

RO
740
(13365)

II CURSO LATINOAMERICANO DE DISEÑO DE
PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS - PCH

GUIA DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
DE PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS

(VERSION PRELIMINAR)

Bucaramanga, Colombia
Octubre de 1985



I N D I C E

CAPITULO 1 .- GENERALIDADES		<u>Pág. N°</u>
1.1.	Introducción	1
1.2	Alcances y límites de aplicación	3
CAPITULO 2 .- INFORMACION BASICA PARA EL DISEÑO		
2.1	Información preliminar	6
2.1.1	Recopilación y análisis de la información existente	6
2.1.2	Reconocimiento de campo	7
2.2	Determinación de la demanda	10
2.2.1	Consideraciones generales	11
2.2.2	Metodologías de cálculo de la demanda	
	A) Primera metodología	13
	B) Segunda metodología	20
2.3	Hidrología	28
2.3.1	Datos necesarios para el diseño	28
2.3.2	Procedimientos de cálculo de acuerdo a la disponibilidad de información	28
2.3.3	Curvas hidrológicas típicas	46
2.4	Cartografía y topografía	54
2.4.1	Recopilación y análisis de la información existente	55

	<u>Pag. N°</u>		<u>Pág. N°</u>
2.4.2	55	3.1.3	123
2.4.3	56	3.1.4	126
2.4.4	57	3.1.4.1	126
2.4.5	58	3.1.4.1.1	129
2.4.6	62	3.1.4.1.2	138
2.4.7	66	3.1.4.1.3	139
		3.1.4.1.4	140
2.5	71	3.1.4..2	143
2.5.1	72	3.1.4.2.1	143
2.5.2	73	3.1.4.2.2	146
2.5.3	73	3.2	153
2.5.4	77	3.2.1	153
2.5.5	80	3.2.2	153
2.5.6	81	3.2.2.1	153
2.5.7	83	3.2.2.2	154
2.5.8	88	3.2.2.3	154
2.5.9	95	3.2.2.4	156
2.5.10	96	3.2.2.5	157
2.5.11	99	3.2.3.6	157
2.5.12	100	3.2.3.7	160
2.5.13	106	3.2.2.8	164
2.5.14	110	3.2.3	173
2.5.15	112	3.2.3.1	173
		3.2.3.2	174
		3.3	178
CAPITULO 3	.- DISEÑO DE OBRAS CIVILES Y TUBERIA DE PRESION	3.4	180
3.1	120	3.4.1	180
3.1.1	120	3.5	181
3.1.2	122	3.5.1	181
		3.5.2	181
		3.5.2.1	182

	<u>Pag. N°</u>
3.5.2.2 Desarenadores de lavado continuo	184
3.6 Tanque de presión	186
3.6.1 Principales funciones	186
3.6.2 Elementos constitutivos	186
3.6.3 Diseño	188
3.7 Tubería de presión	191
3.7.1 Generalidades	191
3.7.2 Número conveniente de tuberías	191
3.7.3 Diámetro de la tubería de presión	192
3.8 Casa de máquinas	198
3.8.1 Principales criterios a considerarse en el diseño de la casa de máquinas	198
3.8.2 Area de la casa de máquinas para una pequeña central hidroeléctrica	199
3.9 Estructura de descarga	204
3.9.1 Definición	204
3.9.2 Diseño	204
3.10 Aspectos estructurales	205
3.10.1 Generalidades	205
3.10.2 Materiales	205
3.10.3 Muros de gravedad	207
3.10.4 Estabilidad del azud	209
3.10.5 Elementos de hormigón armado	211
3.10.6 Compuertas	214
3.10.7 Tubería de presión	216
3.10.7.1 Espesor mínimo de la tubería para soportar presiones externas	217
3.10.7.2 Espesor mínimo de la tubería para soportar la flexión lateral	218
3.10.7.3 Espesor de la tubería para resistir a los esfuerzos de tensión originados por la presión interior	220

	<u>Pag. N°</u>
3.10.8 Diseño estructural de las compuertas de madera	222
3.10.8.1 Cálculo del espesor	222
3.10.8.2 Resistencia que hay que vencer para la elevación y descenso de las compuertas	223
3.10.8.3 Mecanismo de elevación	223
3.10.9 Anclajes y apoyos	224
3.10.9.1 Cálculo de fuerzas	224
3.10.9.2 Apoyos intermedios	227
3.10.9.3 Diseño del anclaje	
3.11 Bibliografía	230
CAPITULO 4 .- SELECCION DE EQUIPOS	
4.1 Aspectos generales	232
4.2 Selección de turbinas	240
CAPITULO 5 .- COSTOS EN PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS	
5.1 Establecimiento de costos en una obra	248
5.2 Estimación de costos	
5.3 Costos, metodología, composición y cálculo	260
5.3.1. A Metodología	260
5.3.1. B Composición de precios unitarios y cálculos	261
5.4 Indicadores de costos unitarios	265
5.4.1 Conclusiones de las curvas de costos totales unitarios	267
5.4.2 Costos unitarios de estudios de pre-inversión	265
5.4.3 Costos unitarios de equipamiento electromecánico	269
5.4.4 Costos unitarios de las obras civiles	272

CAPITULO 1.- GENERALIDADES

C A P I T U L O

1

G E N E R A L I D A D E S

1.1 INTRODUCCION

Una inmensa cantidad de la población latinoamericana corresponde a pequeños pueblos dispersos que no han podido desarrollarse por falta de muchos servicios básicos siendo el de la energía eléctrica, uno de los de mayor importancia. Con esta consideración, el servicio eléctrico rural no se debe tomar únicamente como un mejoramiento de las facilidades domésticas en poblaciones marginadas, sino más bien como un medio para hacer posible el desarrollo integral de un gran número de comunidades rurales. Es así como algunos gobiernos de nuestros países, considerando que el sector agropecuario constituye una de las mayores fuentes de producción y riqueza, han elaborado programas de electrificación rural mediante la utilización racional de la energía hidráulica. Dichos programas permitirán ir incorporando a la población rural dentro de los beneficios sociales y económicos derivados del sector eléctrico. Se trata pues, de buscar el desarrollo integral de una gran mayoría de centros poblados que por sus características socioeconómicas y su lejanía a los sistemas nacionales, han sido marginados del servicio eléctrico, lo cual ha venido a ser un factor importante en el considerable atraso en su desarrollo. La reflexión que se hace es muy significativa en el sentido de que la electrificación en estas poblaciones rurales de economía deprimida, jugará un papel de apoyo muy valioso en el desarrollo de su producción agrícola y agroindustria, lo que les permitirá elevar el nivel de vida de sus habitantes y contribuirá a disminuir el éxodo de las masas campesinas que emigran hacia las ciudades en busca de mejores oportunidades.

Hay que considerar que con la utilización de energía eléctrica en el campo agroindustrial se logran muchos beneficios, sobresaliendo entre otras cosas la motivación al aumento de su productividad en los diferentes tipos de pequeñas industrias que puedan existir en la zona, tales como:

paneleras, molinos, lecherías, desfibradoras de abacá, queserías, piladoras, destilerías de aguardiente, desfibradoras de cabuya, etc.

Pero hay que tomar en cuenta que el servicio eléctrico en las zonas rurales no debe considerarse bajo el punto de vista de su rentabilidad económica, sino como un factor coadyubante al desarrollo integral de dichas zonas.

En resumen, pensando en un sentido más filosófico tenemos que admitir que más electricidad no constituye un fin por sí solo, sino más bien es un medio para obtener otros fines, los mismos que significan reunir una serie de condiciones de vida que en conjunto, nos presentarán los ingredientes de lo que podríamos denominar el bienestar de una sociedad. Naturalmente que para conseguir estas condiciones de vida mejor, necesitamos dar una buena parte de nuestro tiempo y energía.

Una de las formas de proveer de energía eléctrica a estas regiones aisladas es mediante el aprovechamiento de la energía hidráulica a través del desarrollo de las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Un aprovechamiento hidroeléctrico tiene un esquema simple que consiste en tomar el agua de un recurso hídrico cercano al lugar de demanda, conducirla por una de las márgenes mediante un canal a cielo abierto o un túnel, según se presenten las condiciones del terreno, buscando conseguir un desnivel con el perfil del río. Este desnivel es lo que se denomina altura de caída, cuyo producto con el caudal transportado permitirá obtener en un tiempo dado, la energía que satisfaga la demanda de la zona a servirse.

Cada una de las partes constitutivas del esquema de aprovechamiento hidroeléctrico, necesita ser dimensionada, de tal manera que cumpla con su condición óptima de funcionamiento. Considerando esta situación y en vista de que varios países latinoamericanos están empeñados en un desarrollo masivo de las pequeñas centrales hidroeléctricas, la Organización Latinoamericana de Energía OLADE ha creído conveniente elaborar la presente Guía de Diseño, con el propósito de facilitar la labor de los ingenieros que están dedicados a la implementación de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

.2 GUIA DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS ALCANCES Y LIMITES DE APLICACION

El presente documento es fundamentalmente una "Guía de Ingeniería de Detalle", o sea que se refiere principalmente al cálculo y dimensionamiento de las obras e instalaciones, así como a la especificación y selección de equipos y materiales, sin embargo debe anotarse que el capítulo 2 constituye el elemento de enlace con las actividades previas al diseño, principalmente en lo referente a la evaluación de los recursos, determinación de la demanda y selección del esquema básico. Por otra parte, dado que es frecuente que existan considerables vacíos en los alcances de los estudios previos, se dan algunos elementos para la definición y determinación de la información básica sin que por esto deba pretender constituirse en una "guía de evaluación de recursos y demanda", ni en una "Guía para la elaboración de proyectos" que serán documentos separados, a ser elaborados posteriormente.

Se espera que la Guía pueda ser aplicable al rango completo de la definición de PCH de OLADE, o sea hasta potencias de 5000 KW y saltos bajos medios y altos.

Este ámbito trae como problema el hecho de que los alcances y profundidad del diseño, así como las características tecnológicas de los proyectos, tienen sustanciales diferencias entre los diferentes rangos de potencia y salto. Sin embargo la diferenciación mínima de tipos obligaría a la preparación de nueve guías de diseño sobre la base de las combinaciones de la clasificación adoptada por OLADE.

0	KW	-	50	KW	microcentrales
50	KW	-	500	KW	minicentrales
500	KW	-	5000	KW	pequeñas centrales

Esperamos que la presente guía se adapte a resolver los problemas de diseño entre esta gama de posibilidades.

La Guía es esencialmente un instrumento práctico de ingeniería sin embargo contiene también algunos fundamentos y explicación de las ecuaciones, curvas y nomogramas presentados, en forma tal que ayuden al usuario a interpretar su aplicabilidad en cada caso o hacer las adaptaciones y correcciones que encuentre necesarias.

Los elementos de carácter teórico y explicaciones fundamentales se presentan en tipo reducido y en párrafos claramente diferenciales

En lo relativo al equipamiento electromecánico la guía se refiere fundamentalmente a aspectos de especificación y selección.

Enfatiza el empleo de tecnologías no-convencionales (tal como éstas son definidas por OLADE), y equipos de origen regional, estableciendo al mismo tiempo posibles límites en su aplicación.

C A P I T U L O

2

INFORMACION BASICA PARA EL DISEÑO

CAPITULO 2.- INFORMACION BASICA PARA EL DISEÑO

2.1. INFORMACION PRELIMINAR

2.1.1. Recopilación y análisis de la información existente:

Al comienzo de los trabajos todo el material aerofotográfico y cartográfico deberá ser obtenido de cualquier institución encargada de recopilar y producir esta información. En lo posible se utilizarán las cartas topográficas y también las fotografías aéreas, para con un análisis estereoscópico localizar posibles esquemas de aprovechamiento. Como producto de este trabajo se identificarán sitios para el desarrollo del recurso hidráulico.

Dentro de esta actividad se tendrá que reunir y analizar la información que pueda obtenerse en lo relativo al servicio eléctrico existente y programado; es necesario investigar si la zona en estudio no va a ser servida por algún otro sistema a nivel regional o nacional. Se tendrá también que hacer un análisis de los programas de desarrollo; de los accesos que la población dispone, con el fin de planificar el programa de acción sin distraer la atención de fondos en planes de infraestructura vial. Será conveniente que se determinen distancias, estado en el que se encuentran los caminos, condiciones de servicio en función del clima etc. Asimismo se recolectará información relativa a equipo electromecánico disponible en las casas productoras para precisar los equipos que conviene utilizar.

En la población para la que se construirá la central hidroeléctrica, habrá que estimar primeramente la demanda futura, para lo cual se tendrá que determinar el número de habitantes a servir así como otros requerimientos comerciales e industriales; en vista de que la determinación de la demanda es básica para poder realizar el estudio de una central hidroeléctrica, este tema se analiza extensamente en el subcapítulo 2.2 de esta Guía.

2.1.2 Reconocimiento de campo:

Una actividad muy importante en el estudio de una Pequeña Central Hidroeléctrica es la de realizar visitas a la población a servir y a los lugares de emplazamientos de las obras; se debe considerar que en muchos casos no será posible servirse de cartas topográficas ni de fotografías aéreas, ya sea porque no se dispone de esta información o porque se trata de proyectos muy delimitados y circunscritos a zonas de pequeña extensión. El reconocimiento sobre el terreno hará posible la apreciación de factores no detectados en el estudio preliminar de gabinete y una primera evaluación de problemas constructivos; también permitirá ratificar o revisar la selección inicial de posibilidades de aprovechamiento a partir de un examen directo de las condiciones de fundación en los sitios propuestos.

Este reconocimiento tendrá que hacerse en un área lo suficientemente extensa tal que permita tener una idea global de la utilización del recurso hidráulico en la zona.

Esta actividad permitirá la identificación del mejor sitio para el desarrollo del aprovechamiento del recurso hidráulico; se representarán en forma esquemática a escala conveniente las obras constitutivas: toma, conducción, tanque, tubería de presión y casa de máquinas.

