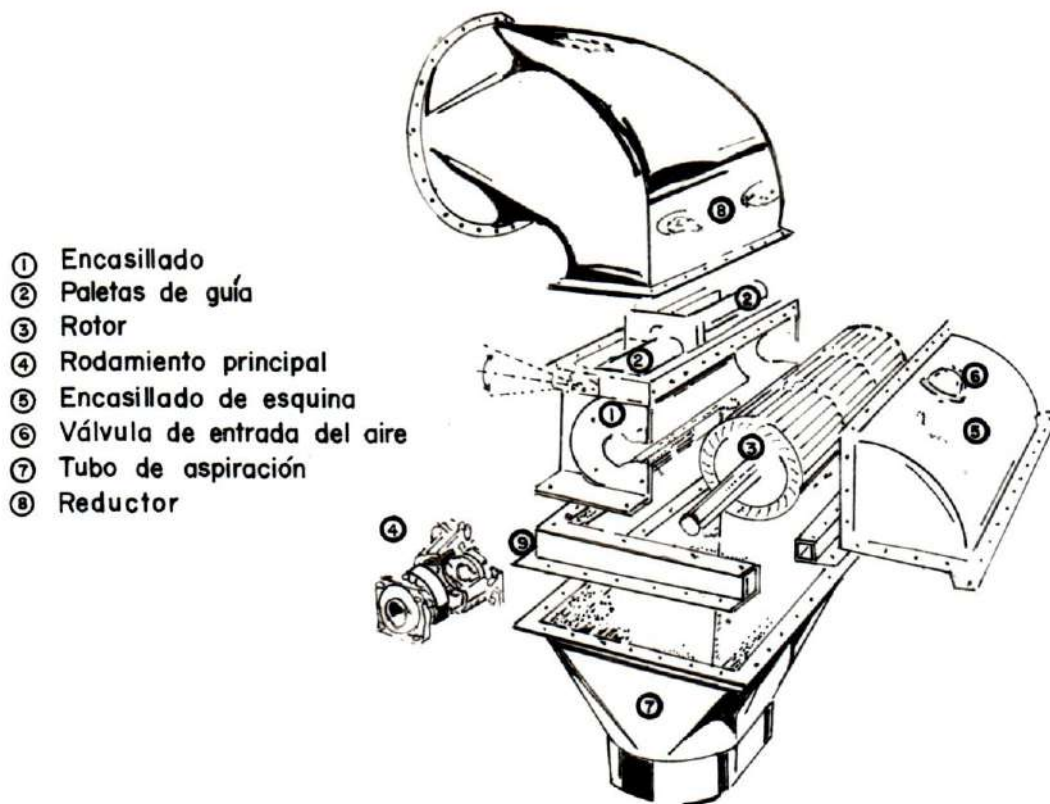


Figura 8. 3 Esquema de una turbina de flujo transversal.

Fuente: Propia.

Al igual que las turbinas Pelton, estas turbinas convierten la presión a la salida del inyector en energía cinética.

El ancho del rodete puede ser incrementado a cualquier valor sin cambiar las características hidráulicas de la turbina. Por ejemplo, si se duplica el ancho del rodete, lo que se consigue es duplicar la potencia de salida para una misma velocidad ya que el diámetro permanece invariable.

Para el control de la eficiencia de esta turbina se emplean las paletas guías (2), que permiten seccionar la boquilla de inyección en tres partes.

Si sólo se cuenta con la tercera parte del caudal, lo conveniente es concentrarlo en una tercera parte del rodete, con la finalidad de mantener la eficiencia.

Las turbinas de flujo transversal pueden operar a bajas cargas y generar potencias considerables a una velocidad razonable. Cuando son usadas con cargas bajas, la diferencia de elevación entre la descarga del inyector de la turbina y el nivel de aguas de descarga puede ser un porcentaje considerable de la carga total (entre los niveles de agua arriba y agua descargada). Para estas situaciones se emplean los llamados tubos aspiradores, tal como se indica en la Figura 8.4; estos tubos permiten incrementar la presión a través de la boquilla de inyección y, por consiguiente un aumento en la potencia de la turbina.

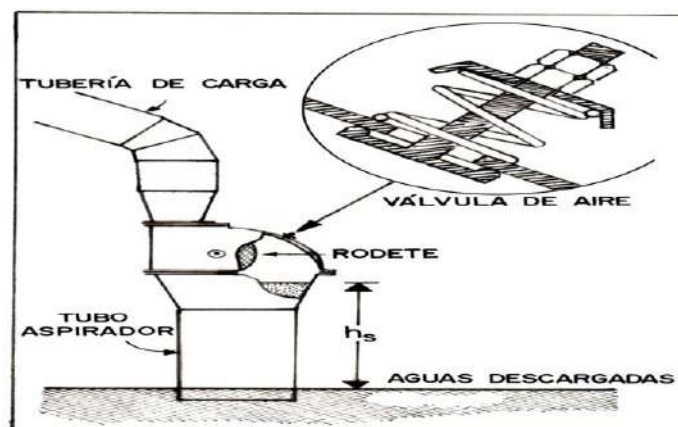


Figura 8. 4 Esquema de un tubo aspirador.

Fuente: Propia.

8.2. SELECCION DE UNA TURBINA

Antes de escoger el tipo y características de las turbinas para un proyecto dado es necesario definir la potencia de generación para cada unidad, en atención a las modalidades de la demanda de carga, de la economía del sistema y de la estabilidad del servicio. Además, conocer las fluctuaciones probables de la altura de carga, el valor más frecuente de altura de carga (o su valor medio en estiaje) y determinar la altura crítica para la cual se definen las características de las turbinas.

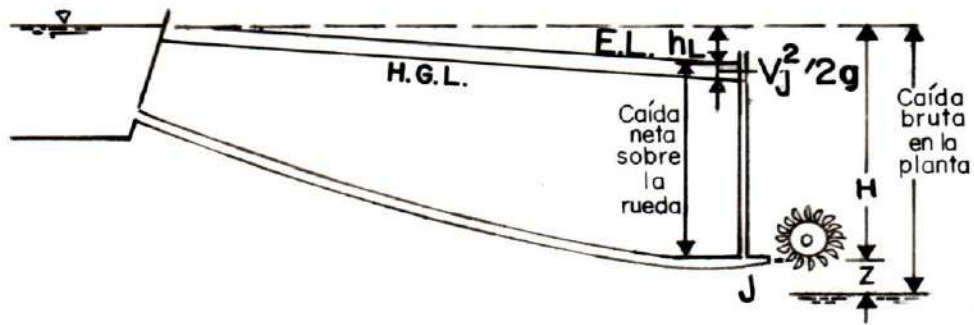
Antes de continuar con la selección propiamente dicha de una turbina, es fundamental indicar varios conceptos, con la finalidad que esta sección suministre la información que se requiere para una buena selección.

En vista que las turbinas que se están considerando, Turbinas Pelton y Turbinas de Flujo Transversal son de Impulso, se hará referencia sólo a las ruedas de Impulso. Una instalación típica se muestra en la Figura 8.5. La optimización de cualquier instalación dada, es un proceso de dos pasos. Primero se optimiza la potencia disponible del chorro:

$$P_J = \gamma Q \frac{V_J^2}{2g} = \gamma \pi d_J^2 \frac{V_J^3}{8g} \quad (8.1)$$

Dónde:

P_J	=	potencia disponible a la salida del chorro.
V_J	=	velocidad del agua a la salida del chorro.
γ	=	peso específico del agua.
Q	=	caudal.
g	=	aceleración del campo gravitatorio terrestre, en m/s^2 .



H.G.L. = Línea piezométrica

E.L. = Línea de energía

h_L = Pérdida del sistema

Figura 8. 5 Instalación de Rueda Pelton (Rueda de impulso).

Fuente: Propia.

La fuerza disponible variará con d_j y la disposición del canal de toma ya que las pérdidas en el canal de toma aumentan con Q y reducen el valor de V_j . Una variación típica de P_j con d_j se presenta en la Figura 8.6.

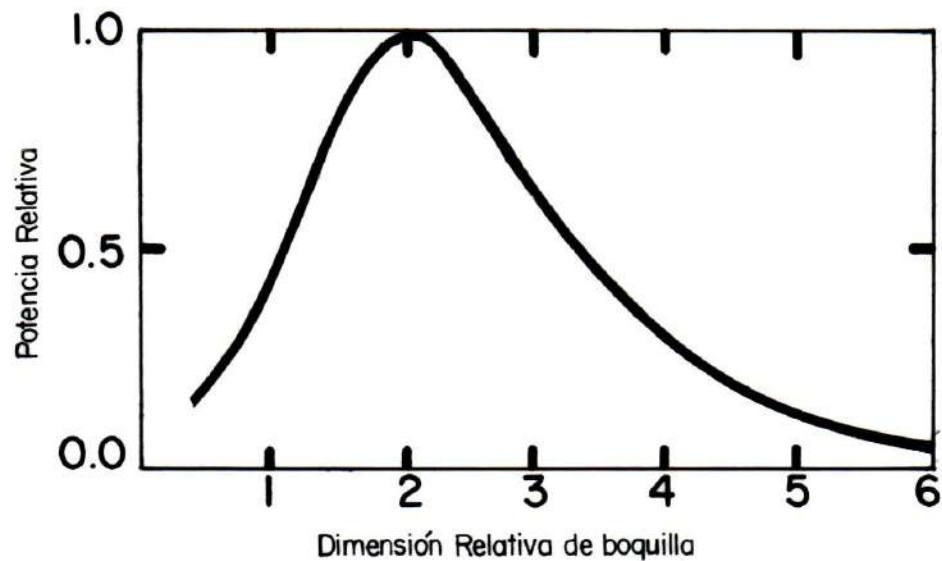


Figura 8. 6 Variación de la potencia disponible del chorro con el diámetro del mismo.

Fuente: Propia.

De la caída disponible en la entrada de la boquilla, se pierde una pequeña porción debido a la fricción en la boquilla y en los tubos. El resto se utiliza para accionar la rueda. La utilización real de esta

caída depende de la velocidad de la caída del flujo que sale de la turbina y del nivel por encima del agua de descarga. Las condiciones óptimas que corresponden a la utilización máxima de la caída disponible dictan que el flujo salga esencialmente a una velocidad cero. En condiciones ideales, esto ocurre cuando la velocidad periférica de la rueda es la mitad de la velocidad del chorro. En la práctica, la fuerza óptima ocurre a un coeficiente de velocidad ϕ algo inferior a 0,5.

$$\phi = \frac{V_1}{\sqrt{2gH}} \quad (8.2)$$

Dónde:

- V_1 = velocidad a la salida de la rueda (rodete), en m/s.
- g = aceleración de la gravedad, en m/s^2 .
- H = carga neta, en m.
- ϕ = coeficiente de la velocidad de arrastre o tangencial del álabe.

En realidad, la mejor eficiencia ocurrirá cuando $\phi = C_v/2$, razón por la cuál en la Figura 8.6 la potencia máxima ocurre para una dimensión relativa de la boquilla de 2. El coeficiente de la velocidad del chorro (C_v) se puede expresar de la siguiente manera:

$$C_v = \frac{V_J}{\sqrt{2gH}} \quad (8.3)$$

Dónde:

- V_J = velocidad a la salida de la boquilla.
- H = carga neta, en m

Puesto que la eficiencia máxima ocurre con una velocidad y una carga fija, la velocidad a la salida de la boquilla (V_J) ha de permanecer constante en diferentes condiciones de flujo. Así pues la tasa de flujo Q se regula mediante un inyector ajustable. Hay alguna variación en C_v con la regulación, y la eficiencia máxima ocurre a valores ligeramente inferiores del coeficiente de velocidad ϕ con

niveles de fuerza parcial. Sin embargo, la actual tecnología de los inyectores es tal que Q puede regularse a través de otros mecanismos con una eficiencia más elevada.

Una determinada configuración de la caída y canal de toma establece la velocidad y diámetros óptimos del chorro.

El tamaño de la rueda determina la velocidad de la máquina. Para una rueda de un diámetro D, la velocidad angular en radianes por segundo ω es:

$$\omega = \frac{2V_1}{D} \quad (8.4)$$

V_1 = velocidad a la salida de la rueda, en m/s

Despejando V_1 en la ecuación (8.2) y reemplazándola en la ecuación (8.4).

$$\omega = \frac{2\phi}{D} \sqrt{2gH} \quad (8.5)$$

Teniendo en cuenta que la potencia de la turbina es:

$$P = \varepsilon \gamma Q H \quad (8.6)$$

Donde ε es la eficiencia y la tasa de flujo Q está dada por:

$$Q = V_J \frac{\pi d_J^2}{4} = C_v \sqrt{2gH} \frac{\pi d_J^2}{4} \quad (8.7)$$

Entonces la velocidad específica de la máquina es

$$N_s = 2^{1/4} \sqrt{2 \pi \varepsilon C_v} \phi \frac{d_J}{D} \quad (8.8)$$

Que aproximadamente es:

$$N_s = 1,3 \frac{d_J}{D} \quad (8.9)$$

d_J diámetro del chorro

D diámetro del rodete

Así, pues, la velocidad específica es aproximadamente 1,3 veces la relación del diámetro del chorro al diámetro de la rueda. Los valores prácticos de d_J/D para las ruedas Pelton oscilan entre 0,04 y 0,1 que significa que N_s estará en el rango de 0,05 a 0,13. Son posibles velocidades específicas más elevadas con diseños de inyectores múltiples. El aumento es proporcional a la raíz cuadrada del número de inyectores.

Antes de seguir con la selección de la turbina, se indican a continuación, factores a tener en cuenta en la selección de la turbina:

a) Cavitación puede definirse como la formación de la fase de vapor en un flujo cuando la presión local desciende por debajo de la presión de vapor del líquido. En sus etapas iniciales, la cavitación se produce en forma de burbujas individuales que se mueven con el flujo a las regiones de más alta presión, colapsan y se desploman. Las presiones de colapso son tan intensas que se produce ruido, vibración y erosión de las superficies del metal. Cuando ocurre la cavitación a través de una porción grande del rotor de la turbina, puede ocurrir una disminución en la eficiencia. La posibilidad de que ocurra cavitación dependerá del diseño e instalación de la turbina. Esto puede expresarse cómodamente en términos del Sigma de Thomas, que establece el límite para la posición de las turbinas respecto al nivel aguas abajo.

$$\sigma_T = \frac{H_{DV}}{H} \quad (8.10)$$

Dónde:

- σ_T = Sigma de Thomas.
- H_{DV} = caída neta de succión positiva.
- H = caída disponible.

El valor crítico de σ_T es una función de la velocidad específica, tal como se ilustra en la Figura 8.7. A medida que aumenta la velocidad específica, los valores críticos de σ_T aumentan. Para minimizar los problemas de la cavitación, se puede hacer uso de la siguiente expresión:

$$H_s = 10 - \frac{Elev.}{900} - \sigma_{TC} \quad H \quad (8.11)$$

Dónde:

- H_s = es la altura de la turbina sobre el nivel de descarga, en m.
- $Elev.$ = es la elevación del nivel en el canal de descarga aguas abajo de la turbina, en msnm.
- σ_{TC} = Sigma de Thomas crítico.
- H = es la carga disponible, en m.

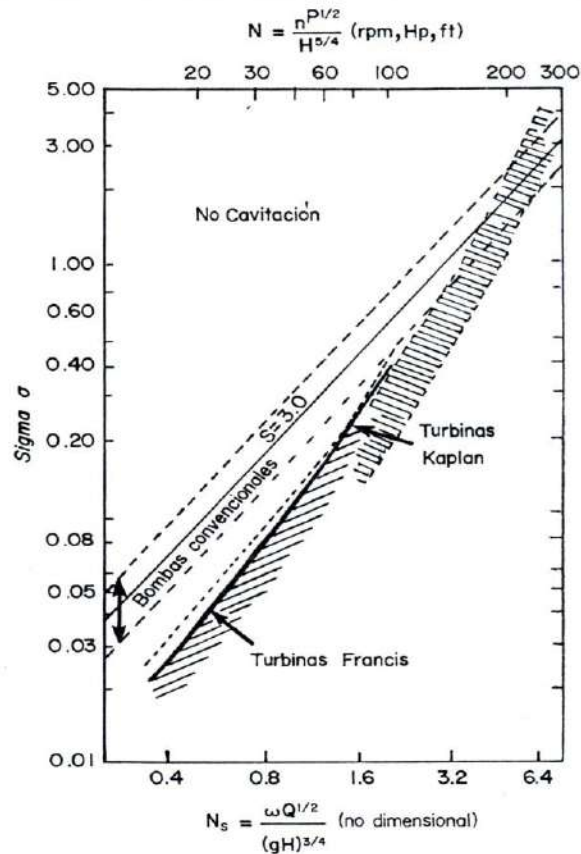


Figura 8. 7 Índice de cavitación como función de la velocidad específica.

Fuente: Propia.

Ejemplo 2. Considérese una turbina de 300 Kw que opera a 300 rpm bajo una caída de 15 m. La velocidad específica es de 0,1. Esta será una turbina que tiene una σ_{TC} de 0,04 aproximadamente, ¿cuál es la altura a la que se deberá instalar la turbina sobre el nivel de descarga, si la cota del nivel de aguas abajo es 2000 msnm?

Solución:

$$H_s = 10 - \frac{2000}{900} - 0,04 * 15$$

$$H_s = 7,18 \text{ m}$$

Esto quiere decir que para evitar cavitación, hay que instalar la turbina en la cota 2007.18 msnm.

Una vez que se han expuesto varios de los fundamentos teóricos a tener en cuenta una vez hecha la selección de la turbina, indicaremos cómo se efectúa la selección propiamente dicha.

8.3. DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES DE LAS TURBINAS EN MINICENTRALES HIDROELECTRICAS.

8.3.1. Turbinas Pelton

Los valores empíricos comúnmente usados son:

- Velocidad del agua en el inyector:

$$V_J = C_v \sqrt{2gH}$$

Dónde:

H = carga en la boquilla de inyección (inyector)

C_v = varía de 0,98 a 0,99.

Se recomienda trabajar con:

$$V_J = 0,98 \sqrt{2gH} \quad (8.12)$$

- Velocidad de la turbina en su diámetro de paso:

$$V_1 = 0,46 \sqrt{2gH} \quad (8.13)$$

- Ancho de las cucharas, varía entre 3,5 y 4 veces el diámetro del chorro.

$$b = 3,75 d_j \quad (8.14)$$

- D/d_j ≥ 10 llegando a ser máximo 25.
- Número de cucharas:

$$c = \frac{D}{2d_J} + 15 \quad (8.15)$$

- El ancho axial de la carcasa cerca del inyector no debe ser menor a $15 d_J$.

Es muy importante tener en cuenta que en este dimensionamiento se toma como diámetro de la turbina Pelton, el diámetro de un círculo que pasa por el centro de las cucharas y que a su vez es tangente a la línea de centros del inyector.

En lo que respecta a las cucharas y su geometría, observar la Figura 8.8.

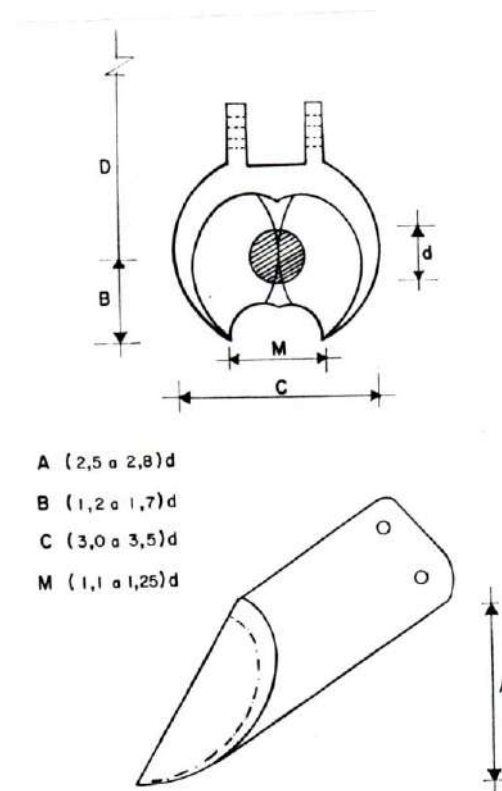


Figura 8. 8 Dimensiones de las cucharas de las ruedas Pelton.

Fuente: Propia.

Ejemplo 3. Para el aprovechamiento de un salto de 50 m y una descarga de 0,20 m³/s se ha seleccionado una turbina Pelton, se quiere conocer cuáles serán las dimensiones de la misma.

Solución:

$$H = 50 \text{ m}$$

Velocidad del chorro de agua:

$$V_J = 0,98 \sqrt{2gH} = 0,98 \sqrt{2 \times 9,8 \times 50}$$

$$V_J = 30,68 \text{ m/s}$$

Velocidad de la turbina (rodete):

$$V_1 = 0,46 \sqrt{2gH} = 14,4 \text{ m/s}$$

Ancho de las cucharas:

$$b = 3,75 d_J$$

Considerando $d_J/D = 0,08$ y asumiendo: $D = 75 \text{ cm}$, se tiene:

$$d_J = 0,08 D = 0,08 \times 75 \text{ cm}$$

$$\therefore d_J = 6 \text{ cm}$$

Por consiguiente:

$$b = 3,75 \times 6 \text{ cm} = 22,5 \text{ cm}$$

Número de cucharas conectadas al rodete:

$$c = \frac{D}{2d_J} + 15 = \frac{75}{2(6)} + 15 = 21,25$$

Por lo tanto el número de cucharas es igual a 21. Con el propósito de facilitar la construcción, en este caso se eligen 20 cucharas, dispuestas con separaciones angulares de 18°. En las cercanías al inyector la carcasa no debe tener un ancho menor a 90 cm, con la finalidad de que el agua rechazada no afecte al movimiento de la rueda.

8.3.2 Turbinas de flujo transversal

Para asunto de cálculos preliminares, las ecuaciones que permiten efectuar cálculos de las dimensiones y velocidad para una turbina de flujo transversal son:

$$A = \frac{0,23 Q}{\sqrt{H}} \quad (8.16)$$

Dónde:

A = área de la sección transversal del chorro, en m².

Q = caudal, en m³/s.

H = carga neta, en m.

$$A = b \times B_r \quad (8.17)$$

b =abertura de la descarga del distribuidor, en m. Ver Figura 8.9.

B_r = ancho del rodete, en m. Ver Figura 8.10.