Se hará un examen superficial de los datos fluviométricos, establecimiento de escorrentías específicas, determinación de caudales mínimos, investigación de la utilización del recurso sobre todo en lo que corresponde al consumo humano y riego. Esta visita de campo se aprovechará para realizar aforos sirviéndose de cualquier método (vertedero, flotador, molinete, etc.). así mismo se consultará a personas que conocen el lugar, sobre la bondad del recurso, su mínimo y máximo caudal, comportamiento cíclico del recurso etc.

En esta visita de campo se puede llenar la hoja de "recorrido de campo" que se presenta en esta Guía, en la que a más de un croquis del esquema de aprovechamiento, se anotarán ciertos datos topográficos, hidrológicos y demás condiciones características del sitio. Se aprovechará la visita también para obtener información respecto a demandas de energía eléctrica, condiciones sociales y de desarrollo integral de la zona.

Los datos que se obtengan en la visita de campo ayudarán en forma muy efectiva en el diseño y la ejecución de la Pequeña Central Hidroeléctrica.

RECORRIDO DE CAMPO

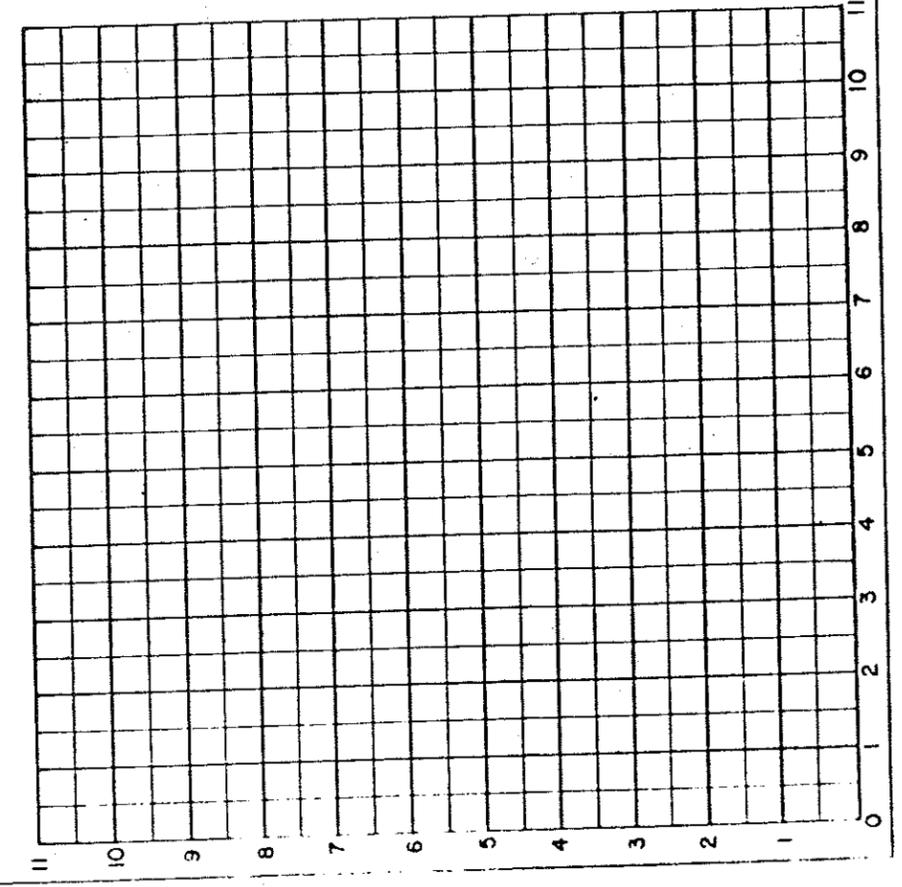
RIO: _____ Poblacion a servirse: _____ fecha: _____

COTA DE CAPTACION (ALTIMETRO) _____ m.s.n.m.
ANCHO MEDIO DEL CAUCE _____ m.
ALTURA NORMAL DEL AGUA. _____ m.
ALTURA DE CRECIENTES. _____ m.
GRADIENTE DEL RIO. _____ %
VELOCIDAD APROXIMADA. _____ m/s.
AFORO REALIZADO _____ m³/s. Q = _____
CARACTERISTICAS PARTICULARES DEL SITIO DE TOMA: _____

LONGITUD APROXIMADA DE CONDUCCION: CANAL _____ Km. TUNEL _____
PENDIENTES TRANSVERSALES DEL TERRENO: _____
CARACTERISTICAS PARTICULARES DE LA CONDUCCION: _____

COTA DE RESTITUCION (ALTIMETRO) _____ m.s.n.m.
ACCESOS: _____

OBSERVACIONES GENERALES: _____



2.2.1. CONSIDERACIONES GENERALES

PROYECCION DE LA POBLACION

Para determinar la proyección de la población se emplean datos suministrados por Institutos de Estadísticas y Censos.

Se considera que el período de diseño de una mini/micro central es de 15 años, por tanto se realiza la proyección de población para el tiempo mencionado, aplicando la siguiente fórmula:

$$PTn = PTi \left(1 + \frac{Tc}{100}\right)^n$$

donde,

PTn = Población proyectada año a año

PTi = Población inicial (100% cabecera parroquial + 10% - 30% Población periférica)

Tc = Tasa de crecimiento poblacional

n = Número de año de proyección

El 10% - 30% de la población periférica incorporada al servicio corresponde al área de influencia del proyecto.

POBLACION SERVIDA INICIAL

La población servida inicial se define en base a datos estadísticos proporcionados por las instituciones encargadas de producir esta información.

Los datos estadísticos son:

NTi = Número total de abonados inicial

Hc = Número de habitantes por abonado (Dato estadístico de las Empresas Eléctricas aplicables al área rural)

PSi = NTi x Hc = Población servida inicial

2.2. DETERMINACION DE LA DEMANDA

Cuando no se dispone de los datos estadísticos, se asume que la población servida inicial es un 30% de la población inicial (PTi).

PROYECCION DE LA DEMANDA

CATEGORIAS DE CONSUMIDORES

De investigaciones realizadas en las áreas rurales ecuatorianas en cuanto al uso de la energía eléctrica para fines domésticos, comerciales y agroindustriales, los consumidores se agrupan por categorías y, a su vez cada una de las categorías se divide en clases, para tomar en consideración la tasa anual de crecimiento en el número de abonados relacionada con la evolución de la población.

CATEGORIAS:

CATEGORIA A: Consumidores localizados en áreas rurales marginales o en zonas que por las condiciones climáticas o de calidad de suelo, tienen una producción limitada o estacional.

CATEGORIA B: Consumidores localizados en áreas que se encuentran en proceso de desarrollo, que disponen de vías de comunicación de segundo orden.

CATEGORIA C: Consumidores localizados en áreas próximas a los centros urbanos principales, que disponen de vías de comunicación de primer orden y de una infraestructura desarrollada en cuanto a servicios públicos.

CLASES:

CLASE 1: Tasa de crecimiento del número de abonados del orden de 1.5% y una tasa de crecimiento poblacional de hasta un 2%.

CLASE 2: Tasa de crecimiento del número de abonados mayor al 2% y una tasa de crecimiento poblacional mayor al 2%.

2.2.2. METODOLOGIA

A) PRIMERA METODOLOGIA

1. Pronóstico de la población:

$$P_f = P_i (1 + r)^n$$

P_f = población futura

P_i = población inicial

r = tasa de crecimiento medio anual

n = número de años a los que se proyecta la población

2. Pronóstico del número de viviendas:

$$\text{N}^\circ \text{ viviendas} = \frac{\text{N}^\circ \text{ de habitantes}}{\text{habitantes por vivienda}}$$

Los valores del número de habitantes y viviendas se los obtiene de los censos.

3. Pronóstico del número de abonados domésticos:

Número de abonados domésticos = N° viviendas x coeficiente de electrificación

El coeficiente de electrificación se estima de las curvas que aparecen en el gráfico No.1 La selección de una cualquiera de estas curvas se realizará teniendo en cuenta la información de los registros estadísticos y/o apreciaciones personales obtenidas durante la visita realizada por el equipo de trabajo a cada una de las localidades en estudio.

Las curvas graficadas indican lo siguiente:

- curva C2 : representa el comportamiento que tendría el coeficiente de electrificación en una localidad que a la fecha no cuenta con servicio eléctrico.

- curva C1 : se diferencia del caso anterior, en que para el período señalado el crecimiento del coeficiente de electrificación es más acelerado
- curva B2 : representa el comportamiento que tendría el coeficiente de electrificación en una localidad que actualmente cuenta con servicio eléctrico restringido y con una oferta igual ó menor a la demanda existente; lo cual no permite la incorporación de nuevos abonados.
- curva B1 : se diferencia del caso anterior, en que para el período señalado, es posible incorporar nuevos abonados, aunque en forma limitada.
- curva A : representa el comportamiento que tendría el coeficiente de electrificación en una localidad que actualmente cuenta con servicio eléctrico, y cuyo coeficiente de electrificación actual es igual ó mayor a 0.5.

4. Pronóstico del número de abonados comerciales:

$$\text{N}^\circ \text{ de abonados comerciales} = \frac{\text{N}^\circ \text{ de abonados domésticos}}{K}$$

K, es un coeficiente de relación que se obtiene del Gráfico N°2. elaborado a partir de información histórica disponible respecto al suministro de electricidad a localidades que registran consumo de tipo comercial.

5. Pronóstico del consumo de energía eléctrica por parte de los sectores doméstico y alumbrado público:

$$Y = a X^b$$

Y = consumo unitario doméstico (Kwh/ab.año)
 = $\frac{\text{consumo anual del sector doméstico y a.público}}{\text{número de abonados domésticos}}$

X = número de abonados domésticos
 a,b = parámetros de la ecuación
 (Ver gráfico No. 3)

6. Pronóstico del consumo comercial:

consumo comercial = consumo unitario comercial x número de abonados comerciales.
 el consumo unitario comercial se obtiene del Gráfico N°4.

7. Pronóstico del consumo neto industrial:

consumo neto industrial = % (consumo doméstico y alumbrado público + consumo comercial)

8. Pronóstico del consumo de cargas especiales:

consumo de cargas especiales \approx 3 % (consumo doméstico y alumbrado público + consumo comercial)

9. Pronóstico del consumo neto total:

consumo neto total = suma de los valores anteriores

10. Pronóstico del consumo bruto total:

consumo bruto total = consumo neto total + pérdidas de energía
 pérdidas de energía = 10 - 15 % (consumo neto)

11. Pronóstico de la máxima demanda de potencia:

máxima demanda de potencia = suma aritmética de la máxima demanda de cada una de las localidades que conforman una micro-región.

$$\text{máxima demanda de potencia} = \frac{\text{consumo bruto total}}{\text{horas de utilización}}$$

Las horas de utilización se obtienen de las curvas de demanda, en pequeñas centrales comprenden de 2.100 a 3.500 anualmente.

CUADRO RESUMEN PARA EVALUACION DE LA DEMANDA

AÑO	① POBLACION (Hab)	② H/V (Hab/viv)	③ V.V (vivienda)	④ C.E (%)	⑤ N° AB. DO (ab)	⑥ CO. UN. DO. Kwh/ab. año
1981						
1996						

⑦ Cons. Domést. Mwh/año	⑧ C.U. CO C.U. DO	⑨ C.U. CO (Kwh/ab. año)	⑩ A. DO A. CO	⑪ A. CO (ab)	⑫ C. CO Mwh/año	⑬ CD+C. CO Mwh

⑭ % C. I	⑮ C. I (Mwh)	⑯ C. N (Mwh)	⑰ PERDIDA (%)	⑱ C. B (Mwh)	⑲ HORA UT. (h)	⑳ MAX. DEMANDA (kw)

ELABORACION DEL CUADRO:

① Población futura:

$$P_f = P_i (1 + r)^n$$

② Relación H/V:

Hab/vivienda (dato censal)

③ Número de viviendas V.V :

$$\text{Número de viviendas} = \text{①} / \text{②}$$

④ Coeficiente de electrificación C.E :

C.E se obtiene de gráficos (%)

⑤ Número de abonados domésticos N° AB. DO = ③ x ④

⑥ Consumo unitario doméstico CO. UN. DO (Kwh/ab. año)

$$Y = a X^b$$

⑦ Consumo doméstico (Mwh/año) = ⑥ x ⑤ / 1.000

⑧ Relación consumo unitario comercial y consumo unitario doméstico

$\frac{C.U. CO}{C.U. DO}$ se obtiene de gráficos

⑨ Consumo unitario comercial (Kwh/ab. año) = ⑥ x ⑧

⑩ Relación abonados domésticos a abonados comerciales

$\frac{A. DO}{A. CO}$ se obtiene de gráficos

⑪ Número de abonados comerciales A. CO = ⑤ / ⑩

⑫ Consumo comercial C. CO (Mwh/año) = ⑨ x ⑪

⑬ Consumo doméstico + consumo comercial CD + C. CO (Mwh) = ⑦ + ⑫

⑭ % del consumo industrial % C. I , se lo obtiene de tablas

⑮ Consumo industrial C. I (Mwh) = ⑬ x ⑭

⑯ Consumo neto (Mwh) = ⑬ + ⑮

⑰ Pérdidas de energía = % (consumo neto) ≈ 10 - 15 %

⑱ Consumo bruto = ⑯ + ⑰

⑲ Horas de utilización, se las obtiene de las curvas de demanda, en pequeñas centrales están entre 2.100 a 3.500 anualmente.