Aquí es de importancia indicar que el ancho del chorro inyectado en la turbina de flujo transversal es aproximadamente igual al ancho de la boquilla de inyección de la descarga del distribuidor. El diámetro del rodete es usualmente 10 veces la abertura del distribuidor. El diámetro del rodete permite hallar la velocidad de la siguiente manera:

$$N = \frac{40 \sqrt{H}}{D} \quad (8.18)$$

Dónde:

N = velocidad del rodete, en rpm.

D = diámetro del rodete, en m.

Ejemplo 4. Con la finalidad de aprovechar un salto de 30 m y un gasto de $0,24 \text{ m}^3/\text{s}$, se ha seleccionado una turbina de flujo transversal, se quiere conocer las dimensiones de los elementos principales de esta turbina. Ver Figuras 8.9 y 8.10.

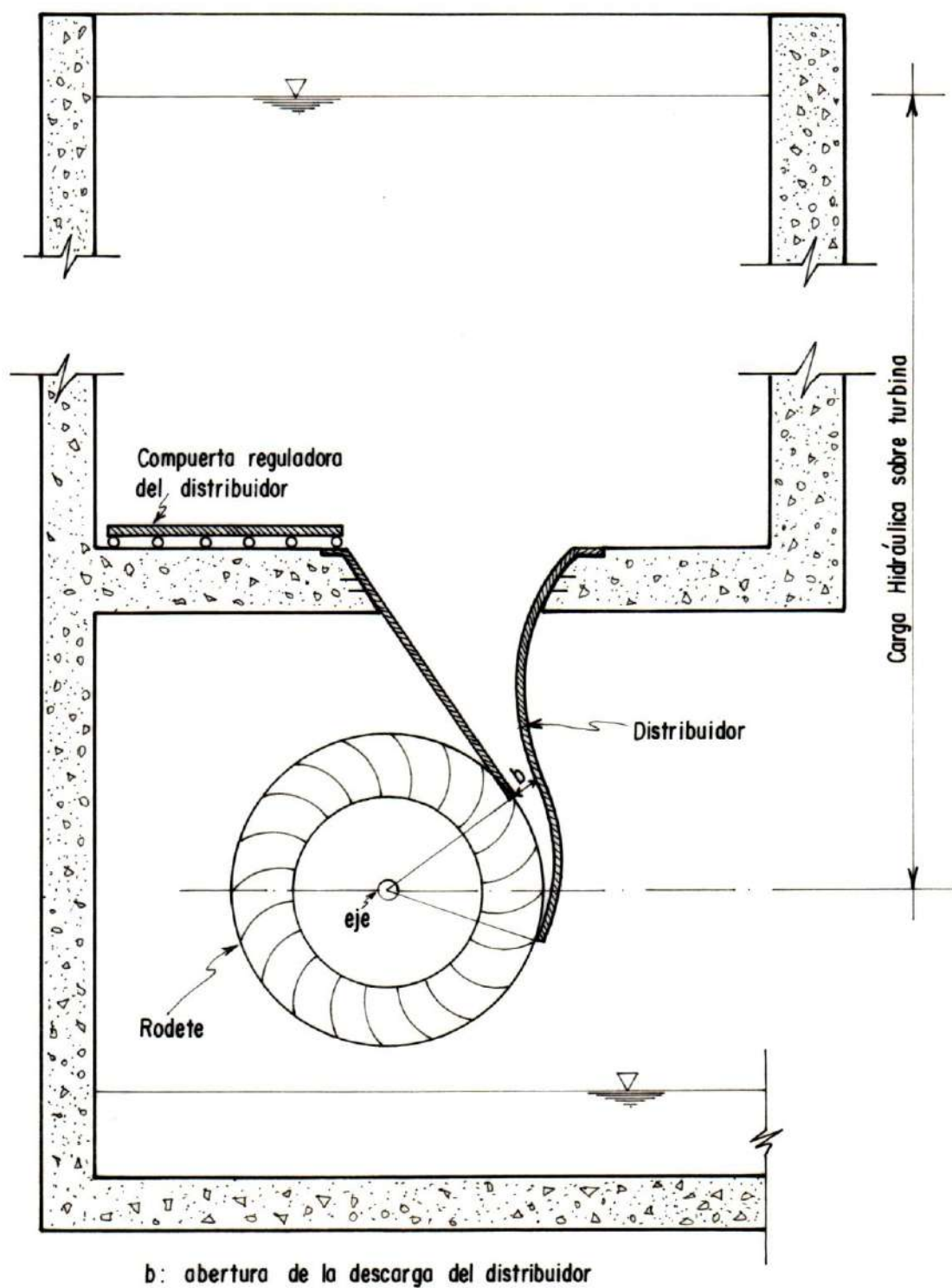
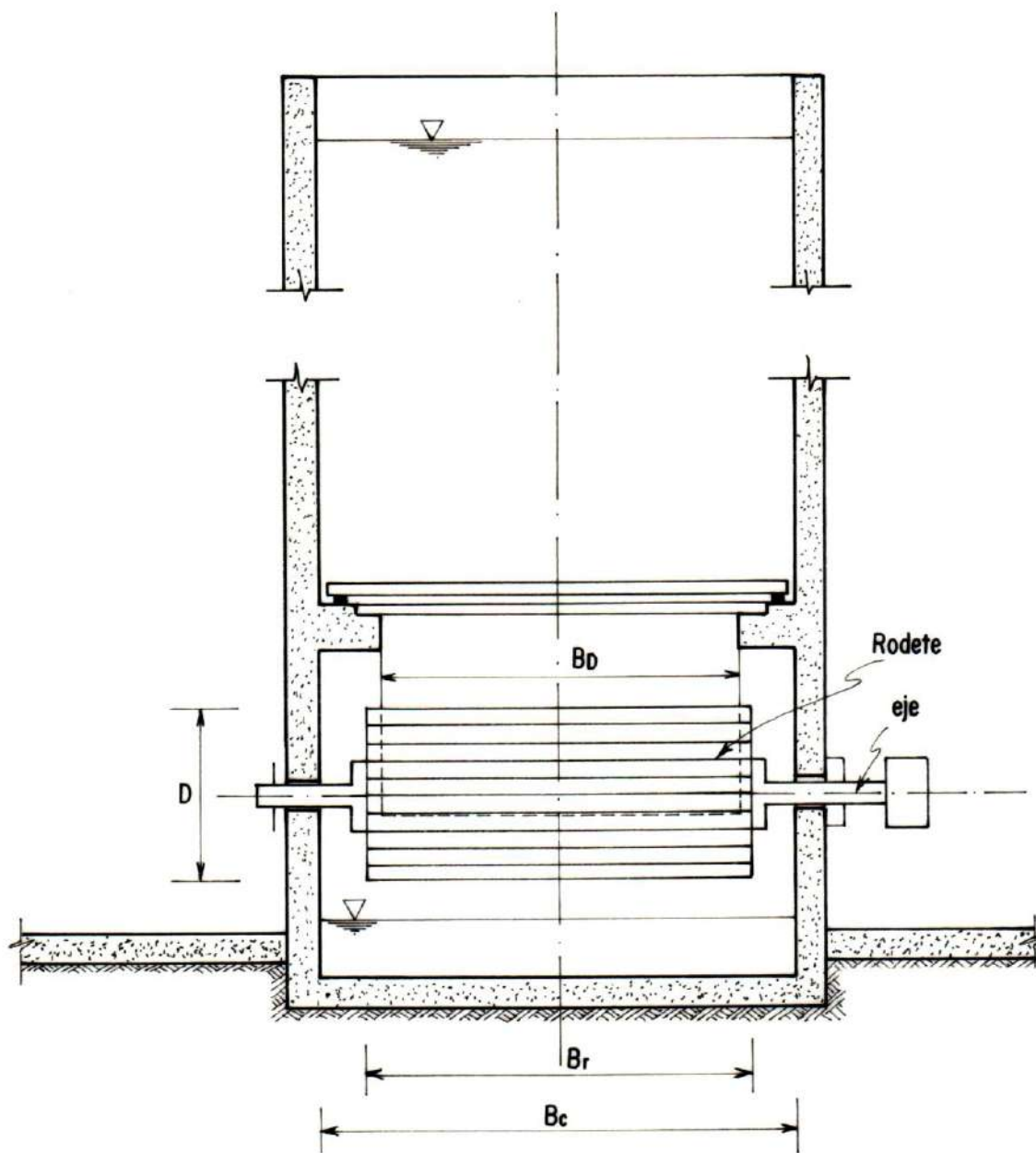


Figura 8. 9 Detalle de una turbina de flujo transversal, corte normal al eje del rodete.

Fuente: Propia.



D: diámetro exterior del rodete
Br: ancho del rodete
Bc: ancho de la carcasa
Bd: ancho del distribuidor

Figura 8. 10 Detalle de una turbina de flujo transversal, corte por el eje del rodete.

Fuente: Propia.

Solución:

$$A = 0,23 Q / \sqrt{H} = 0,23 * 0,24 / \sqrt{30}$$

$$A = 1,008 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

Asumiendo que el rodete tiene un ancho $B_r = 0,5 \text{ m}$, se tendrá como abertura del distribuidor (b):

$$b = \frac{A}{B_r}$$

$$b = 1,008 \times 10^{-2} / 0,5 = 0,02016 \text{ m}$$

Por lo que el diámetro del rodete será:

$$D = 10 * b = 0,2016 \text{ m}$$

La velocidad de giro del rodete es:

$$N = \frac{40 \sqrt{H}}{D} = \frac{40 * \sqrt{30}}{0,2016} = 1086,75 \text{ rpm}$$

Aquí es muy importante tener en cuenta que D = diámetro exterior del rodete, y que el diámetro interior está dado por la siguiente expresión:

$$D' = 0,70 D \quad (8.19)$$

$$D' = 0,70 \times 0,2016 = 0,1411 \text{ m.}$$

Dónde:

D' = diámetro interior del rodete, en m.

Determinación de la posición de los álabes de la turbina:

Para efectuar esto, se requiere conocer el paso entre álabes (t) y el número de álabes (Z); éstos se calculan con las ecuaciones (8.20) y (8.21) respectivamente.

$$t = \frac{\pi D}{Z} \quad (8.20)$$

$$L' = 1,1 B_r \quad (8.21)$$

L' ancho de la carcaza

Asumiendo que se van a emplear 20 álabes, se tiene

$$Z = 20 \therefore t = \frac{\pi D}{20} = \frac{\pi * 0,2016}{20}$$
$$t = 0,0317 \text{ m}$$

El ancho de la carcaza (l') viene dado por:

$$L' = 1,1 * 0,5 = 0,55 \text{ m}$$

Si los álabes de la turbina se fabrican de un tubo de 4" de diámetro, se tendrá el esquema indicado en la Figura 8.11.

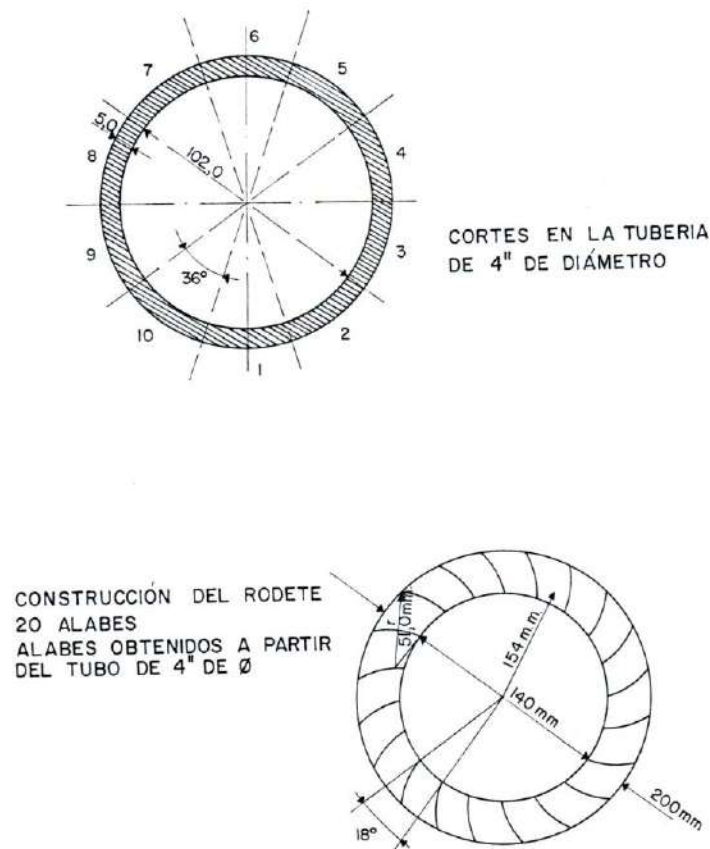


Figura 8. 11 Construcción del rodete de la turbina.

Fuente: Propia.

8.4. REGULADOR

El control de la velocidad en una turbina es un problema importante y complicado. La magnitud del problema varía con el tamaño, clase de máquina e instalación, tipo de carga eléctrica y el hecho de si la planta está o no conectada a una red eléctrica. También deberá tenerse en cuenta que la velocidad sin carga puede ser mayor que la velocidad de diseño por factores de hasta 2,5. Esta es una importante consideración de diseño para todas las piezas rotativas, incluido el generador.

El costo de los reguladores de velocidad es desproporcionadamente elevado en los tamaños más pequeños. El control de la velocidad se obtiene normalmente mediante control de flujo. Para un control adecuado es preciso tener suficiente inercia de rotación de las piezas rotativas. Cuando se rechaza la carga, se absorbe la fuerza, acelerándose el volante y cuando se aplica una carga, se dispone de alguna fuerza adicional debido a la desaceleración del volante. El tiempo de respuesta del regulador ha de seleccionarse cuidadosamente ya que un tiempo de cierre rápido puede ocasionar presiones excesivas en la tubería de presión que alimenta la turbina.

Se dispone de varias clases de reguladores que varían con la capacidad de trabajo deseada o el grado de complejidad del sistema de control. Estos oscilan entre simples dispositivos mecánicos y dispositivos mecánico-hidráulicos y electro-hidráulicos. Las unidades electro-hidráulicas son equipos complejos y no serían adecuados para regiones remotas. La precisión de la regulación necesaria dependerá del hecho de si el generador eléctrico es síncrono o asíncrono (tipo de inducción). Los generadores de inducción tienen ventajas. Son menos complejos y, por tanto, más económicos y tienen una eficiencia ligeramente superior. Su frecuencia es controlada por la frecuencia de la red de abastecimiento a la que alimenta, con lo que se elimina la necesidad de un costoso regulador convencional. No puede operar independientemente sino que sólo puede alimentar a una red y lo hace con un factor de desfase de potencia que puede o no ser una desventaja, según la naturaleza de la carga. Por ejemplo, las líneas largas de transmisión tienen una capacidad elevada y, en este caso, el factor de desfase de potencia puede representar una ventaja.

Puesto que el costo relativo de la regulación es elevada en las unidades pequeñas, hay gran necesidad de conseguir adelantos tecnológicos en esta área de los hidrogenadores. Actualmente se están desarrollando nuevos reguladores que controlan la fuerza producida, en vez de controlar el flujo del agua. Una técnica consiste en el desvío de la carga conforme a la cual un dispositivo bastante simple desvía la salida del alternador de la carga primaria requerida. Un segundo tipo de regulador controla la salida del alternador cambiando la carga en el campo del alternador.

8.5. GENERADOR

El generador eléctrico convierte la energía mecánica de la turbina en energía eléctrica. Los dos componentes esenciales del generador son el rotor y el estator. El rotor es el ensamble rotatorio al cual se aplica la torsión mecánica de la turbina. Mediante magnetización o "estimulando" el rotor, se induce un voltaje al componente estacionario, el estator. El mecanismo principal de control del generador es el estimulante-regulador que inicia y estabiliza la energía de salida. La selección de la turbina determina la velocidad del generador excepto cuando viene equipado con un dispositivo para aumentar la velocidad.

Los generadores con capacidad de 100 Kw o menos se compran por lo general incluidos con la turbina. Hay una variedad de diseños en el mercado que utilizan turbinas de tipo a reacción o a impulso. La velocidad del generador es comúnmente de 900 a 1800 rpm para centrales de 60 ciclos. Si la caída efectiva de la turbina es suficientemente alta como para obtener estas velocidades se acopla el generador directamente. Con caídas menores se conecta el generador a través de un dispositivo para aumentar la velocidad o una banda de propulsión en forma de V.

CAPITULO IX. LINEAS DE TRANSMISION Y REDES ELECTRICAS EN MINICENTRALES HIDROELECTRICAS

9.1. GENERALIDADES

El generador de una planta hidroeléctrica produce corriente eléctrica alterna, que es transformada a un voltaje más alto de distribución (primario), transferida a las cargas del sistema por medio de las líneas de distribución, luego es transformada a voltaje de servicio (secundario) para uso de los consumidores. El costo de las instalaciones de distribución será una parte importante del costo total del proyecto, a menos que exista otro sistema de distribución que tenga otra fuente de energía.

9.2. EL TRANSFORMADOR

El transformador es un dispositivo que cambia el voltaje del nivel de generación al de transmisión y viceversa. Para las instalaciones de pequeñas centrales hidroeléctricas se requiere de un sólo transformador a dos bobinas. La entrada y la salida de la barra colectora al transformador se realiza mediante bujías de porcelana (cadena de aisladores). Las instalaciones hidroeléctricas pequeñas normalmente están limitadas a transformadores al aire libre con enfriamiento de aire forzado, sólo para días extremadamente calurosos o para condiciones de sobrecarga a corto plazo. La variante principal para el costo de los transformadores es la capacidad de la unidad para transferencia de energía (KVA). Los niveles de voltaje constituyen la siguiente variante en el costo ya que los voltajes más elevados requieren más material de aislamiento. Cada transformador va provisto con una cabina de control y relevo de presión súbita. El voltaje normal para las plantas hidroeléctricas pequeñas es de 4160 voltios o menos, dependiendo del sistema.

La maniobra y entrega de energía a algunos puntos remotos representan el eslabón final en la red de abastecimiento de energía.

9.3. SUBESTACION DE GENERACION.

La subestación comprende interruptores de circuito, llaves de des-conexión, transformadores, barras

colectoras y equipos misceláneos de la planta de energía. La distribución de dichos equipos debe permitir el movimiento de los interruptores de circuito y otros equipos mayores en posición, sin ocasionar pérdida de energía en los cables y los equipos. Para la instalación de unidades sencillas de pequeñas instalaciones hidroeléctricas, el patio de distribución ha de consistir en la barra colectora del generador, el transformador de incremento, la llave de desconexión, un interruptor del circuito y una torre de partida.

La ubicación de la subestación con relación a la planta depende de la topografía, de las condiciones del suelo y de los requisitos de espacio. La ubicación óptima de la subestación es cerca de la estructura que contiene la planta. Esto elimina la costosa extensión de la barra de colección y reduce las pérdidas en las conexiones.

9.4. TOPICOS A CONSIDERAR PARA LA TRANSMISION DE ENERGIA ELECTRICA.

Los tópicos a considerar para la transmisión de energía eléctrica son los siguientes:

9.4.1. Voltaje de transmisión

Siempre que sea posible, el voltaje de transmisión debe ser igual al de generación; de no ser posible esto, debido a los límites de pérdidas de potencia se requiere emplear conductores de gran tamaño y alto costo. En este caso el voltaje del generador debe ser incrementado a través de un transformador elevador, instalado a la salida de la casa de máquina.

Los voltajes empleados por la mayoría de los fabricantes de generadores son 110V, 220V y 380V. La mayoría de los sistemas eléctricos rurales usan equipo de 13,8 Kv, considerado como 15 Kv. Generalmente la construcción de voltajes más elevados cuesta más y el servicio inspira menos confianza. Un voltaje más bajo tiene mayor pérdida de energía y requiere un conductor de mayor tamaño para distribuir la misma cantidad de energía.

9.4.2. Selección de la medida del conductor y de los postes

La determinación de la medida óptima del conductor depende del voltaje, cargas futuras, longitud del

conductor y la regulación del voltaje deseado. No obstante, para reducir la variedad de medidas del conductor, almacenamiento de los depósitos, funcionamiento total y procedimientos de mantenimiento, se recomienda lo siguiente:

- a) Para los alimentadores trifásicos principales, se ha de utilizar conductor de aluminio 1/0 con seis filamentos de alambre de aluminio y un filamento de acero (6/1 ACSR) con 4-7/1 ACSR como el conductor neutral. Cualquier sistema, mayor requiere standard de construcción más pesada con los consecuentes costos adicionales.

Si se desea construcción más pesada durante el período del análisis, se ha de considerar la incursión de un segundo alimentador de 1/0 ACSR.

Los alimentadores principales tienen una función muy importante dentro de la transmisión y distribución de energía eléctrica y consecuentemente, se justifica que el costo sea un tanto mayor que el de la solución más económica. Por ejemplo: El ACSR 1/0 posee mejores requisitos de fuerza, y, en consecuencia es más versátil para la ubicación económica de postes en los alimentadores principales; el ACSR 1/0 es de más confianza para casos en que caigan rayos, la circunferencia adicional disminuye el calor asociado con los conectores causando disminución de los problemas relacionados con los mismos, en caso que haya un problema con los conectores es preferible que se queme el fusible de un ACSR número 4 en lugar de un alimentador principal; si hay un incendio del sistema del alimentador principal, el personal sabrá de inmediato qué tipo de materiales de reparación deben llevar al campo sin tener que referirse a planos del sistema o investigar los archivos.

- b) Para los fusibles, excepto donde las cargas necesiten conductores mayores, se ha de usar ACSR número 4 tanto como para conductores primarios como para neutrales. Esto simplifica el mantenimiento de piezas, de repuesto, y los procedimientos de operación.
- c) Para las líneas secundarias se consideran los ACSR 1/0 y 4 ACSR con la capacidad de los transformadores de distribución.
- d) Para las conexiones de servicio, se debe usar ACSR Duplex, Triplex y Cuádruples para no mezclar los tipos de material.

Cuando se minimiza el número de tamaños de los conductores, también se minimizan el número de tamaños de los conectores, las reconexiones y las actividades de mantenimiento.

En lo que respecta a los postes, se debe tener en cuenta que, si existen en la zona de proyecto troncos de madera adecuados para su fabricación, se pueden producir postes de madera tratada a presión por un costo 50% menor que otras estructuras equivalentes para soportes hechos de concreto. Aunque se pueden fabricar postes de concreto pretensados, centrifugados de acuerdo a cualquier especificación, una columna de concreto mediana de medida comparable, pesa dos veces más que un poste de madera. En la electrificación urbana donde los postes van espaciados a intervalos menores de 50 metros, la preocupación por los requisitos de resistencia disminuye y la diferencia en la economía de los postes de madera versus columnas de concreto no es tan pronunciada. No obstante, en electrificación rural, el espaciamiento varía de 150 a 200 metros; aquí la fuerza tensil es de mayor consideración y el costo total por kilómetro de una línea con postes de madera se reduce sustancialmente comparado con el costo de líneas de postes de concreto.