⑳ Máxima demanda (kw) = $\frac{\text{consumo bruto} \times 1.000}{\text{horas de utilización}}$ = ⑱ / ⑲

GRAFICO No.1

PRONOSTICO DEL COEFICIENTE DE ELECTRIFICACION

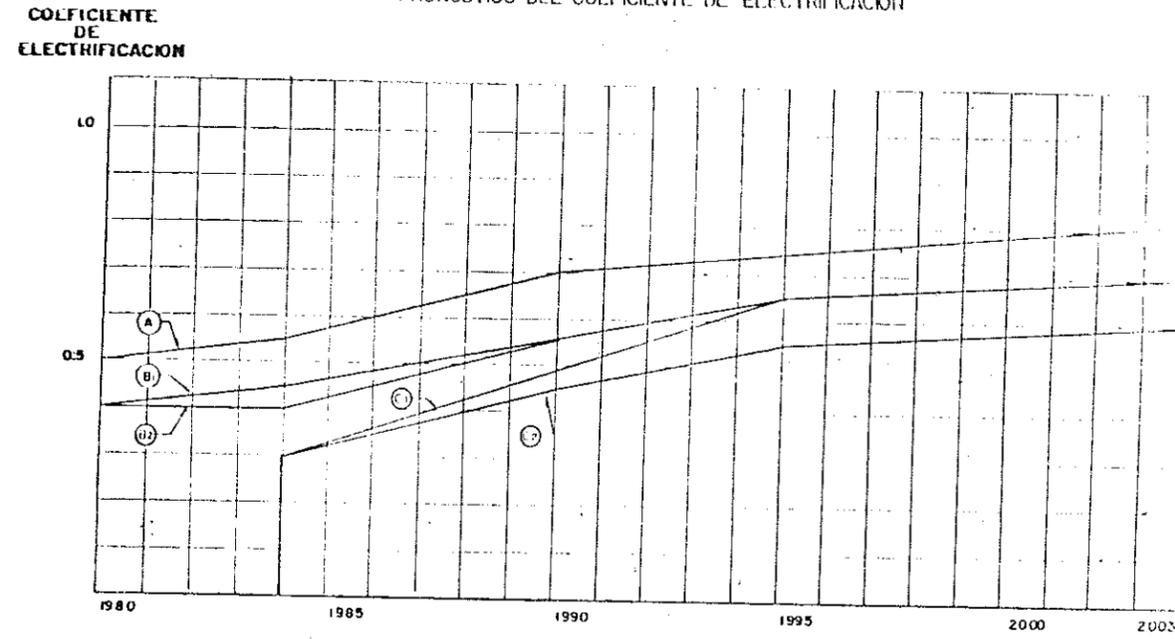


GRAFICO No.3

CONSUMO UNITARIO DOMESTICO Y ALUMBRADO PUBLICO VS. NUMERO DE ABONADOS DOMESTICOS

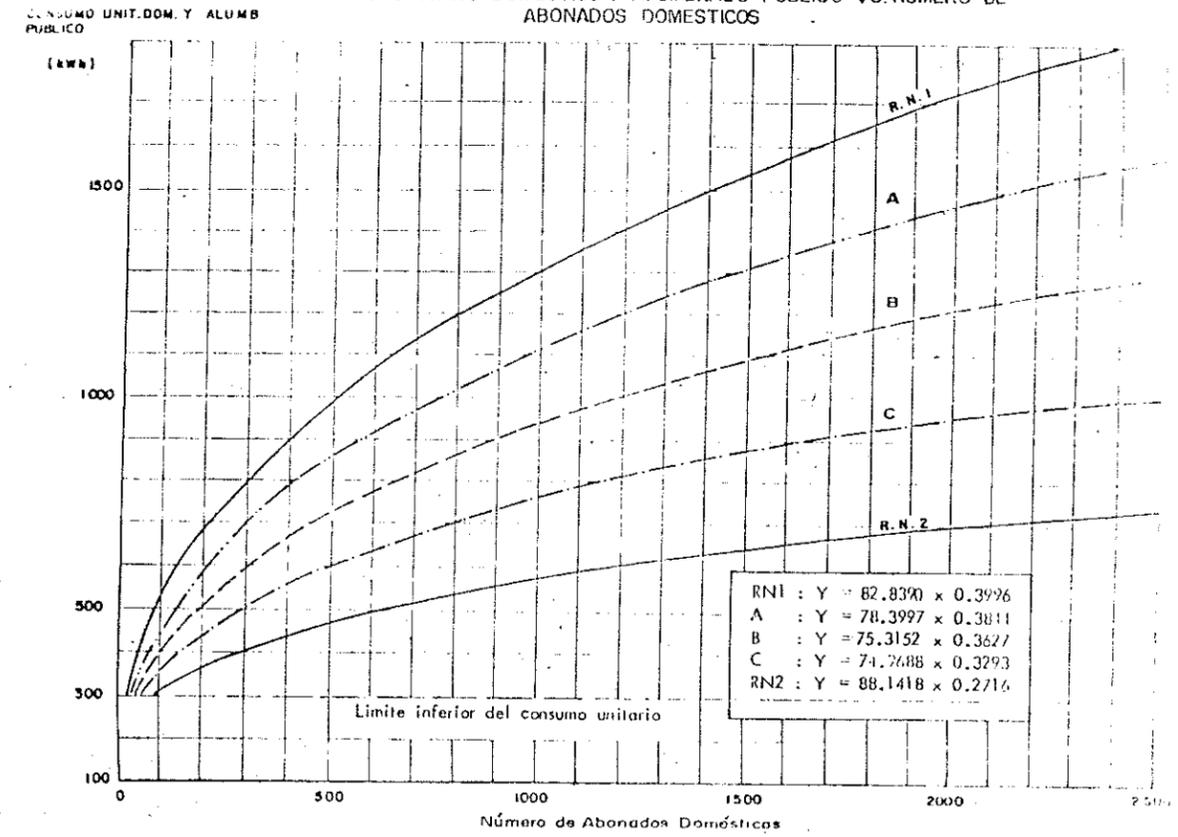


GRAFICO No.2

PRONOSTICO DE LA RELACION ENTRE EL NUMERO DE ABONADOS DOMESTICOS Y EL NUMERO DE ABONADOS COMERCIALES

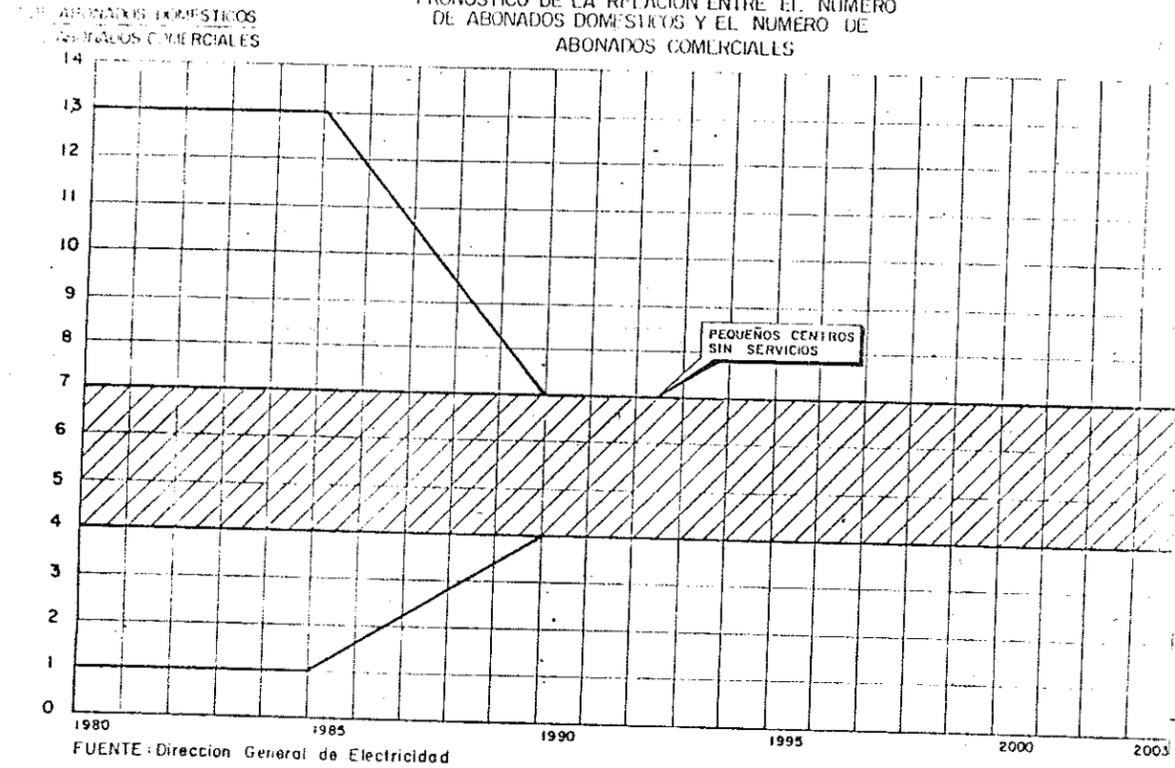
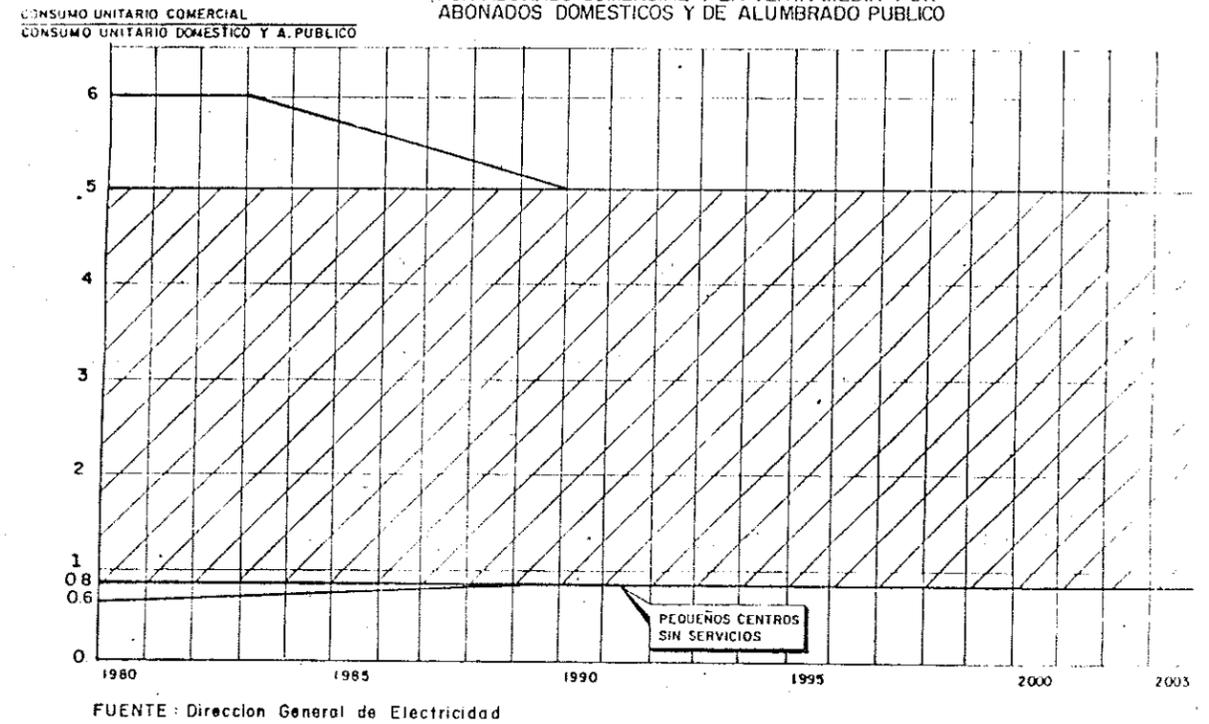


GRAFICO No.3

PRONOSTICO DE LAS RELACIONES ENTRE LA VENTA MEDIA POR ABONADO COMERCIAL Y LA VENTA MEDIA POR ABONADOS DOMESTICOS Y DE ALUMBRADO PUBLICO



B) SEGUNDA METODOLOGIA

GENERALIDADES

Para determinación de la demanda es necesario establecer ciertos índices y metas en el año para el cual se diseña la Mini/Micro Central y, que están basados en la observación del comportamiento del sector rural con cierto grado de electrificación.

Al mismo tiempo se debe aclarar que los parámetros que se obtienen, no serán exactos y estarán influenciados por los errores que una estimación a largo plazo produce.

Para las condiciones iniciales, se obtienen datos basados en observaciones directas, encuestas y estadísticas de zonas rurales representativas, con algún grado de desarrollo eléctrico, de características similares a la zona en estudio.

Para el caso de electrificación rural, al igual que a nivel de país, se adoptan los siguientes tipos de consumidores: residencial, comercial, agroindustrial, alumbrado público y otros.

El porcentaje de población que se incorpora inicialmente será de aproximadamente un 30% del total en la zona de influencia del proyecto.

Se asume además que dentro de 15 años, el consumo comercial representa el 20% del consumo residencial, el consumo agroindustrial el 30% del residencial y el alumbrado público y otros el 10% del mismo consumo residencial.

De acuerdo con las metas propuestas para dentro de 15 años y, adoptando un 10% de pérdidas de energía, factores de carga de 30, 35 y 40% para las tres categorías de consumidores, factor de potencia 0.9, se obtienen los valores de la energía requerida por consumidor y la demanda máxima por consumidor.

Con los valores de demanda o carga máxima por consumidor y considerando una variación lineal, se puede conocer las demandas por consumidor en los 15 años de período de diseño. Luego, si se conoce el número de consumidores, al multiplicar éste por la demanda máxima por consumidor se conoce el valor de la demanda de la población en un año determinado y por supuesto dentro de 15 años.