El resquebrajamiento en los caminos del campo es mínimo para los postes de madera pero se puede convertir en un factor considerable con las columnas de concreto. Los aditamentos para un poste de madera son simples, lo cual simplifica la instalación en el campo. Los aditamentos para las columnas de concreto son más caros y tienen nivel reducido de aislación. Un poste de madera se puede manejar con más facilidad en el campo con equipos simples y no requiere cimientado especial.

Se pueden producir localmente los postes de madera de larga duración con apreciables ahorros, contribuyendo así al adelanto de la electrificación rural y al desarrollo de nuevos establecimientos comerciales pequeños. En la Figura 9.1 se muestra un esquema del tipo de poste a usar en zonas rurales.

Es de importancia tener en cuenta que interesa lo que acontece en nuestro medio, por tal motivo se expone lo siguiente:

- En Venezuela en zonas rurales se usan postes de 8,23 m de largo por lo económico; en ocasiones de 37 pies en caso en que se requiera de un estudio de tendido eléctrico y por consiguiente de un ingeniero electricista, este último caso se da cuando se tiene bancos de transformación.
- En las zonas rurales de Venezuela se usan cables ACSR 1,0 y 2,0. Uno de los problemas que se presenta con más frecuencia es hasta donde tensar los cables, con tal fin se presenta el siguiente ejemplo: se tienen dos postes de 8,23 m distanciados 100 m y entre ellos un cable ACSR 2,0; en este caso existen dos alternativas que pueden ser llevadas a cabo, la primera que la flecha máxima sea de 0,75 m, solución que puede ser considerada por personas que no tengan experiencia, y una segunda alternativa que requiere de experiencia, y consiste en tensar el cable hasta aproximadamente el 85% del esfuerzo de fluencia del material del cable.

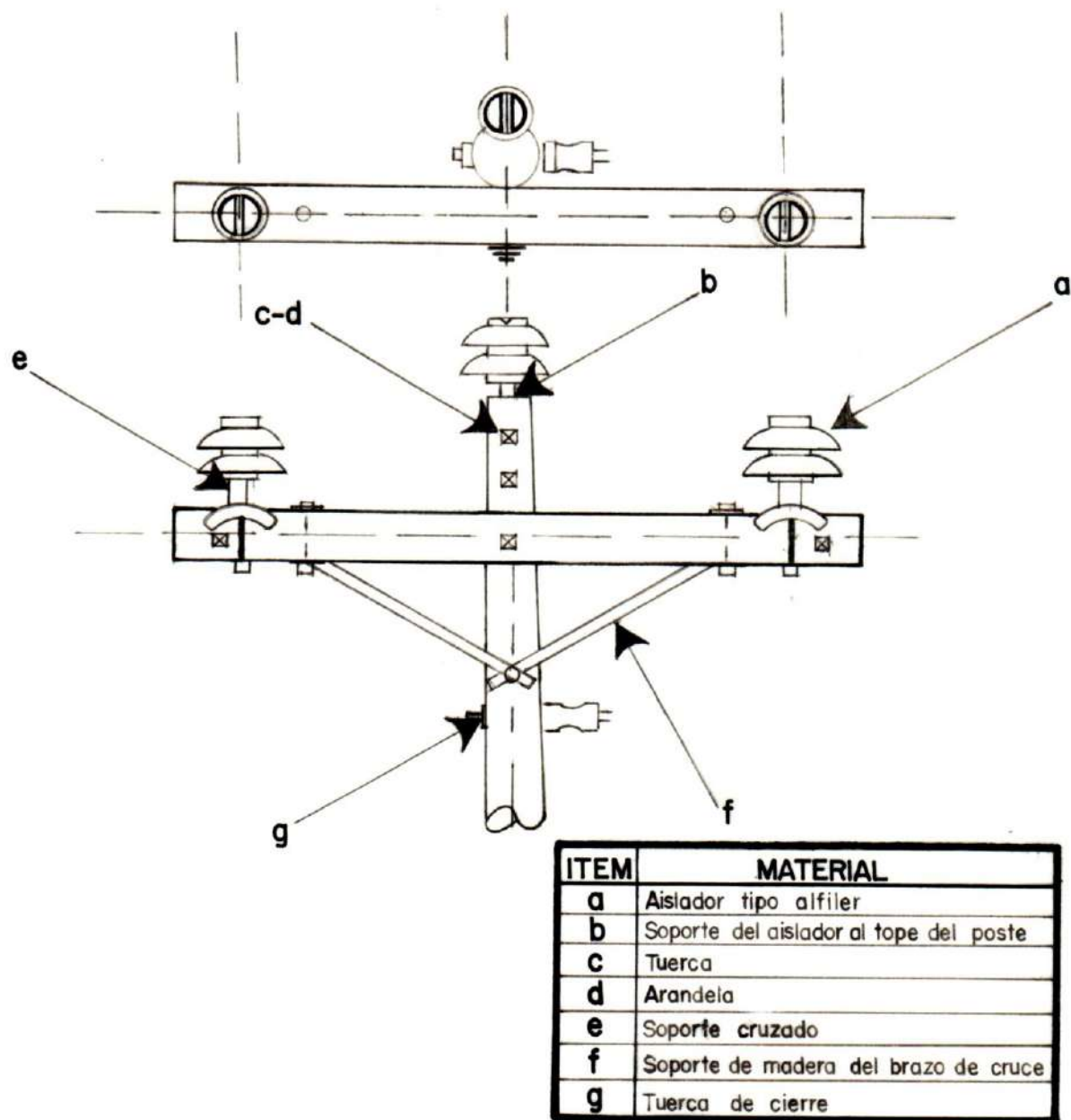


Figura 9. 1 Tipo de poste a usar en zonas rurales.

Fuente: Propia.

9.4.3. Selección de la ruta

En la selección de rutas para las líneas de distribución se ha de seguir las siguientes consideraciones:

- La existencia de caminos abiertos en todas las estaciones para los alimentadores trifásicos principales.
- La existencia de caminos por lo menos abiertos en ciertas estaciones para las derivaciones monofásicas.
- La densidad de la población de consumidores.

Se deberá solicitar consumidores potenciales ubicados sobre o en las cercanías de las facilidades existentes en el orden siguiente:

1. Aquellos que puedan conectarse directamente desde las facilidades secundarias existentes.
2. Aquellos que se puedan conectar por medio de extensiones de las facilidades secundarias existentes.
3. Aquellos que puedan ser servidos por las líneas existentes con la adición de un transformador y facilidades secundarias.
4. Extensiones de líneas primarias de no más de dos trechos.

9.5. COMENTARIOS

Cuando se trata de instalaciones de 13,8 Kv, no es necesario contar con instalaciones de tierra, en caso de requerir esta instalación debe emplearse la barra de cobre que por intermedio de un cable se conecta al poste para ocasionar tierra, ver Figura 9.2.

En caso de tener líneas de 13,8 Kv, cuando se tiene demanda de 220 V, se debe considerar lo ilustrado en la Figura 9.3. Es importante mencionar que de tenerse un sólo transformador puede que sea accesible a una persona que no tiene experiencia, cuando son 2 ó 3 transformadores se requiere de un operador experimentado (electricista), caso empleado con más frecuencia en zonas urbanas.

El puente al que se hace referencia en la Figura 9.3, es para la protección del transformador.

Para el de personas de poca experiencia, primero deben hacer las instalaciones y luego se les suministra corriente, ya que estas personas difícilmente sabrán cuando la electricidad, motivo por el cual siempre que sea posible debe de estar presente un técnico para el manejo de los corta corriente.

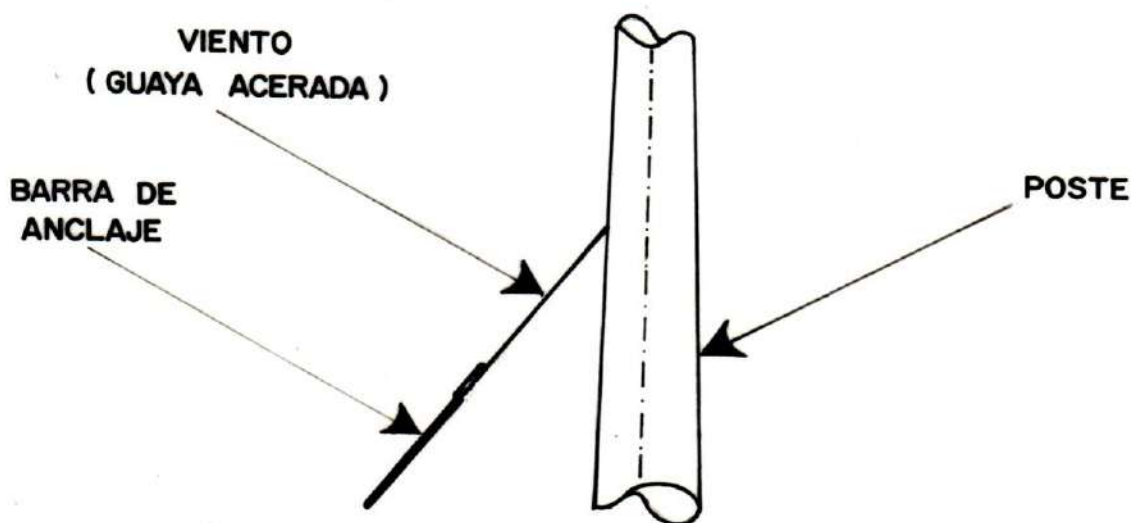


Figura 9. 2 Esquema de una instalación a tierra.

Fuente: Propia.

En las líneas de 13,8 Kv, lo máximo que se tendrá son fusibles de 5 Amp. conectado al corta corriente, ya que la corriente de corto circuito es de aproximadamente 5 Amp, el fusible sirve para protección de la línea, ya que evita que el corto circuito pase a la línea. Cómo calcular el tamaño del fusible? Este se calcula de la siguiente manera: en base a la carga se calcula la corriente de cortocircuito y en base a ésta se calcula el tamaño del fusible. Viene al caso mencionar que, la corriente de cortocircuito de los caseríos es mayor que la de las líneas de transmisión. Ejm. una cocina de 12600 W puede consumir hasta 200 Amp., amperaje que no se registra en las líneas de transmisión, ya que están los transformadores y además los cables son más gruesos. Aquí hay que tener en cuenta que un cortocircuito puede dar lugar a que un generador se transforme en motor, lo que es un problema en el caso de equipos domésticos.

Una vez que se determina la corriente de cortocircuito, es conveniente usar un factor de seguridad de 1,5 - 2,5. Los fusibles son comerciales. Por ejemplo, si el fusible resultó de 7,9 Amp, se usará de 7,5 Amp. A manera de referencia en uso doméstico se emplean corrientes de cortocircuito de 30 Amp.,

por la existencia de motores ya que las corrientes de arranque son elevadas.