CALCULO

A continuación se desarrolla el procedimiento para consignar los datos y resultados como se muestra esquemáticamente en el cuadro adjunto, de acuerdo con la siguiente secuencia:

DATOS BASICOS:

- Categoría de consumidores o abonados
- Población inicial (PTi)
- Número total de abonados inicial (NTi)
- Número de habitantes por abonado (Hc)
- Población servida inicial (PSi)
- Porcentaje de población incorporada inicialmente al servicio (PSi/PTi)

- | | |
|-----------|--|
| LINEA (1) | Población proyectada año a año (PTn) |
| LINEA (2) | Relación entre la población proyectada año a año y la población servida inicialmente (PTn/PSi). |
| LINEA (3) | Con el valor del porcentaje de población incorporada inicialmente al servicio (PSi/PTi) se obtiene de la tabla adjunta, el valor de la proyección del porcentaje de la población que se va incorporando al servicio con relación a la población proyectada año por año, (PSn/PTn). |
| LINEA (4) | Factor de incremento de consumidores año a año (PSn/PSi), obteniendo de multiplicar las líneas (2) y (3). |

- LINEA (5) Número total de abonados proyectado año a año $NT_n = NT_i \times (PS_n/PS_i)$. Se obtiene de multiplicar el número total de abonados inicial por el factor de incremento de consumidores año a año, $NT_i \times$ Línea (4).
- LINEA (6) Carga o demanda máxima unitaria proyectada por consumidor (CU_n) expresada en KVA/cons. Se obtiene de la tabla adjunta, de acuerdo con la categoría de consumidor y comprende el consumo residencial, comercial, agroindustrial y alumbrado público. (Ver tabla en pág. 25)
- LINEA (7) Carga o demanda máxima proyectada por consumidor inicial $CPUn = CU_n \times (PS_n/PS_i)$ expresada en KVA/cons. inicial. Se obtiene de multiplicar las líneas (4) y (6).
- LINEA (8) Carga o demanda total distribuída ($CTD_n = NT_n \times CU_n$) expresada en KVA. Se obtiene de multiplicar el número total de abonados proyectado año a año por la carga máxima unitaria proyectada; es decir la línea (5) por la línea (6).
- Se puede obtener también la carga o demanda total distribuída multiplicando el número total de abonados inicial por la carga máxima unitaria proyectada por consumidor inicial, es decir $NT_i \times$ Línea (7).
- LINEA (9) Cargas especiales: Consideran las demandas de industrias que representan variaciones importantes en la carga o demanda de la zona de influencia del proyecto. Estas cargas especiales se establecen en base a una investigación previa relativa a programas de desarrollo. Se expresan en KVA.
- LINEA (10) Carga o demanda total resultante. Se obtiene de la suma de las demandas residencial, comercial, agroindustrial, alumbrado público (línea (8)), y las cargas especiales (línea (9)). Se expresa en KVA para indicar la demanda nominal (máxima) de potencia. La demanda útil (máx.) de potencia se calcula multiplicando la demanda nominal por el factor de potencia 0.9 y se expresa en kw.

PROYECCION DE LA DEMANDA

$PT_i = hb$; $NT_i = ab$; $Hc = hb/ab$; $PS_i = NT_i \times Hc = hb$; $PS_i/PT_i = \%$

C O N C E P T O	LINEA	A Ñ O S			
		1982	1983	-----	1996
POBLACION TOTAL PROYECTADA AÑO POR AÑO ($T_c = \%$)	1	$PT_i (1 + \frac{T_c}{100})^n$			
POBLACION TOTAL PROYECTADA/POBLACION SERVIDA INICIAL	2	PT_n/PS_i			
PROYECCION DEL % DE LA POBLACION INCORPORADA AL SERVICIO	3	DE TABLA Pág. 25			
FACTOR DE INCREMENTO DE CONSUMIDORES AÑO POR AÑO	4	$(2) \times (3)$			
NUMERO TOTAL DE CONSUMIDORES PROYECTADO	5	$NT_i \times (4)$			
CARGA O DEMANDA UNITARIA PROYECTADA POR CONSUMIDOR (KVA/CONS)	6	DE TABLA Pág. 25			
CARGA O DEMANDA UNITARIA PROYECTADA POR CONSUMIDOR INICIAL (KVA/CONS. INI.)	7	$(4) \times (6)$			
DEMANDA RESIDENCIAL, COMERCIAL, AGROINDUSTRIAL Y ALUMBRADO PUBLICO (KVA)	8	$(5) \times (6)$ $NT_i \times (7)$			
CARGAS ESPECIALES (KVA)	9	INVESTIGACION			
DEMANDA TOTAL (KW) *	10	$[(8) + (9)] \times 0.9$			

* DEMANDA TOTAL = Demanda residencial + comercial + agroindustrial + cargas especiales + alumbrado público

CARGA MAXIMA UNITARIA

Los valores de las cargas unitarias (CUn) de la tabla adjunta corresponden a valores máximos de demanda de potencia por consumidor, para el diseño de las líneas alimentadoras y redes primarias; luego, para el caso que interesa, es decir el diseño de una Mini/Micro Central (sistema de generación), estas cargas máximas unitarias son altas, lo que en cierto modo da mayor grado de seguridad en la estimación de la demanda de potencia.

Adoptando un factor de potencia 0.9, la carga máxima unitaria útil se puede determinar multiplicando la carga máxima unitaria en KVA por 0.9.

CARGAS ESPECIALES

Se consideran cargas especiales a las demandas de potencia tales como: Hospitales, centros de salud, aserraderos, imprentas, frigoríficos, mecánicas industriales (suelda), molinos, etc.

El análisis de las cargas especiales se hace detallando las potencias máximas de cada aparato o instrumento eléctrico que las conforman ; la suma de todas estas potencias da la potencia máxima de la industria. Para obtener la carga especial se adoptan factores de demanda y de coincidencia (uso simultáneo de los aparatos eléctricos).

CARGAS UNITARIAS (CUn)

CONDICIONES DE APLICACION

1. Carga en KVA, para un factor de potencia del 90%
2. Valores de diseño para alimentadores y redes primarios

PROYECCION AL AÑO	CATEGORIA DE CONSUMIDOR		
	A	B	C
n			
VALOR INICIAL	0.26	0.35	0.47
1	0.28	0.37	0.50
2	0.30	0.40	0.54
3	0.32	0.43	0.57
4	0.34	0.46	0.61
5	0.36	0.49	0.65
6	0.39	0.52	0.70
7	0.42	0.56	0.75
8	0.44	0.60	0.80
9	0.48	0.64	0.85
10	0.51	0.68	0.91
11	0.54	0.73	0.97
12	0.58	0.78	1.04
13	0.62	0.83	1.11
14	0.66	0.89	1.19
15	0.71	0.95	1.27

PROYECCION DE LA DEMANDA
VALORES DE K2

PSi PTi	K2 n PARA EL AÑO n							
	1	2	3	4	5	6	7	8
0,10	0,105	0,193	0,240	0,287	0,333	0,380	0,427	0,473
0,20	0,240	0,280	0,320	0,360	0,400	0,440	0,480	0,520
0,25	0,287	0,323	0,360	0,397	0,433	0,470	0,507	0,543
0,30	0,333	0,367	0,400	0,433	0,467	0,500	0,533	0,567
0,35	0,380	0,410	0,440	0,470	0,500	0,530	0,560	0,590
0,40	0,427	0,453	0,480	0,507	0,533	0,560	0,587	0,613
0,45	0,473	0,497	0,520	0,543	0,567	0,590	0,613	0,637
0,50	0,520	0,540	0,560	0,580	0,600	0,620	0,640	0,660
0,55	0,567	0,583	0,600	0,617	0,633	0,650	0,667	0,683
0,60	0,613	0,627	0,640	0,653	0,667	0,680	0,693	0,707
0,65	0,660	0,670	0,680	0,690	0,700	0,710	0,720	0,730
0,70	0,707	0,713	0,720	0,727	0,733	0,740	0,747	0,753

PSi PTi	K2 n PARA EL AÑO n						
	9	10	11	12	13	14	15
0,10	0,520	0,567	0,613	0,660	0,707	0,753	0,800
0,20	0,560	0,600	0,640	0,680	0,720	0,760	0,800
0,25	0,580	0,617	0,653	0,690	0,727	0,763	0,800
0,30	0,600	0,633	0,667	0,700	0,733	0,767	0,800
0,35	0,620	0,650	0,680	0,710	0,740	0,770	0,800
0,40	0,640	0,667	0,693	0,720	0,747	0,773	0,800
0,45	0,660	0,683	0,707	0,730	0,753	0,777	0,800
0,50	0,680	0,700	0,720	0,740	0,760	0,780	0,800
0,55	0,700	0,717	0,733	0,750	0,767	0,783	0,800
0,60	0,720	0,733	0,747	0,760	0,773	0,787	0,800
0,65	0,740	0,750	0,760	0,770	0,780	0,790	0,800
0,70	0,760	0,767	0,773	0,780	0,787	0,793	0,800

2.3. H I D R O L O G I A

2.3. HIDROLOGIA

2.3.1. Datos necesarios para el diseño

Los datos hidrometeorológicos que deben ser obtenidos para la realización del proyecto de una central son los siguientes:

- a. Caudal aprovechable del río que se toma igual al que tiene 90% de probabilidad de ocurrencia en la curva de duración. Caso de que no se tuviera esta información se tomaría como caudal de diseño al mínimo registrado en el río.
- b. Caudales máximos de creciente, tanto para el diseño del vertedero como para las obras de desvío durante la construcción.

Los períodos de retorno se tomarán de acuerdo a la norma siguiente:

microcentrales	20-25 años
minicentrales	50-100 años
pequeñas centrales	100-150 años

- c. Volúmen estimado del transporte de sedimentos para el diseño de compuertas de lavado de la toma y del desarenador.
- d. Curva de caudal VS. calado para verificar el funcionamiento del azud y la altura de los generadores sobre el río.
- e. Régimen de precipitaciones para programar las etapas de la construcción y proyectar los caminos de acceso

2.3.2. Procedimientos de cálculo de acuerdo a la disponibilidad de Información.

Se pueden presentar los siguientes casos respecto a la disponibilidad de información:

- a. El proyecto cuenta con registros de caudales en una estación hidrométrica cercana a la zona de captación en la misma cuenca. En este caso se procede en la forma siguiente:

- a.1 Se recopila, verifica y tabula los datos de caudales mensuales medios de la estación y se observa si están completos y si la serie cumple con la duración requerida.

De no disponer de series de más de 15 años de registros pluviométricos e hidrométricos continuos, se extenderá y/o se completará las cortas series existentes mediante correlación con datos de otra estación que tenga características hidrológicas similares.

- a.2 Se calcula la curva de duración de los caudales con el procedimiento siguiente:

Se ordenan todos los valores de "X" de caudales en orden descendente del mayor al menor y se les asigna un número de orden "m". La probabilidad de que ocurra un valor "X" o mayor está dada por:

$$p = m/N$$

Si el número total de valores registrados "N" es menor de 30 se recomienda utilizar otras expresiones para la probabilidad, tales como la de Weibull

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

o la de Chegodaiev

$$p = \frac{m-0.3}{N + 0.4}$$

La curva de duración así obtenida tiene una forma es calonada y, siendo de carácter experimental, sólo es válida para un período de tiempo igual al cubierto por los registros.

Es interesante por lo tanto poder trazar una curva de duración para un período de tiempo tan grande como se quiera. Para esto, además del promedio aritmético, se necesita encontrar otros dos parámetros que son los siguientes:

Coefficiente de variación igual a la desviación cuadrática standard dividida por el promedio aritmético:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum(K-1)^2}{N-1}}$$

en la cual $K = x/\bar{x}$
y coeficiente de asimetría:

$$C_s = \frac{\sum(K-1)^3}{N C_v^3}$$

Los errores medios expresados en forma de porcentajes que se cometen en el cálculo de estos valores son los siguientes:

Para el coeficiente de variación:

$$E_v = 100 \sqrt{\frac{1+3C_v^2}{2(N-1)}}$$

Para el coeficiente de asimetría:

$$E_s = 100 \sqrt{\frac{6+36 C_v^2 + 30C_v^4}{N C_s^2}}$$

Se observa que mientras que para C_v los errores son relativamente pequeños, para C_s se hacen sumamente grandes. Así por ejemplo para $N = 10$ y $C_v = 0.1$ el error para C_v es de 14% mientras que para C_s llega al 399%. Por esta razón se recomienda no calcular el valor de C_s sino para valores de N superiores a 100.

Tenemos la relación:

$$C_s = \frac{2 C_v}{1-K_{\min}}$$

Cuando se trata de calcular las crecientes de los ríos producidos principalmente por aguaceros, muchas veces se utiliza la relación:

$$C_s = \frac{4 C_v}{1-K_{\min}}$$

y en ciertos ríos el coeficiente de C_v puede llegar a 6, o a veces, inclusive, sobrepasar este valor.

Cuando no se conoce el valor de K_{\min} se toma $C_s = 2C_v$ o sea que se asume que en la probabilidad del 100% el valor de Q llega a cero. Si $C_s < 2C_v$ quiere decir que el caudal del río pasa con caudal cero, o sea seco una parte del año.

La curva teórica puede ser trazada con la ecuación:

$$x = \bar{x} (1 + TC_v)$$

Los valores de T se dan en la Tabla N0. 1 calculada por Rybkin.

VALORES DE T según Ribkin

TABLA N°1
PROBABILIDAD EN PORCENTAJES

C.	0,01	0,1	1	2	5	10	25	50	75	80	90	95	99	99,9
0,0	3,72	3,09	2,33	2,06	1,64	1,28	0,67	0,00	-0,67	-0,84	-1,28	-1,64	-2,33	-3,09
0,1	3,94	3,23	2,40	2,11	1,67	1,20	0,66	-0,02	-0,68	-0,85	-1,27	-1,61	-2,25	-2,95
0,2	4,16	3,38	2,47	2,16	1,70	1,30	0,65	-0,03	-0,69	-0,85	-1,26	-1,58	-2,18	-2,81
0,3	4,38	3,52	2,54	2,21	1,72	1,31	0,64	-0,05	-0,70	-0,85	-1,24	-1,55	-2,10	-2,67
0,4	4,61	3,66	2,61	2,26	1,75	1,32	0,63	-0,07	-0,71	-0,85	-1,23	-1,52	-2,03	-2,54
0,5	4,83	3,81	2,62	2,31	1,77	1,33	0,62	-0,08	-0,71	-0,85	-1,22	-1,49	-1,96	-2,40
0,6	5,05	3,96	2,75	2,35	1,80	1,33	0,6	-0,10	-0,72	-0,85	-1,20	-1,45	-1,88	-2,27
0,7	5,28	4,10	2,82	2,40	1,82	1,33	0,59	-0,12	-0,72	-0,85	-1,18	-1,42	-1,81	-2,14
0,8	5,50	4,24	2,89	2,45	1,84	1,34	0,58	-0,13	-0,73	-0,86	-1,17	-1,38	-1,74	-2,02
0,9	5,73	4,38	2,96	2,50	1,86	1,34	0,57	-0,15	-0,73	-0,85	-1,15	-1,35	-1,66	-1,90
1,0	5,96	4,53	3,02	2,54	1,88	1,34	0,56	-0,16	-0,73	-0,85	-1,13	-1,32	-1,59	-1,79
1,1	6,18	4,67	3,09	2,58	1,89	1,34	0,54	-0,18	-0,74	-0,84	-1,10	-1,28	-1,52	-1,68
1,2	6,41	4,81	3,15	2,62	1,91	1,34	0,52	-0,19	-0,74	-0,84	-1,08	-1,24	-1,45	-1,58
1,3	6,64	4,95	3,21	2,66	1,92	1,34	0,51	-0,21	-0,74	-0,84	-1,06	-1,20	-1,38	-1,48
1,4	6,87	5,09	3,27	2,71	1,94	1,34	0,49	-0,22	-0,73	-0,83	-1,04	-1,17	-1,31	-1,39
1,5	7,09	5,28	3,33	2,74	1,95	1,33	0,47	-0,24	-0,73	-0,82	-1,02	-1,13	-1,26	-1,31
1,6	7,31	5,37	3,39	2,78	1,96	1,33	0,46	-0,25	-0,73	-0,81	-0,99	-1,10	-1,20	-1,24
1,7	7,54	5,50	3,44	2,82	1,97	1,32	0,44	-0,27	-0,72	-0,81	-0,97	-1,06	-1,14	-1,17
1,8	7,76	5,64	3,50	2,85	1,98	1,32	0,42	-0,28	-0,72	-0,80	-0,94	-1,02	-1,09	-1,11
1,9	7,98	5,77	3,55	2,88	1,99	1,31	0,40	-0,29	-0,72	-0,79	-0,92	-0,98	-1,04	-1,05
2,0	8,21	5,91	3,60	2,91	2,00	1,30	0,39	-0,31	-0,71	-0,78	-0,90	-0,95	-0,99	-1,00
2,1		6,06	3,65	2,94	2,00	1,29	0,37	-0,32	-0,70	-0,77	-0,87	-0,92	-0,95	-0,95
2,2		6,20	3,70	2,97	2,01	1,28	0,35	-0,33	-0,69	-0,75	-0,85	-0,89	-0,90	-0,91
2,3		6,34	3,75	3,00	2,01	1,27	0,33	-0,34	-0,68	-0,74	-0,82	-0,85	-0,87	-0,87
2,4		6,47	3,79	3,03	2,01	1,25	0,32	-0,35	-0,67	-0,72	-0,79	-0,82	-0,83	-0,83
2,5		6,60	3,83	3,06	2,91	1,24	0,30	-0,36	-0,66	-0,70	-0,77	-0,79	-0,80	-0,80
2,6		6,73	3,87	3,09	2,01	1,23	0,28	-0,37	-0,65	-0,68	-0,74	-0,76	-0,77	-0,78
2,7		6,86	3,91	3,12	2,01	1,21	0,26	-0,38	-0,63	-0,67	-0,72	-0,73	-0,74	-0,74
2,8		6,99	3,95	3,15	2,02	1,20	0,24	-0,38	-0,62	-0,63	-0,70	-0,71	-0,71	-0,71
2,9		7,12	3,99	3,18	2,02	1,19	0,22	-0,39	-0,61	-0,61	-0,67	-0,69	-0,69	-0,69
3,0		7,25	4,02	3,20	2,02	1,18	0,20	-0,40	-0,60	-0,62	-0,67	-0,65	-0,66	-0,67

$$Q = \bar{Q} (1 + TC)$$

La curva de duración permite determinar los caudales mínimos de diseño y los máximos de creciente con la probabilidad que se haya establecido. Como caudal de diseño se recomienda tomar una garantía hidrológica del 90%, obtenida de la curva de duración para centrales aisladas. En el caso de que la central se interconecte con una red nacional y de acuerdo a un estudio económico, esta garantía podría tener un valor menor.

a.3 Se realiza la transposición de valores desde el sitio de registros (estación hidrométrica) hasta el sitio previsto para la obra de toma.

La transposición de caudales consiste en determinar un coeficiente que permita calcular valores en un punto diferente al de la fuente de registros, en función de las superficies de las cuencas de las precipitaciones y de las evapotranspiraciones cuando se tiene esta información.

Este coeficiente de transposición se obtiene mediante la expresión:

$$C = A_1 (P_1 - E_1) / A_2 (P_2 - E_2)$$

siendo:

A_1 = Area de drenaje en el sitio de toma

A_2 = Area de drenaje en el sitio de la estación

P_1 = Precipitación media ponderada de la cuenca de drenaje en el sitio de toma.

P_2 = Precipitación media ponderada de la cuenca de drenaje en el sitio de la estación.

E_1 = Evapotranspiración de la cuenca en el sitio de la toma

E_2 = Evapotranspiración de la cuenca en el sitio de la estación.

Si no se tiene información sobre la evapotranspiración el coeficiente se establece en función de área y precipitaciones solamente.

Se necesita el trazado de isoyetas medias anuales que cubran la cuenca estudiada, con el objeto de determinar en el sitio de la estación y en la toma la precipitación media ponderada.

Cuando no se disponga de información meteorológica en la región y la distancia entre el sitio de toma y la estación sobre el mismo río que proporciona sobre los registros no es considerable, se puede asumir un valor igual de precipitación media ponderada para las dos cuencas de drenaje, simplificándose de esta manera el valor del coeficiente de transposición a la relación entre sus áreas.

El caudal en el sitio de la toma se obtiene multiplicando el caudal de la estación con registros, por el coeficiente.

a.4 Cálculo de crecientes

Los métodos utilizados son:

1. Mediante fórmulas empíricas
2. Con la utilización del Hidrograma unitario
3. Con mediciones directas en el sitio
4. Mediante procedimientos estadísticos.

a.4-1 Fórmulas empíricas

Uno de los métodos más conocidos es el Racional. La aplicabilidad de este método está recomendada para cuencas de drenaje de hasta 200 Km² en zonas montañosas y de 50 Km² para zonas de llanura.

La fórmula del método racional es:

$$Q = C.I.A. \text{ (m}^3\text{/seg.)}$$

en la que

Q = Caudal que se produce por efecto de una precipitación cuya intensidad corresponde a un cierto período de retorno.

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia correspondiente al tiempo de concentración de la cuenca.

A = Area de la cuenca de drenaje

El tiempo de concentración es el que demora una partícula de agua en recorrer desde el punto más lejano hasta el sitio analizado y depende de la velocidad del agua y de la longitud del tramo.

La velocidad del agua se calcula con fórmulas hidráulicas asumiendo un coeficiente de rugosidad.

En su determinación intervienen los factores de pendiente del cauce principal y las características del terreno y de cobertura vegetal de la cuenca de drenaje.

El valor del coeficiente de escorrentía depende así mismo de varios parámetros entre los que se tiene la cobertura vegetal, la estructura geológica y la pendiente.

Para cuencas mayores es usual emplear ecuaciones de la forma siguiente:

$$Q = KA^n$$

Así tenemos la conocida fórmula de Myers según la cual:

$$Q = 10.000 A^{1/2}$$

Para Q en pies cúbicos por segundo y A en millas cuadradas.

Otra fórmula popular en los Estados Unidos de Norteamérica es la de Creager.

$$Q = 46 CA^n$$

$$n = 0,894 A^{-0,048}$$

El mayor valor de C = 100 corresponde a una envolvente de las máximas crecientes registradas.

Una fórmula desarrollada por ingenieros de INERHI a base del estudio de 42 cuencas en Ecuador es:

$$Q = 25 AK / (A + 57)^{1/2}$$

El coeficiente K depende del tiempo de retorno en

años y está dado por:

Retorno	1000	500	100	50	25	5
K	1,000	0,856	0,646	0,574	0,507	0,361

Cuando se tiene registros de caudales se puede utilizar la fórmula de Fuller

$$Q = Q (1 + 0,8 \log T)$$

Siendo: Q la creciete anual media
T el período de retorno en años.

a.4.-2 UTILIZACION DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Para la determinación del caudal es necesario realizar el cálculo del hidrograma unitario instantáneo y pasar luego al hidrograma total.

a.4.2.1. HIDROGRAMA

Un hidrograma es la representación gráfica de la variación del caudal en función de tiempo.

a.4.2.2. HIDROGRAMA UNITARIO

El Hidrograma unitario de una cuenca, hidrológica, es el hidrograma de escurrimiento producido por una lluvia efectiva de 1.0mm ó 1.0 pulg. de lámina de agua, distribuída uniformemente sobre la cuenca y durante un período específico de tiempo.

El hidrograma unitario de una cuenca hidrológica, es el hidrograma tipo de esta cuenca que representa el escurrimiento de una lámina de altura igual a la unidad.

a.4.2.3. HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO

Es necesario conocer el tiempo de concentración de la cuenca en estudio y lo podemos hacer por medio de la fórmula del Bureau of Reclamation:

$$T_c = \left(0.886 \frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \text{ (horas)}$$

Luego a la hoyo o área principal se le debe subdividir, no se tiene un número fijo de subdivisiones; las líneas que limitan las sub-hoyas, se llaman ISOCRONAS.

Con el siguiente ejemplo de cálculo se comprenderá mejor la obtención del caudal para áreas comprendidas entre 500 y 10.00 has.

Area de la cuenca: $A = 20.76 \text{ Km}^2$
Longitud de la cuenca principal $L = 9.44 \text{ km}$
Diferencia de niveles de la cuenca: $H = 386 \text{ mts.}$
 $T_c = 1.29 \text{ horas, adoptamos: } T_c = 1.5 \text{ horas}$

Si deseamos dividir la hoya en $N = 3$ partes o sub-hoyas: debemos calcular el tiempo de concentración para cada intervalo:

$$T_{ci} = \frac{T_c}{N}, \quad T_{ci} = \frac{1.5}{3} = T_{ci} = 0.5 \text{ horas}$$

El tiempo de concentración entre cada isocrona es de 30 minutos.

La constante (K) de almacenamiento para $T_c = 1.5$ horas, leemos en el gráfico N° 2 de la pág. 42 que es igual al tiempo de retardo $t_r = 1.25$ horas.

Para conocer la modificación por el almacenamiento o embalse producido en la cuenca se utiliza el método de Muskingun, quien ha llegado a determinar valores para tres constantes, las mismas que sumadas deben dar la unidad.

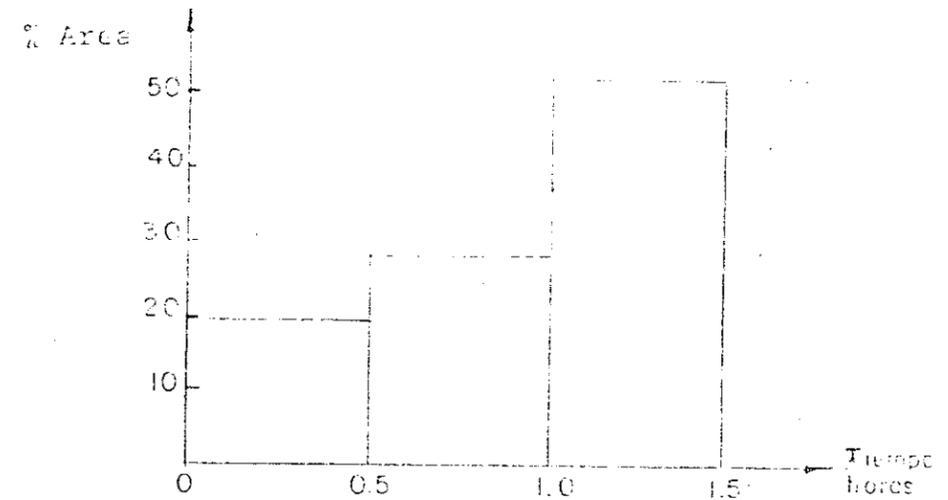
$$\begin{aligned} C_0 + C_1 + C_2 &= 1 & C_2 &= \frac{K - 0.5 T_{ci}}{K + 0.5 T_{ci}} \\ C_0 = C_1 &= \frac{0.5 T_{ci}}{K + 0.5 T_{ci}} & C_2 &= 1 - (C_0 + C_1) \\ C_0 = C_1 &= 0.17 & C_2 &= 0.67 \end{aligned}$$

Debemos calcular el escurrimiento unitario, para esto aplicamos la fórmula:

$$E.U. = \frac{\text{Área de la cuenca (km}^2) \times 10}{\text{Tiempo entre Isocronas (seg.)}} = \frac{A \times 10}{T_{ci} \times 3600}$$

$$E.U. = \frac{20.76 \times 10}{0.5 \times 3600} = 0.12$$

De planimetrar cada una de las sub-cuencas y realizar el porcentaje con respecto al área total de la cuenca podemos dibujar el histograma (%) de área vs T_{ci} .