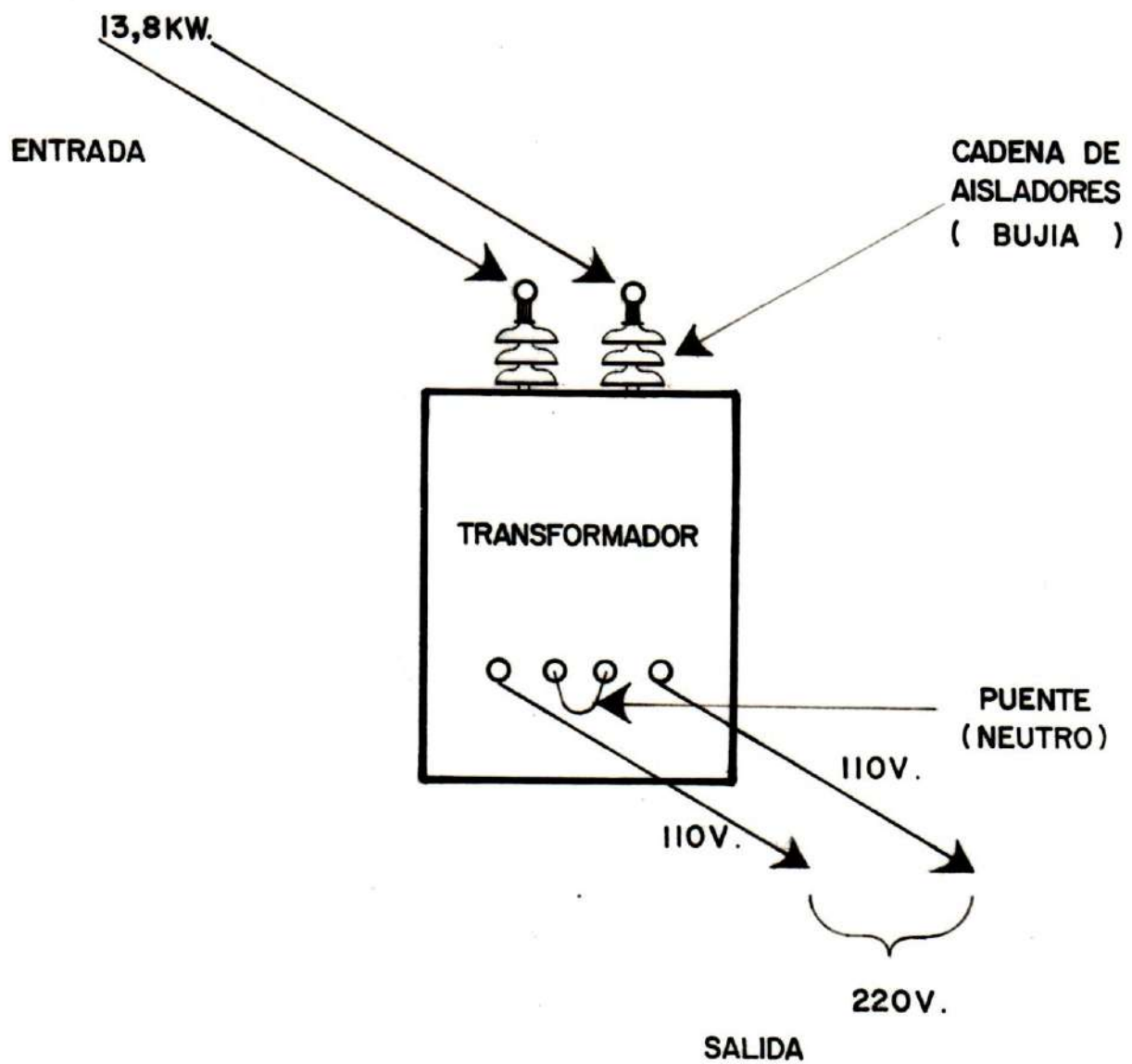


Figura 9. 3 Esquema de las instalaciones en un transformador para suministrar corriente de 220 V a partir de líneas de 13,8 KW.

Fuente: Propia.

CAPITULO X. ASPECTOS ECONOMICOS

10.1. INTRODUCCION

El proceso de formulación de proyectos conduce en su etapa final a la evaluación del mismo. La evaluación de proyectos como parte fundamental en la adecuada asignación de recursos financieros que conduzcan a un desarrollo racional de los recursos naturales, se hace necesario. Es así como en el presente capítulo se plantea en una forma sencilla el procedimiento a seguir en la evaluación de proyectos y que sirve finalmente para tener una referencia aproximada acerca de la factibilidad real de la ejecución del proyecto.

En el procedimiento planteado se presentan los elementos económicos mínimos necesarios para efectuar la evaluación y se trata que la misma sea lo más explícita y sencilla.

10.2. COSTOS DE UNA MINICENTRAL HIDROELECTRICA

El costo de una minicentral hidroeléctrica, comprenderá los costos de inversión más los de explotación. Todos ellos evaluados a precios de cuenta y determinando su valor presente.

10.2.1. Costos de Inversión

Estos costos están referidos a las inversiones totales necesarias para la construcción y equipamiento de la minicentral. El costo de una minicentral hidroeléctrica está determinado por el caudal utilizado y la altura del salto, es decir en función de la potencia instalada. Sin embargo, es difícil definir un costo específico que abarque toda la diversidad de las instalaciones, ya que en los mismos intervienen distintas condicionantes, como son la topografía, obra civil entre otros. De esta manera dependiendo del diseño de cada proyecto, los costos de inversión, se pueden dividir en:

- Obras civiles
- Equipos electromecánicos
- Compuertas y válvulas
- Líneas de transmisión

Cada uno de estos elementos, se pueden a su vez dividir en varios componentes, los cuales una vez obtenidas las cantidades de obra se multiplican por los respectivos precios unitarios, con lo que se obtendrá el costo total por partida. En la Tabla 10.1 se presentan a modo de ejemplo, los elementos que pueden conducir a obtener el costo total de inversión de una minicentral hidroeléctrica.

Tabla 10. 1 Costos de inversión, para una minicentral hidroeléctrica.

Partida	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Total
OBRAS CIVILES:				
- OBRAS DE CAPTACION				
Excavaciones		m ³		
Concreto		m ³		
- CONDUCCION				
Longitud de tubería		M		
Diámetro y tipo de tubería		M		
Apoyos y anclajes		Unidades		
- DESARENADOR Y TANQUE DE PRESION.		m ³		
Excavación		m ³		
Concreto		m ³		
- TUBERIA DE PRESION				
Tubería (diámetro)		M		
Apoyos y anclaje		Unidades		
- CASA DE MAQUINAS				
Superficie ocupada		m ²		
EQUIPO ELECTROMECHANICO				
Turbina		Unidades		
Regulador		Unidades		
Generador		Unidades		
Tableros y otros equipos		Unidades		
COMPUERTAS		Kg		
LINEAS DE TRANSMISION				
Transformadores		Unidades		
Pararrayos		Unidades		
Corta corrientes		Unidades		
Postes, herrajes.		Unidades		
Conductores		M		
Total costos de inversión				

Fuente: Propia.

De este grupo de costos, es importante conocer la participación porcentual de los distintos componentes que intervienen en la inversión total. Estos porcentajes estimados, sin incluir los correspondientes a la línea de transmisión son:

OBRAS DE CAPTACION	11,5%
- Excavaciones	1,3%
- Concreto	10,2%
CONDUCCION	8,6%
- Tubería	8,5%
- Apoyos y anclajes	0,1%
DESARENADOR Y TANQUE DE PRESION.	1,8%
- Excavación	0,3%
- Concreto	1,5%
TUBERIA DE PRESION	25,9%
- Tubería	25,4%
- Apoyos y anclajes	0,5%
CASA DE MAQUINAS	4,0%
EQUIPO ELECTROMECHANICO	44,7%
- Turbina	19,7%
- Regulador	5,3%
- Generador	8,2%
- Tableros y otros equipos	11,5%
COMPUERTAS	3,5%

Períodos de amortización de los Diferentes Componentes

La amortización tiene por objeto distribuir el costo de los equipos e instalaciones, entre los ejercicios contables en que se estime su vida útil, de tal forma que al producirse la depreciación total de un componente existan suficientes recursos para su reposición.

El sistema a utilizar será el de amortización constante, que a partir del número de años de vida (n) de cada componente, se obtiene un costo fijo de amortización expresado por la relación:

$$\text{costo del componente/n}$$

10.2.2. Costos de Explotación

Los costos de explotación de una minicentral hidroeléctrica, son todos aquellos costos que se originan durante el funcionamiento de la central, es decir, están referidos a los costos de operación y mantenimiento.

Estos costos se estiman anualmente y sus componentes principales son:

- Costos de personal de explotación de las instalaciones
- Costos generales debido a la organización y administración
- Costos de mantenimiento y reparación ocasionados por las instalaciones y elementos que se han de conservar y reparar, así como la mano de obra necesaria.

Estos costos anuales de explotación que incluyen operación y mantenimiento se pueden generalmente considerar, proporcionales a la inversión, estimándose del orden del 3 al 5% de la misma.

10.3. COSTO DEL KILOVATIO-HORA EN EL TIEMPO

El costo del kilovatio-hora en un año, en particular, es el resultado de dividir la sumatoria de los costos de explotación, financieros y de amortización por el mismo total de kilovatios-hora producidos ese año.

10.4. PAUTAS PARA LAS TARIFAS ELECTRICAS.

Entre más posibilidades se ofrezcan a los clientes en cuanto a la tarifa a ser implementada, más importante es definir reglas precisas que persigan los objetivos de eficiencia y permitan cobrar a cada cliente lo que cuesta. Se proporciona así una garantía para el cliente en contra de las aplicaciones abusivas de las tarifas y un amparo de las compañías frente a las demandas injustificadas de los clientes.

Estas pautas se refieren a asuntos tan diversos como:

- La política de conexión
- La determinación del voltaje de la conexión y el de referencia tarifaria.
- La suscripción de las demandas máximas durante los diversos períodos tarifarios.
- El suministro de servicios con garantías parciales. Todos estos problemas necesitan estudios específicos para la empresa.

En este caso el precio de entrega del kilovatio-hora, producido por la compañía y para áreas rurales está regulado por Gaceta Oficial No. 35.772 de fecha 11-8-95.

El precio por energía producida para la fecha es de 141,35 Bs/mes por kw conectado. Todo consumo a 5,974 Bs/KWH. Con un ajuste de 0,070 Bs/KWH por mes a partir de la fecha del Decreto. La fijación de esta tarifa por parte de la empresa, responde a una política nacional donde se busca cubrir los costos de operación, mantenimiento e inversión del sector.

10.5. CRITERIOS DE EVALUACION DE VIABILIDAD DE LA INVERSION

La ejecución de proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas es de interés público, de esta manera el análisis se enfoca desde el punto de vista de la economía nacional.

La finalidad de la evaluación económica en los proyectos de generación de energía eléctrica, es determinar si desde el punto de vista de la nación, la variante seleccionada es la más conveniente entre las alternativas de que se disponen para atender la demanda de energía.

En el análisis económico, lo que interesa es lo que la sociedad cede y adquiere con un determinado proyecto. Los costos se definen en función del valor de las oportunidades a que ha renunciado la sociedad debido al uso de los recursos en el proyecto, en vez de su empleo alternativo.