En el cálculo de hidrograma unitario instantáneo debemos obtener la columna 6, y para la columna 7 se multiplica el E.U. por la columna 6.

a.4-2.4 CALCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO

TIEMPO HORAS T_c	AREA INTERVALO	Km ² %	MODIFICACION POR ALMACENAMIENTO METODO DE MUSKINGUN (C ₀ +C ₁)x(3)	C ₂ x(6)	(4)+(5)	HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO m ³ /seg/m.m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0	0	0	0	0	0	0
0.5	4.13	19.90	6.77	0	6.77	0.81
1.0	5.94	28.60	9.72	4.64	14.26	1.71
1.5	10.69	51.50	17.51	9.55	27.06	3.25
2.0				18.13	18.13	2.18
2.5				12.15	12.15	1.46
3.0				8.14	8.14	0.98
3.5				5.45	5.45	0.65
4.0				3.65	3.65	0.44
4.5				2.45	2.45	0.29
5.0				1.64	1.64	0.20
	20.76					

En el hidrograma total para llenar la columna 8 debemos tomar la media de la columna 7 del hidrograma unitario instantáneo:

$$\frac{0.0 + 0.81}{2} = 0.405$$

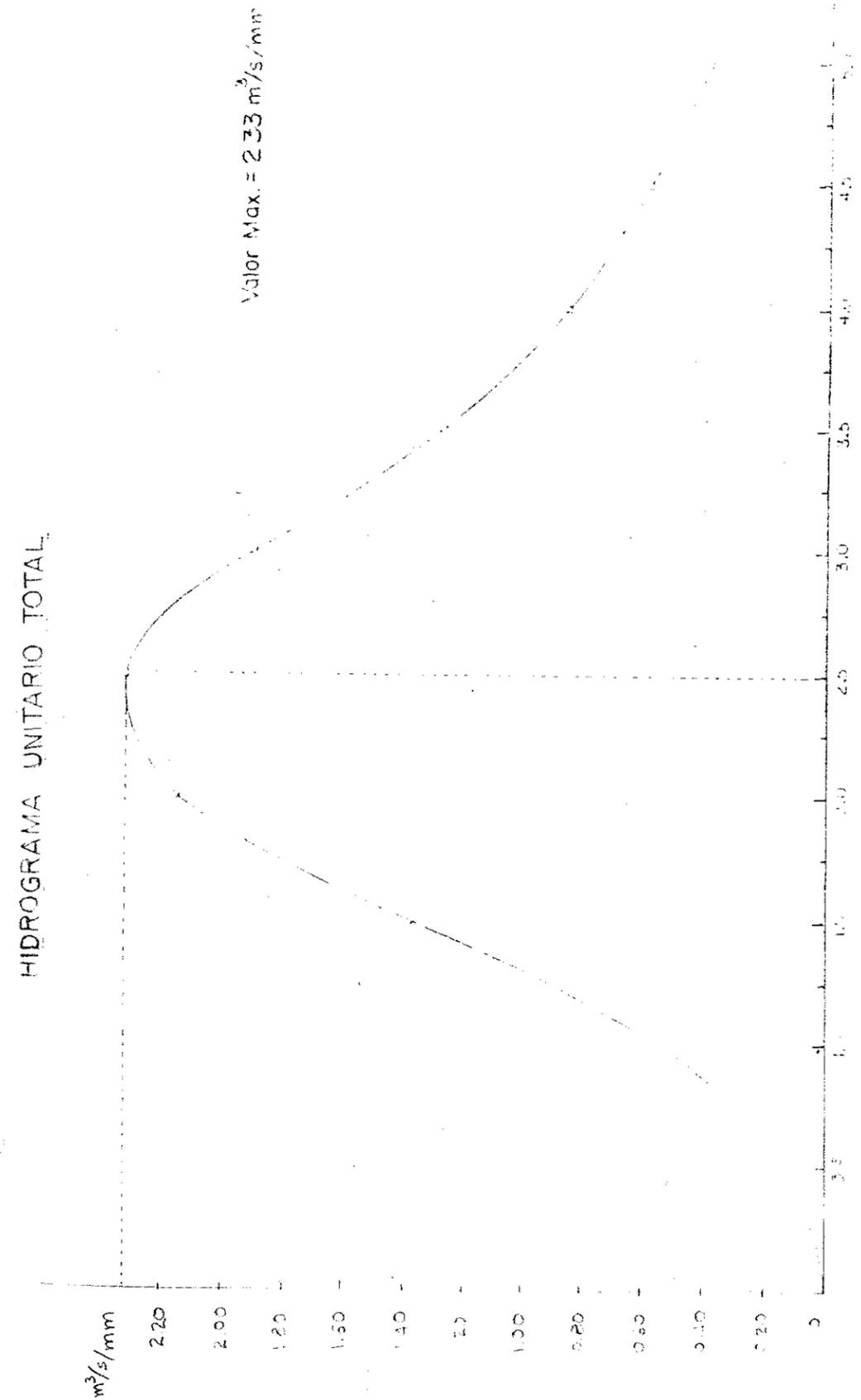
Por otra parte la columna 10 tiene sus valores los que luego pasan a la columna 9. La columna 11 es cero durante un ciclo que es lo que se desplaza la curva "S"; la columna 13 es igual a la columna 12 x $\frac{1}{N}$, siendo N el número de isocronas.

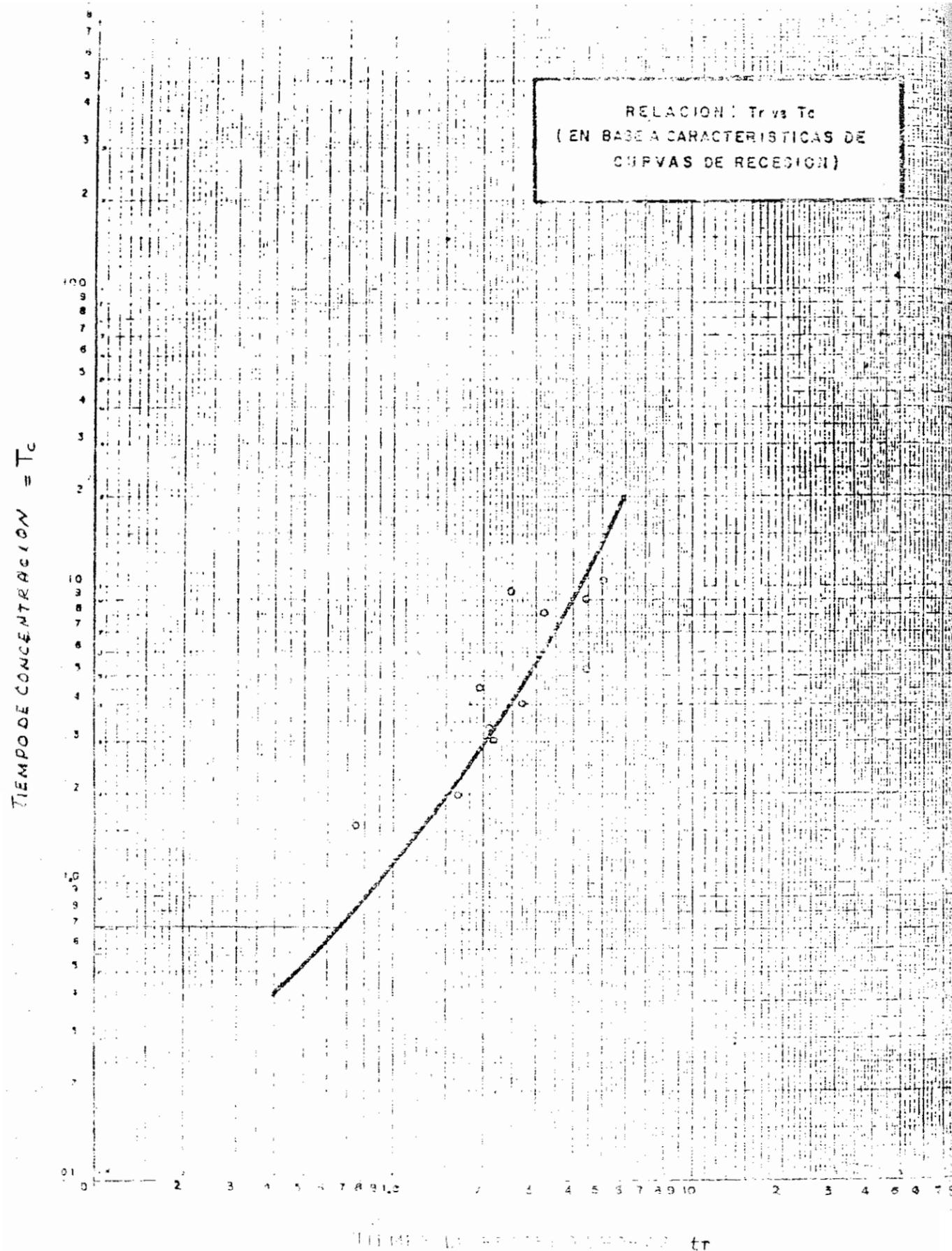
a.4 - 2.5 CALCULO DEL HIDROGRAMA TOTAL

APLICACION DEL HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO

TIEMPO HRS Tc	HIDROGRAMA UNITARIO Tci m ³ /seg/m.m	SUMANDO DE LA CURVA "S"	CURVA "S" ⑧+⑨	CURVA "S" DESPLAZA DA	⑩ - ⑪	HIDRO UNIT m ³ /seg
①	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
0	0	0	0	0	0	0
0.5	1.40	0	0.40	0	0.40	0.40
1.0	2.26	0.40	1.66	0	1.66	1.66
1.5	2.48	1.66	4.14	0	4.14	2.48
2.0	1.70	4.14	6.84	0.40	6.44	2.48
2.5	1.82	6.84	8.66	1.66	7.00	1.82
3.0	0.22	8.66	9.88	4.14	5.74	0.22
3.5	0.82	9.88	10.70	6.84	3.86	0.82
4.0	0.55	10.70	11.25	8.66	2.59	0.55
4.5	0.37	11.25	11.62	9.88	1.74	0.37
5.0	0.25	11.62	11.87	10.70	1.17	0.25

Con los valores de las columnas 1 y 13 dibujamos la curva o hidrograma total.





b) El proyecto no dispone de registros de caudales, pero en su cuenca de drenaje, están distribuidas estaciones pluviométricas.

En este caso el cálculo de caudales puede seguir el mismo procedimiento indicado en el literal anterior pero utilizando como base una estación situada fuera de la cuenca de interés.

Los pasos antes indicados a_1 y a_2 se aplican a la estación existente y después se hace la transposición a_3 al sitio de la toma.

El cálculo de la creciente se hace de acuerdo a lo indicado en a_4 .

Se deben analizar las condiciones físicas de cada una de las cuencas para emitir un diagnóstico sobre las posibilidades de utilización de la información disponible en base a la comparación de sus respectivas características.

Se debe determinar las siguientes características de las cuencas:

1. Factor de forma:

$$F_f = \frac{A}{L^2} = \frac{\text{área de la cuenca}}{(\text{Longitud del cauce principal})^2}$$

2. Factor de compacidad:

$$F_C = \frac{0.28 P}{A} = \frac{0.28 \text{ perímetro}}{\text{área}}$$

3. Extensión superficial de la cuenca: área circunscrita por el diámetro mayor de la cuenca.

4. Extensión superficial media:

$$b = \frac{A}{2L} = \frac{\text{área total de la cuenca}}{\text{doble longitud del cauce mayor}}$$

5. Elevación media de la cuenca: se debe determinar el valor medio ponderado de la elevación de la cuenca, en base a las superficies

relativas de igual nivel con relación a la superficie total.

6. Pendiente media de la cuenca

$$S (\%) = (H \text{ máx} - H \text{ min}) / A = \frac{\text{cota máxima-cota min.}}{\text{superficie de la cuenca}}$$

7. Densidad de la red hidrográfica: es la relación del número de cauces por unidad de superficie.

8. Cobertura vegetal y estructura geológica: se debe determinar el índice de cobertura mediante la relación a la superficie total de la cuenca.

El índice de confiabilidad es tanto mayor cuanto mayor similitud en sus características físicas e hidrológicas tienen las cuencas comparadas.

c) El proyecto se encuentra en una zona que no dispone de ningún tipo de registros hidrometeorológicos.

Esta situación es común sobre todo en los estudios hidrológicos de pequeñas centrales hidroeléctricas, ya que generalmente, éstas se encuentran en zonas apartadas donde no existe la infraestructura necesaria para el registro de valores hidrométricos.

Ante esta situación, los resultados que puede ofrecer el estudio hidrológico para un proyecto de pequeña central hidroeléctrica, conllevan un alto porcentaje de incertidumbre.

En este caso los caudales se establecen asumiendo que los valores de los rendimientos (Lts/s Km^2) son iguales a los de las cuencas vecinas.

Los rendimientos o caudales específicos se obtienen dividiendo los caudales registrados en una estación para la superficie de la cuenca correspondiente.

En lo que se refiere a crecientes, en este caso de ausencia total de datos, se tiene que aplicar fórmulas empíricas que utilizan como parámetro solamente la superficie de la cuenca.

Puede presentarse el caso de un río para el cual no se tiene ninguna información, ni siquiera el de la superficie de la cuenca hidrográfica, pues el río puede no constar en los mapas o estos no ser confiables.

En este caso es necesario realizar aforos del río en distintas épocas del año para tener una idea de la variación estacional de los caudales.

Al realizar el aforo de un río se debe determinar la gradiente longitudinal algunos cientos de metros arriba y abajo del sitio de aforo.

De esta manera se dispone tanto del valor del caudal como de las características del cauce y es posible encontrar el valor de la rugosidad de Manning.

Además, se debe establecer, sea por observación directa o sea preguntando a algún conocedor del lugar, hasta que altura sube el agua en creciente y tomar los datos de la sección y del perímetro por lo menos hasta esta altura.

Realizando nuevamente el cálculo con el coeficiente de rugosidad ya determinado, se puede encontrar el caudal buscado de creciente.

2.3.3 CURVAS HIDROLOGICAS TIPICAS

Curvas de Descarga

Las relaciones entre la descarga y el nivel de una corriente, se grafican en papel aritmético o logarítmico produciendo las curvas denominadas de caudales, relación nivel-caudal o curvas de descarga. Cuando se usa papel aritmético, las escalas deben ser tales que la curva ocupe aproximadamente la diagonal del papel. Es deseable que la curva esté definida por puntos bien distribuidos en toda su longitud. Las curvas que definen la relación nivel-caudal son generalmente parabólicas, o están definidas por varias parabólas. Estas curvas deben determinarse al menos por diez puntos y es recomendable que la desviación de cualquiera de ellos de la curva, no sea en ningún momento mayor del 5%. Para obtener una definición satisfactoria para la porción más baja de la curva de caudales, se recomienda graficar esta porción en escala mayor en la parte izquierda superior del papel.