10.6. EVALUACION DEL PROYECTO

Las tareas a realizarse en el contexto de la evaluación del proyecto de MCH, puede ser ordenada siguiendo los siguientes pasos:

- Definición de los parámetros de la evaluación
- Consideraciones de costos
- Valoración de los costos a precios de mercado
- Valoración de los costos a precios de cuenta
- Estimación de los beneficios
- Determinación de los indicadores económicos: TIR, VAN y B/C ⁽³⁾

10.6.1. Definición de los parámetros de la evaluación

Para realizar la evaluación del proyecto, se debe contar con los siguientes parámetros:

- El tipo de evaluación es la económica para el sector público
- Se escoge la tasa de actualización igual a 12%
- Se especifica la vida útil de las alternativas de obras y equipos

10.7. CONSIDERACIONES DE COSTOS

Los costos que se deben considerar son: los de inversión, para la construcción y equipamiento de las alternativas y los de explotación.

10.7.1. Valoración de costos a precios de mercado

Se estiman los costos de inversión y explotación, aplicando los precios vigentes en el mercado, a cada uno de los rubros que intervienen en las alternativas.

³ TIR: Tasa interna de retorno. VAN: Valor actual neto. B/C: Relación beneficio costo.

10.7.2. Valoración de los Costos o Precios de Cuenta

Se corrigen los precios de mercado, a través de las relaciones de precio de cuenta, de los respectivos rubros.

10.7.3. Estimación de Beneficios

Con respecto a los beneficios se debe indicar lo siguiente:

Los beneficios de los proyectos de mediana y gran capacidad para la dotación de energía eléctrica se respaldan en el precio del kilovatio-hora vendido. En base a ellos se determina la capacidad para cubrir el servicio de la deuda, los gastos de operación y mantenimiento, la depreciación y la rentabilidad del capital.

Los proyectos para abastecer de energía eléctrica a poblaciones rurales y zonas aisladas por lo general no son rentables, desde el punto de vista financiero, puesto que los beneficios que se obtienen por la venta de la energía en muchos casos ni siquiera permiten cubrir los costos de operación y mantenimiento y mucho menos los costos de inversión y su rentabilidad.

Los beneficios del proyecto se deben ver más bien desde el punto de vista de los objetivos que se persiguen a través de él. Generalmente estos objetivos son de carácter social y tienen como fin principal mejorar la calidad de vida de la población y por lo tanto se podría producir otro tipo de efecto relacionado con mayores posibilidades de desarrollo agrícola e industrial.

Con estos proyectos se busca reducir los costos de suministrar energía a las poblaciones o pequeñas áreas agrícolas e industriales, para lo cual se presentan proyectos alternativos de suministro de energía como: la implementación de una planta térmica y la extensión de una línea de transmisión, las cuales evaluados individualmente con respecto al proyecto de la minicentral hidroeléctrica, se constituyen en los beneficios del mismo.

10.8. DETERMINACION DE LOS INDICADORES ECONOMICOS

Los criterios de comparación de beneficios y costos más comúnmente usados en la evaluación

económica o financiera de proyectos son el valor actual neto, la relación beneficio costo y la tasa interna de retorno. La técnica básica consiste en actualizar los costos C y los beneficios B, registrados en diferentes períodos y expresarlos todos en índices comunes, en un momento determinado.

De acuerdo a las relaciones B/C y B-C, los proyectos se jerarquizan de mejor a peor de acuerdo al valor que tengan dichas relaciones. En cada relación será preferido el proyecto que tenga el valor más alto. Tomada como referencia la tasa interna de retorno, será preferido el proyecto que tenga la mayor tasa.

Cabe indicar que las decisiones no se basan únicamente en criterios financieros y económicos. Los organismos de decisión deben interesarse también por los efectos de los proyectos con respecto a otros objetivos no estrictamente económicos, algunos de los cuales son:

- Los efectos de distribución de los ingresos
- Los efectos de la balanza de pagos
- Los efectos de empleos
- Los efectos sociales
- Los efectos ambientales

10.9. EVALUACION ECONOMICA DE UNA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA EN LA ZONA DE MICARACHE. ESTADO MERIDA.

El proyecto se diseñó, para trabajar con una potencia instalada de 52 KW.

10.9.1. Parámetros de evaluación

- Evaluación económica, para el sector público
- Tasa de actualización = 12%
- Período de análisis = 20 años

10.9.2. Costos de inversión a precios de mercado

Los resultados obtenidos, luego del diseño del proyecto, se presentan en la Tabla 10.2, en la misma se presentan las cantidades de obra, y el total correspondiente a cada partida, la obtención de los precios unitarios en el mercado nacional.

Tabla 10. 2 Costos de inversión, correspondiente a una minicentral hidroeléctrica de 52 KW. (Precios a Septiembre de 1995).

Partida	Cantidad	Unidad	Precio Unitario (Bs)	Total (Bs)
-OBRAS DE CAPTACION				
- Excavación	8	m ³	4.000,00	32.000,00
- Concreto	15	m ³	25.000,00	375.000,00
-CONDUCCION				
- Canal de hormigón	2,50	m ³	25.000,00	62.500,00
-DESARENADOR Y TANQUE DE PRESION				
- Excavación	2,00	m ³	4.000,00	8.000,00
- Concreto	2,60	m ³	25.000,00	65.000,00
-TUBERIA DE PRESION				
- Tubería	1,3 $\varnothing=14"$	Km	5.000.000,00	6.500.000,00
- Apoyo y anclajes	65	Und.	10.000,00	650.000,00
-CASA DE MAQUINAS				
- Superficie ocupada	45	m ²	60.000,00	270.000,00
TOTAL OBRA CIVIL				
EQUIPO ELECTROMECHANICO				
- Turbina	1 (52 Kw)	Und.	3.380.000,00	3.380.000,00
- Regulador	1 (52 Kw)	Und.	936.000,00	936.000,00
- Generador	1 (52 Kw)	Und.	1.716.000,00	1.716.000,00
- Tableros y otros equipos	1 (52 Kw)	Und.	1.976.000,00	1.976.000,00
TOTAL EQUIPO ELECTROMECHANICO				
COMPUERTAS	4,50	m ²	58.173,00	261.779,00
LINEA DE TRANSMISION				
- Transformadores	1	Und.	1.272.695,00	1.272.695,00
- Pararrayos	1	Und.	270.395,00	270.395,00
- Corta corrientes	1	Und.	483.424,00	483.424,00
- Postes, conductores	-	Und.	3.500.000,00	3.500.000,00
Total costos de inversión	-	-	-	21.758.793,00

Fuente: Propia.

10.9.3. Período de amortización de los diferentes componentes

Los valores de vida útil de los componentes se presentan a continuación.

Obras civiles de centrales hidroeléctricas	50 años
Tubería de presión	20 años
Turbinas y generadores hidráulicos	25 años

Plantas térmicas	12 años
Líneas de transmisión	30 años

Utilizando la amortización constante: $\frac{\text{costo componente}}{\text{Vida útil}}$, se obtienen los valores de amortización, presentados en la Tabla 10.3

Tabla 10. 3 Amortización de los componentes de la minicentral hidroeléctrica Micarache.

Componente	Valor de la amortización (Bs/año)
Obra de captación	8.140,00
Conducción	1.250,00
Desarenador y tanque de presión	1.460,00
Tubería de presión	357.500,00
Casa de máquinas	1.200,00
Equipo electromecánico	320.320,00
Compuertas	2.909,00
Línea de transmisión	184.218,00
Total anual amortización	876.997,00

Fuente: Propia.

10.9.4. Costo de explotación

Gastos de operación

Operador con un sueldo de 70.000 Bs/mes. Un Ayudante con un sueldo de 42.000 Bs/mes, más pago prestaciones y otros beneficios, aproximadamente 20% del sueldo, se tiene que el costo anual es igual a 1.612.800 Bs/año.

Costo de mantenimiento

Se toma una cantidad fija, anual igual al 5% del monto de la inversión, con lo que se tiene un costo anual de 1.087.948 Bs.

Total costos de explotación = 2.700.740 Bs.

10.9.5. Valoración de los costos a precios de cuenta

De la matriz de relaciones de precios de cuenta, RPC, suministrados por Cordiplan, se obtienen los precios de cuenta del proyecto a evaluar.

Componentes	RPC
Obras de captación (obras civiles)	0,98
Conducción (obras civiles)	0,98
Desarenador y tanque de presión (obras civiles)	0,98
Tubería de presión	0,95
Casa de máquinas	0,98
Equipo electromecánico	1,15
Compuertas	0,92
Líneas de transmisión	1,09

Costos de Inversión

Se multiplican los RPC, por los costos de los componentes y se obtienen los precios de cuenta, presentados en la Tabla 10.4.

Tabla 10. 4 Precios de mercado y de cuenta, para los componentes de una minicentral hidroeléctrica de 52 KW.

Componentes	Precio Mercado (Bs)	Precio Cuenta (Bs)
Obras de captación	407.000	398.860
Conducción	62.500	61.250
Desarenador y tanque presión	73.000	71.540
Tubería de presión	7.150.000	6.792.500
Casa de máquinas	8.008.000	9.209.200
Compuertas	58.173	53.520
Líneas de transmisión	5.526.514	6.023.900
Total costos de inversión		22.669.570

Fuente: Propia.

Costos de operación y mantenimiento

RPC mano de obra = 0,86

Precio Mercado (Bs) 2.700.740

Precio de cuenta (Bs) 2.322.636

Precio de cuenta de la amortización

En la Tabla 10.5 se presentan los precios de cuenta de la amortización, para cada uno de los componentes.

Tabla 10. 5 Precios de cuenta de la amortización de los componentes de una minicentral de 52 KWH.

Componentes	Precios de Cuenta (Bs)
Obra de captación	7.977
Conducción	1.225
Desarenador y tanque de presión	1.430
Tubería de presión	339.625
Casa de máquinas	1.176
Equipo electromecánico	368.366
Compuertas	2.676
Líneas de transmisión	200.797
Total costos amortización	923.272

Fuente: Propia.

10.9.6. Estimación de los beneficios.

Para la estimación del beneficio, se considera la alternativa; planta térmica.

En este caso se plantea la construcción de una planta térmica de 60 Kw, se consideran los siguientes componentes de costos a precios de mercado:

Costos de inversión

- Equipo turbina - generador	Bs.	13.691.864
- Tableros eléctricos	Bs.	1.817.675
Total Inversión	Bs.	15.509.539

Costos de amortización = 1.292.462 Bs/año

Costos de explotación

- Costos de operación:

Operador : 1.612.800 Bs/año

Combustible : 1.188.000 Bs/año

- Costos de mantenimiento = 775.477 Bs/año

Valoración a precios de cuenta

Costos de inversión : Bs. 17.060.493

Costos de operación

Operador : 1.387.008 Bs/año

Combustible : 1.164.240 Bs/año

Costos de mantenimiento : 736.703 Bs/año

Costos de amortización : 1.421.708 Bs/año

10.9.7. Determinación de los indicadores

En este caso se calcularon los indicadores B/C y VAN. Su procedimiento se explica a continuación:

Se agrupan los costos de inversión, amortización operación y mantenimiento y se componen contra los beneficios, en este caso representadas por la planta térmica. Tanto los costos como los beneficios se actualizan al año inicial del análisis, en este caso se establece el año 1995 como año base. Para la actualización se aplican la ecuación 10.1, si las series no son uniformes.

$$V_P = V_F * \left(\frac{1}{(1 + i)^n} \right) \quad (10.1)$$

En caso de serie uniformes, se aplica la ecuación: 10.2

$$V_P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right] \quad (10.2)$$

En ambos términos, la notación se explica a continuación:

V_P = valor presente.