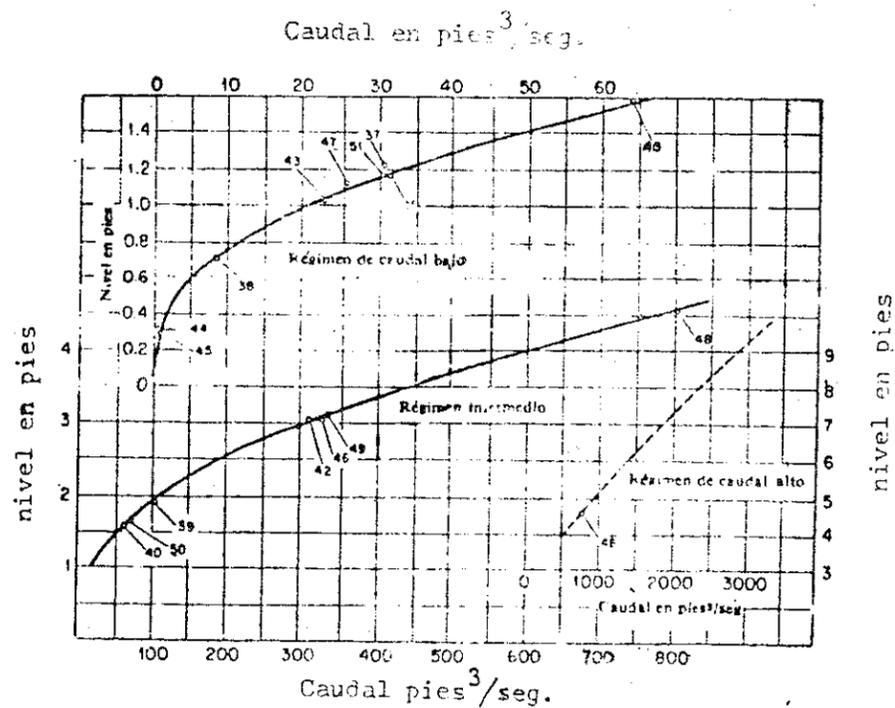


GRAFICO N°3
 Curva de caudales (Tomada de Linsley. R.K., Kohler
 M.A. y Paulhus J.L. Hidrología para ingenieros
 (Traducción del inglés Fe. M. y Domínguez F.)
 Mc. Graw Hill. N.Y. 1967).

Extensión de las Curvas de Caudales

Frecuentemente sucede que para las crecidas más altas, no se conoce la relación nivel-caudal, y se hace necesario extrapolar la curva existente. Una forma de llevar a cabo esta extrapolación es la de graficar las áreas de la sección recta contra las alturas de mira obteniendo una curva de nivel-área. Esta curva cuando no hay inundación de las vegas se aproxima a una línea recta. Igualmente se construye una curva de nivel-velocidad, mediante puntos obtenidos en la medición de las descargas del nivel y la velocidad medias en la sección. De estas dos curvas puede obtenerse la descarga aproximada, con el mismo grado de confianza con que se obtuvieron los gráficos nivel-área y nivel-velocidad.

Esta extensión de la curva para niveles altos, también puede llevarse a efecto, graficando la curva de caudales en papel logarítmico. Siendo generalmente esta curva parabólica, el gráfico logarítmico será aproximadamente una línea recta, a menos que haya habido inundación de las vegas o cambios significantes en otras condiciones de la sección de control.

En algunos casos, cuando existen dos estaciones en la misma corriente, es posible lograr la extrapolación de la curva de caudales por correlación con los caudales de la otra estación. Este método involucra las desventajas correspondientes al tiempo de viaje del pico, a la diferencia entre las áreas drenadas, etc.

Generalmente es más fácil hallar una curva de caudales mediante un gráfico logarítmico (Fig. 4), teniendo en cuenta los siguientes factores:

1. El gráfico logarítmico es de poco valor para los niveles más bajos.
2. Cuando la parte superior del gráfico es cóncava hacia arriba, es porque existe una restricción aguas abajo.
3. Cuando la parte superior es cóncava hacia abajo, es porque existe una inundación de la vega del río.

U.S.G.S.: Curva de Caudales para el río Raquette en Piercefield, N.Y.

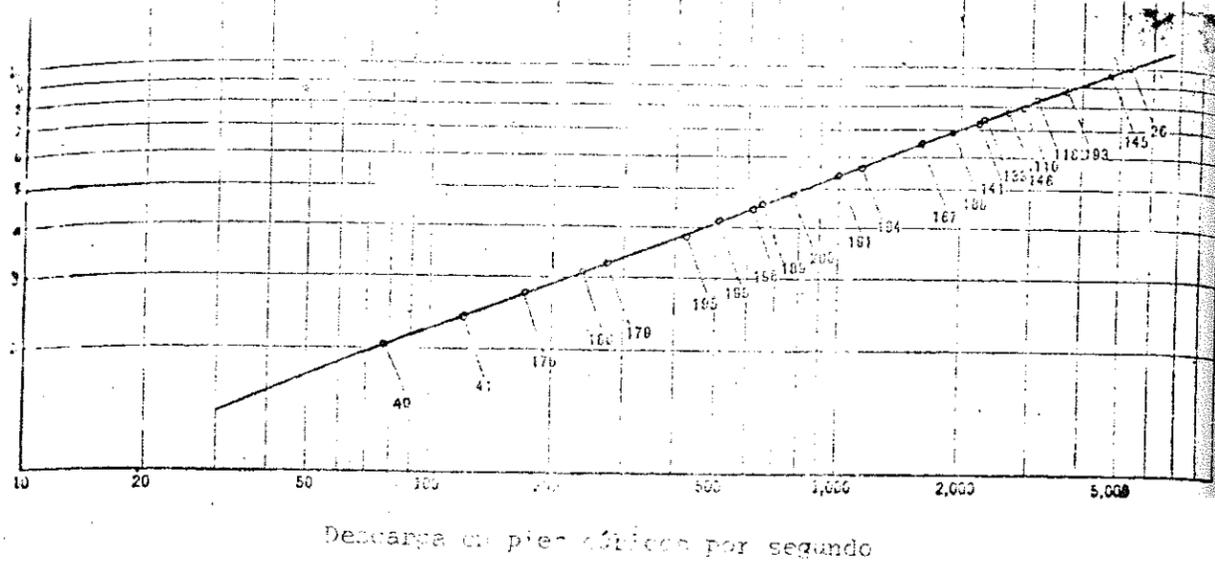


Fig. 4 Curva de caudales en papel logarítmico (U.S.G.S.)
(Tomada de: Grover N.C. y Harrington A.W. Stream Flow, Dover Publications Inc. N.Y. 1966).

Curvas Múltiples de Caudal

Cuando se grafica una curva de caudales, debe tenerse cuidado de que los valores usados sean los correspondientes a los aforos efectuados en buenas condiciones. En sitios donde ni el canal ni la sección de control son estables a lo largo del año, por motivos de movimiento de material, el crecimiento de la vegetación, etc. la curva de caudales puede cambiar de posición varias veces durante el año. Si el material es erosionado o depositado en la sección de aforos, de una forma uniforme, la curva de caudales puede desplazarse paralelamente, de otra manera el cambio de la curva es arbitrario, pudiendo resultar hasta un cruce entre las curvas. La construcción de una serie de curvas de caudales, requiere un número suficiente de mediciones de la descarga, para determinar los cambios con una precisión razonable, así como también la determinación de los factores que producen dichos cambios. La Fig. 5 muestra la rama ascendente y la descendente de una curva de descarga.

Curva de caudales para el río Raquette, Piercefield, N.Y.

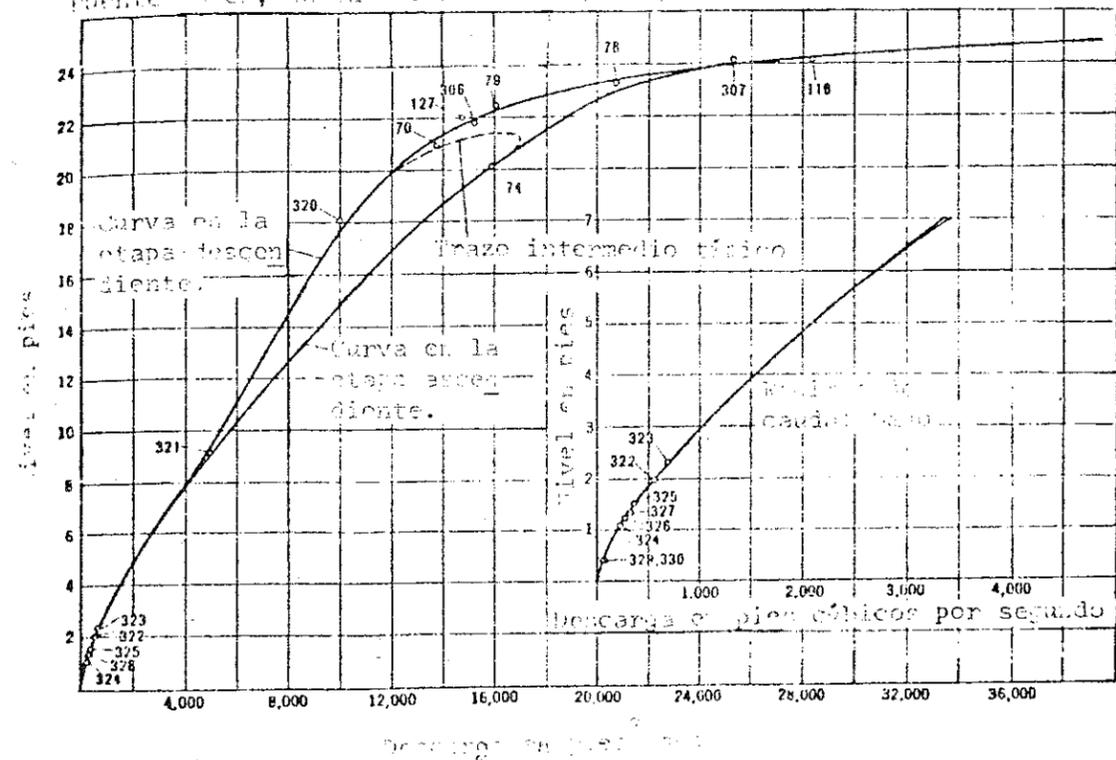


Fig. 5 Curvas múltiples de Caudal
(Tomada de: Grover N.C. y Harrington A.W., Stream Flow, Dover Publications Inc. N.Y. 1966).

Curva de Duración de Caudales

La curva de duración de caudales, se obtiene graficando las descargas medias de un río (en base a períodos de un año o mayores), ordenadas por su magnitud, contra el número de veces que esa descarga ha ocurrido. Para el ordenamiento, se preparan intervalos de clase de menor rango para los gastos más pequeños, de manera de poder definir mejor la curva para ese sector. Para cada intervalo se halla la frecuencia, y se procede a llenar una tabla como la que se presenta a continuación, mediante la cual se construye la Fig. 6, que es la curva de duración de caudales.

Determinación de una Curva de Duración

Q (m ³ /seg)		conteo	frecuencia	frecuencia acumulada	porcentaje del total
desde	hasta				
23	49		10	252	100.00
50	99		54	242	96.00
100	149		54	188	74.60
.
.
			252		

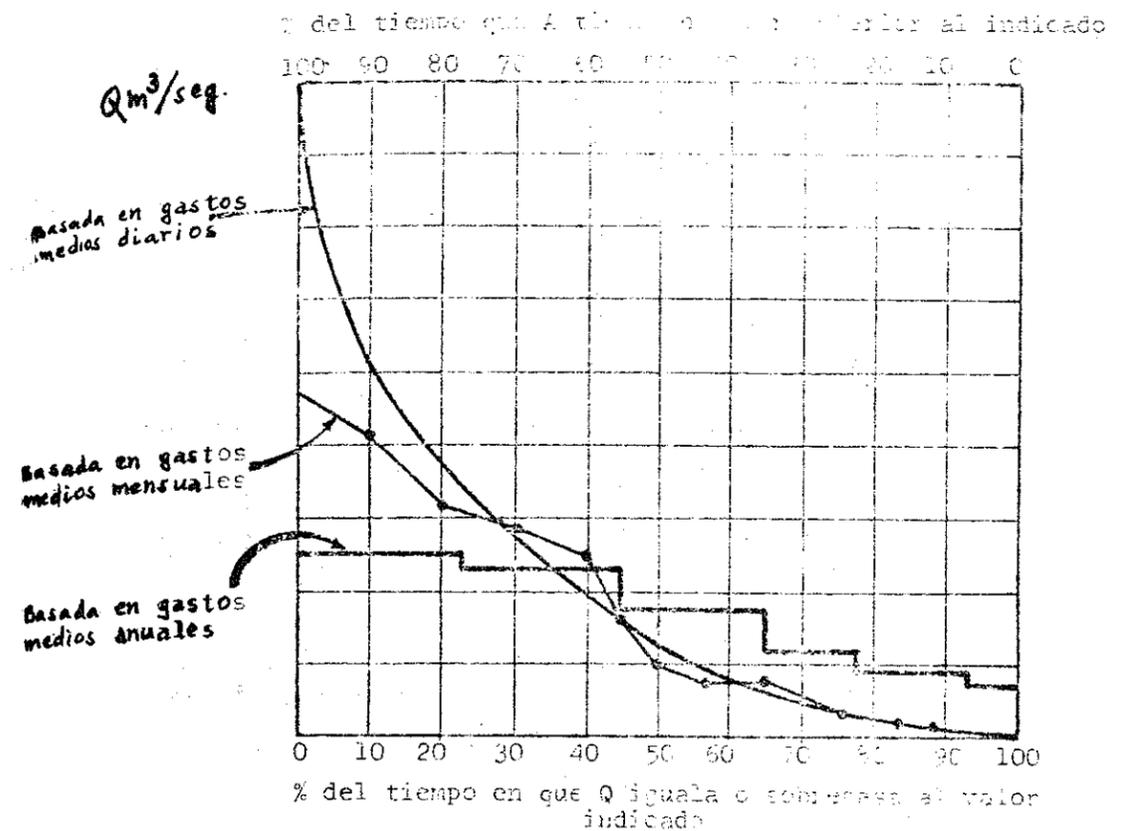


Fig. 6 Curva de duración de caudales.

Trazando esta curva en papel log-prob. acerca a una recta, y por lo tanto no se hace necesario el uso de intervalos diferentes de clase para su construcción. Fig. 7.