V_F = valor futuro.

i = tasa de interés nominal.

A = anualidades constantes.

n = número de años.

Al llevar los valores a valor presente; el valor hallado, siempre se tiene en el año inmediatamente anterior.

Siendo el período de análisis 20 años, se establece un flujo de fondos, como el indicado en la Tabla 10.6 y se calculan las relaciones B/C y VAN.

La relación B/C: es el resultado de dividir los beneficios actualizados al año base, sobre los costos actualizados al año base. La regla de decisión en este caso es: si $B/C > 1$, el proyecto es rentable y se pueden asignar recursos al mismo, y si $B/C < 1$, el proyecto no es rentable y se rechaza o se tiene en espera.

El indicador VAN (valor actual neto): es el resultado de restar los beneficios actualizados menos los costos actualizados al año base ($B_{act} - C_{act}$). La regla de decisión en este caso es: si $VAN > 0$, el proyecto se acepta y si $VAN < 0$ el proyecto se rechaza.

Tabla 10. 6 Análisis económico. Proyecto Micarache

Componentes	Año base 1995 1	2	3		... 20
Costos de inversión	22.669.570				
Costos de explotación	2.322.636	2.322.636	2.322.636		2.322.636
Costos amortización	923.272	923.272	923.272		923.272
Costos totales	25.915.476	3.245.908	3.245.908		3.245.908
Costos totales actualizados	49.824.110				
Beneficios por no construir la planta térmica.	17.060.493				
Beneficio anual por dejar de op. y mant., la planta térmica.	3.287.951	3.287.951	3.287.951		3.287.951
Beneficio anual por no amortización de la planta térmica.	1.421.708	1.421.708	1.421.708		1.421.708
Beneficios Totales	21.770.156	4.709.659	4.709.659		4.709.659
Beneficios Totales Actualizados.	56.460.453				
Relación B/C	1,13				
VAN	6.636.343				

Fuente: Propia.

En este caso, como son series uniformes, se utiliza la ecuación 10.2 una vez calculados los costos totales, se puede obtener el costo del kilovatio-hora en el tiempo. Para lo cual se estima una producción de 950.400 Kw-h/año, y se obtiene un costo de: 3,42 Bs/Kw-h.

10.10. ANALISIS DE LOS RESULTADOS

La relación B/C, es > 1 y el VAN > 0 , por lo que se acepta el desarrollo del proyecto Micarache.

CAPITULO XI. CONSIDERACIONES AMBIENTALES

11.1. INTRODUCCION

Al planificar el desarrollo de proyectos de desarrollo de recursos hidráulicos se hace necesario considerar los posibles impactos que sobre el medio ambiente se puedan generar. De esta manera es posible incluir la variable ambiental antes de tomar la decisión de continuar con el desarrollo del proyecto.

Este proceso de análisis ambiental, implica considerar tanto los impactos ambientales positivos como negativos que se produzcan sobre el medio ambiente, este análisis contribuye a proporcionar una perspectiva más amplia del proyecto analizado y contribuye a que la decisión final sobre la continuidad del proyecto sea más racional.

El análisis ambiental, a ser aplicado a pequeñas centrales hidroeléctricas debe estar enmarcado a identificar e interpretar, así como a prevenir mitigar y/o corregir las consecuencias de los efectos, que las acciones del proyecto puedan causar al ecosistema en el que el hombre vive y de los que depende.

11.2. PROCEDIMIENTO PARA REALIZAR EL ANALISIS AMBIENTAL EN PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS.

Al elaborar el análisis ambiental, se debe conocer el sitio donde se ubicará la minicentral hidroeléctrica, así como la información de carácter biológico, físico-ambiental y ecológico entre otros. Lo anterior es imprescindible ya que la misma es la que permite caracterizar desde su inicio el medio ambiente donde se asentará el futuro proyecto y servirá de base para analizar y predecir los posibles cambios que ocurrirán, como consecuencia del proyecto, además de las medidas de control.

Posteriormente y para este tipo de proyecto se plantea:

- Identificar los impactos ambientales

- Predecir e interpretar los impactos ambientales
- Identificar y analizar las medidas de control ambiental

Este procedimiento se debe realizar en una forma de tipo cualitativo - descriptivo, y en la medida de lo posible cuantitativo en el cual se dejarán escritas las principales implicaciones ambientales detectadas con el proyecto, en lo que se plantea abarcar los siguientes aspectos:

- Describir las acciones del proyecto propuesto, así como otras alternativas.
- Identificar y predecir la naturaleza y magnitud de los efectos ambientales.
- Interpretar los resultados
- Identificar y analizar las medidas de control de los efectos ambientales negativos.

11.3. METODO A UTILIZAR

11.3.1. Identificación de los efectos ambientales

El método a seguir, lo constituye la lista de verificación, las cuales son listas de posibles efectos ambientales a producirse en el área del proyecto y sirven para la identificación de los efectos potenciales.

La lista de verificación se presenta a continuación:

- Erosión de las riberas de los ríos, aguas abajo del dique derivador.
- Barrera a migración de peces
- Generación de ruido
- Modificación del ecosistema por la construcción de las líneas de transmisión.
- Posible mortalidad de peces que pasan a través de las turbinas

11.3.2. Aspectos Técnicos del Proyecto

Se describirá el conjunto de obras que permiten el aprovechamiento del recurso; las cuales se pueden agrupar en:

- Obras civiles
- Obras de almacenamiento
- Obras de conducción
- Obras de transmisión
- Obras de generación

Fases, actividades y acciones

Como la ejecución del proyecto, plantea diversas actividades, se pueden identificar claramente dos fases: una fase de construcción y una de operación, las cuales están integradas por actividades y acciones. Las acciones representan los procedimientos esenciales que se llevan a cabo para la ejecución del proyecto.

A continuación se esquematizan las fases, actividades y acciones que podría estar involucradas en el proyecto, y las cuales sirven para describir la acción propuesta y predecir la naturaleza y magnitud de los efectos ambientales.

11.3.3. Fase construcción:

Alteración de la cobertura vegetal

- Deforestación

Movimiento de tierra

- Remoción capa superficial
- Extracción de tierra

Construcción de obras

- Construcción del dique
- Construcción tubería forzada
- Construcción casa máquina
- Montaje sistema electromecánico

- Construcción línea de transmisión

11.3.4. Fase Operación

Uso del agua

- Salida del agua a través de las tuberías

Operación de las turbinas

- Exposición de organismos a presión anormal, turbulencia y fuerzas mecánicas.

11.3.5. Análisis de los impactos

Una vez determinadas las fases, actividades y el conjunto de acciones presentes en el proyecto, se presenta un análisis de los impactos ambientales potenciales de los efectos presentados en la lista de verificación. En este análisis se debe caracterizar lo más objetivamente posible cada uno de los impactos, involucrados, aspectos tales como:

- Componentes ambientales a los que afecta
- Acciones técnicas del proyecto involucrado en la ocurrencia del impacto.
- Fase del proyecto en la cual se presenta el impacto construcción u operación.
- Carácter del mismo, si es positivo, negativo o de difícil calificación.
- La reversibilidad del impacto, que define la posibilidad de reconstruir las condiciones iniciales, una vez producido el efecto.
- Momento en que se produce el efecto. (Inmediato, corto, mediano y largo plazo).
- Reseña del impacto, en el cual se hace una descripción lo más objetiva posible.

Posterior a la identificación y análisis de los posibles impactos se plantearán medidas que traten de mitigar, corregir y/o prevenir los impactos identificados. Adicionalmente, estas medidas se deben clasificar por su naturaleza (únicas, complementarias y/o alternativas) y analizarse su viabilidad técnica, legal e institucional.

BIBLIOGRAFIA

- Aguirre P., J. 1980. Hidráulica de Canales. Mérida - Venezuela.
- Albouy, Yves. 1983. Análisis de Costos Marginales y Diseño de Tarifas de Electricidad y Agua. Notas de Metodología. BID. Washington, 1983.
- Allen R. Inversión. 1990. Micro-Hydropower. Source Book: NRECA International Foundation. Washington, D.C.
- American Concrete Institute (ACI), 1977. Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI-318-77) y Comentarios. Editado por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, a.c.
- CADAFE. Modelo de Evaluación de Proyectos de Electrificación Rural. Caracas. s.f.
- Cedergren, H. 1977. Seepage, Drainage, and Flow Nets. 2° Edición. Estados Unidos.
- Coronado, F. 1966. El Desarenador una Guía para su Diseño Hidráulico. Universidad Agraria La Molina. Lima, Perú.
- Córdova E., J. 1986. Estudio y Sistematización del Diseño de Aducciones por Gravedad y Bombeo en Tuberías para Acueductos. Tesis para Optar al Grado de Magister Scientiae en Obras Hidráulicas. CIDIAT - ULA. Mérida, Venezuela.
- De León, A. y Olivares, C. 1982. Sistemas de Riego y sus Estudios. CIDIAT. Mérida.
- Eletrobras, M.M.E. D.N.A.E.E., 1985. Manual de Microcentrais Hidroeléctricas. Eletrobras, Brasil.
- Jeppson, R. 1979. Analysis of Flow in Pipe Networks. U.S.A.
- Krochin, S. 1986. Diseño Hidráulico. 3°. Edición. Editorial de la Escuela Politécnica Nacional. Quito - Ecuador.
- Mckay, Hugg G. et al Utilization of Hydropower. Adapted Technology für Developing Countries. Ossberger. Virginia. s.f. 23 pág.
- Misle B. P. 1987. Notas sobre Análisis Beneficio-Costo. CIDIAT, Mérida, 1987.
- M.O.P.U. 1988. Pequeñas Centrales Hidroeléctricas Manual. 2da. Edición Centro de Publicaciones. Secretaría General Técnica. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid.
- Organización Latinoamericana de Energía. OLADE 1985. Manual de Diseño de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas". Obras Civiles. Volumen IV. Obras Civiles.
- Pérez, N. 1988. Formulación y Evaluación de Proyectos de Pequeñas Obras Hidráulicas. Tesis para optar al grado de Magister Scientiae CIDIAT-ULA. Mérida-Venezuela.

- Rojas, R. 1979. Hidrología de Tierras Agrícolas. CIDIAT. Mérida - Venezuela.
- Ruravliev. G.I. 1979. Construcciones Hidroeléctricas. Editorial Moscú.
- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. (1993). Manual de Aforos. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Tercera Edición. México.
- Sotelo A., 1980. Hidráulica General. Fundamentos. Vol. I. Editorial Limusa. México.
- SIDOR. 1973. Catálogo de Productos. C.V.G. Siderúrgica del Orinoco, C.A.
- Small Decentrized Hydropower (SDH), Program. Small Hydropower in Africa. Workshop Proceeding. International Programs Division National Rural Electric. Cooperative Association. Washington.
- Torres N, Alvaro y Villate B, Eduardo s.f. Topografía. Editorial Norma Bogotá - Colombia.
- U.S.B.R. 1978. Diseño de Presas Pequeñas. Séptima Impresión. Compañía Editorial Continental, S.A., México.
- Velásco Sánchez, Octavio. 1975. Subsecretaría de Construcción. Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural. México, D.F.
- Viejo Z. M. y Alonso P. 1977. Energía Hidroeléctrica. Turbinas y Plantas Generadoras. Edición Editorial Limusa. México.
- Ven Te Chow 1994. Hidrología Aplicada. Mc Graw-Hill.