Uno de los usos mayores de esta curva, es para evaluar la "potencia firme" y la "potencia adicional" que puede obtenerse de una posible central hidroeléctrica. Generalmente se toma el 90% para evaluar la "potencia disponible", y el 50% para obtener la "potencia adicional" que puede obtenerse usando algunas facilidades de almacenamiento.

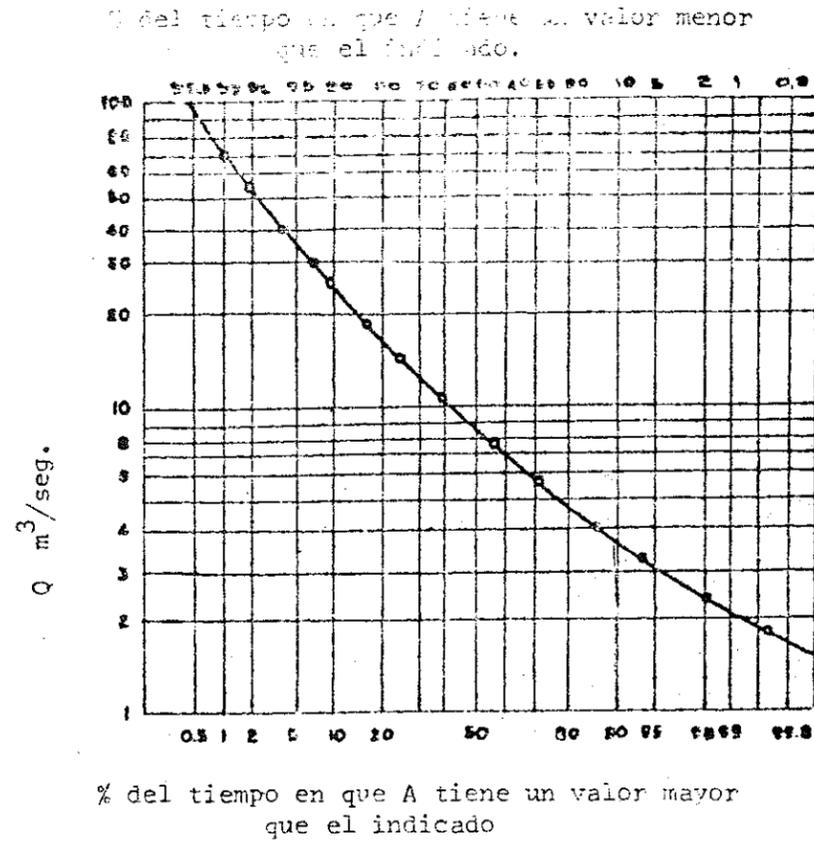


Fig. 7 Curva de duración en papel Log-Prob.
(Tomada de: Oelsner J. Introducción a la Hidrología de Aguas Superficiales. Servicio Nacional de Hidrología y Meteorología. Quito, 1965).

Uno de los grandes defectos de la curva de duración, es que la sucesión cronológica de los eventos, queda totalmente camuflada.

Curvas de frecuencias

En las curvas de frecuencias de gastos se aplican los mismos principios expuestos para las curvas de frecuencias de precipitación, teniendo cuidado que en los gastos, las series parciales presentan aún menos independencia que en el caso de la precipitación. En este tipo de estudio, se hace necesario diferenciar entre el gasto máximo-medio-diario y el gasto pico.

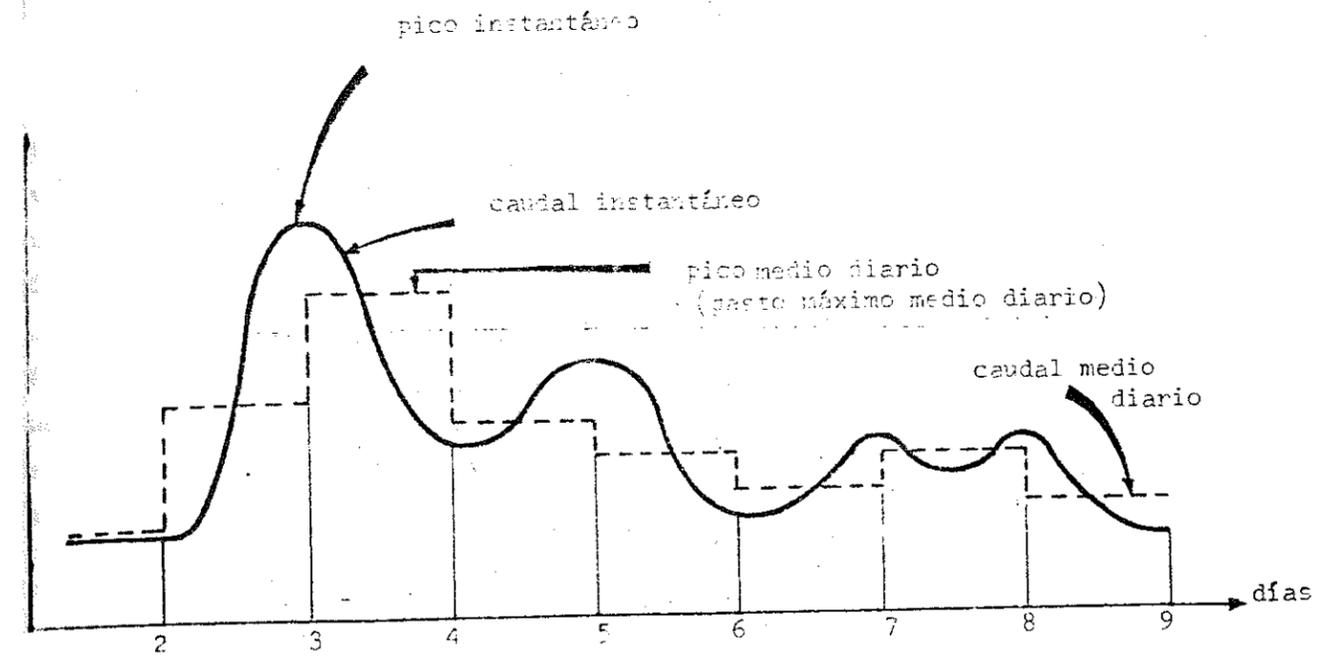


Fig. 7 Diferencia entre un hidrograma instantáneo de caudales y un hidrograma de gastos medios diarios.

Para el estudio de frecuencia si se cuenta con estadísticas cortas, es necesario tener noticias de eventos de magnitud grande que hayan ocurrido. Suponiendo por ejemplo que existe un período de registros desde 1955 hasta 1969, pero se conoce que en 1930 ocurrió una crecida excepcional de $1500 \text{ m}^3/\text{s}$. la cual constituye un período de retorno de 70 años.

2.4 CARTOGRAFIA Y TOPOGRAFIA

2.4 CARTOGRAFIA Y TOPOGRAFIA

2.4.1. RECOPIACION Y ANALISIS DE LA INFORMACION EXISTENTE

Cuando se está seleccionando un sitio para desarrollar un pequeño proyecto hidroeléctrico, deberá empezarse por recopilar toda la información existente y disponible tanto en las entidades estatales como particulares, en relación con la topografía, geología, hidrología así como sobre la situación socio-económica de las zonas que van a ser estudiadas. Toda esta información deberá ser ordenada, clasificada y analizada para evaluar su exactitud y confiabilidad y en esta forma poder establecer la magnitud de la información faltante y programar los estudios necesarios para completarla.

A este nivel del estudio, se requerirá de un plano de ubicación, que proporcione la posición geográfica de la localidad o localidades que utilizarán el servicio. Se debe recopilar datos relativos a obras de infraestructura tales como caminos de acceso incluyendo sus distancias a las poblaciones y características, así como los servicios comunales con que cuentan las poblaciones.

2.4.2. FUENTES DE INFORMACION CARTOGRAFICA

Normalmente se puede disponer de la siguiente información: mapas del país a escalas de 1:500,000 a 1:2,000,000, cartas nacionales a escalas de 1:25,000 a 1:200,000, fotografías aéreas a escalas de 1:10,000 a 1:60,000.

La mejor información cartográfica será la realizada por una entidad estatal, o por una compañía de reconocida solvencia contratada por el Estado.

Todas las cartas deben estar enlazadas a la red nacional de coordenadas y a hitos geográficos.

2.4.3. EVALUACION DE LA INFORMACION CARTOGRAFICA

Los mapas de un país, son generalmente mapas físico-políticos y cubren ampliamente la información que requiere un plano de ubicación que generalmente se refieren a la división política, ríos principales y carreteras, vías ferroviarias, telégrafo, teléfono, etc. Sirven por lo tanto para ubicar poblaciones, sus distancias de acceso y vías de comunicación.

Las cartas nacionales, por tener una mayor escala generalmente están referidas a un sistema de coordenadas que cubre todo el país y tienen información del relieve a base de curvas de nivel. Dependiendo de la escala de la carta, se pueden obtener con alguna aproximación la longitud de los canales, altura de los saltos y características topográficas e hidrológicas de los proyectos. Las cartas están apoyadas en una red geodésica y la información planimétrica y altimétrica provienen de trabajo de campo ejecutados por métodos convencionales y/o por métodos modernos utilizando las fotografías aéreas enlazadas con puntos controlados en tierra. Deben indicar claramente la escala, la fecha en que fueron dibujadas y el nombre de la entidad o persona responsable del trabajo.

Una información casi equivalente corresponde a cartas dibujadas a base de un levantamiento topográfico apoyado en una red de triangulación debidamente verificada. Este tipo de cartas son elaboradas generalmente por instituciones gubernamentales o por grandes compañías, para fines específicos.

Las fotografías aéreas constituyen un magnífico elemento para cualquier estudio de evaluación preliminar. Si las

fotografías han sido utilizadas para confeccionar las Cartas Nacionales, se puede hacer un análisis cualitativo de las áreas de interés pues, al permitir visualizarlas en tres dimensiones mediante la utilización de un estereoscopio de espejos u otro similar y dependiendo de la escala de la fotografía y de la habilidad para hacer fotointerpretación, se puede hacer una evaluación de alternativas previas a un recorrido de reconocimiento en el terreno. De igual forma puede hacerse una evaluación de tipo geológico.

A veces se dispone de levantamientos topográficos de algunas zonas, hechos con algún propósito específico como estudios de grandes centrales hidroeléctricas, posibles zonas de riego, etc, que pueden dar una información muy valiosa para los proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas. Los mapas a escalas pequeñas (1:25.000 o más) no proporcionan la información topográfica con el detalle suficiente para ubicar las obras de un proyecto pequeño. Por consiguiente, esta información faltante debe ser completada durante inspecciones de campo o mediante un levantamiento adicional cuando esto se considere necesario. Cuando la idea de una Pequeña Central Hidroeléctrica es aceptada como buena, se requiere de un plano con detalles generalizados de los recursos de posible utilización que será la base para un posterior estudio de reconocimiento.

Cuando la idea es convertida en proyecto, entonces se requiere de un plano con los detalles provenientes de un estudio de reconocimiento que muestre con la mayor claridad posible, las alternativas de aprovechamiento de los recursos.

2.4.4. REQUERIMIENTOS TOPOGRAFICOS PARA IDENTIFICACION DE PROYECTOS

La identificación de los posibles aprovechamientos deberá hacerse sobre mapas 1:25.000 ó 1:50.000 existentes, que contengan además de la red hidrológica total, curvas de nivel,

caminos y carreteras y las poblaciones más importantes de la zona. Sobre estos mapas se determinará la longitud de la conducción (canales, túneles, tubería de presión), de la línea de transmisión y de los caminos de acceso por construirse. Se establecerán las cotas de la posible toma, tanque de presión, casa de máquinas y otros puntos importantes. En las zonas que no dispongan de cartografía, esta información preliminar deberá obtenerse mediante métodos estereoscópicos de fotografías aéreas. Una vez definido el posible aprovechamiento hidroeléctrico, se completará y verificará la información de los mapas en la inspección de campo, o si el proyecto lo justifica, mediante un levantamiento topográfico a escala 1:1,000 o mayor según el tipo de obra.

Cuando el lugar carece de la información cartográfica que se ha esbozado, se procederá a la obtención de datos básicos mediante uno o varios trabajos de reconocimiento del área de influencia, a cargo de un profesional de reconocida experiencia tanto en el campo cartográfico como en el estudio de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, a fin de que exista consistencia y compatibilidad en la información que se obtenga.

Provisto de una brújula y un altímetro debidamente compensado y una máquina fotográfica, hará los recorridos necesarios hasta agotar las posibilidades de aprovechamiento del recurso. En esta etapa es indispensable el concurso de un geólogo.

A base de rumbos, distancias aproximadas y diferencias de altura, se puede confeccionar un croquis con el mayor detalle posible, complementado con una buena y profusa documentación de vistas fotográficas.

2.4.5. RECONOCIMIENTO DE CAMPO

Identificadas las poblaciones y los sitios posibles

para los aprovechamientos hidroeléctricos, deberá realizarse una visita de campo para observar tanto las cuencas como la ubicación de las obras. Esto es importante en especial para aquellas zonas para las cuales la información cartográfica y topográfica es muy escasa.

A este nivel no se trata de realizar un análisis exhaustivo del medio físico sino principalmente identificar los parámetros principales de proyectos específicos, es decir: caudal disponible y salto aprovechable.

Para proyectos individuales de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, se deben reducir al mínimo estos trabajos de reconocimiento de campo en razón de su elevado costo en relación con la inversión. Por esto se deben orientar los estudios del medio físico hacia la evaluación de cuencas y sub-cuencas, en forma tal que se pueda aprovechar y generalizar la información obtenida para aplicarla a conjunto de proyectos específicos, sin tener que realizar estas evaluaciones para cada proyecto.

El reconocimiento de campo requerirá por lo general de uno o dos días para visitar los sitios y para observar la ubicación de las principales obras. Este reconocimiento debe hacerse no solo de la población sino de toda el área para tener una idea global de la situación.

Además deberán realizarse los recorridos de los proyectos preseleccionados en gabinete, desde la toma hasta la central, en lo posible siguiendo la ruta de la conducción. Esto permite ratificar o modificar la implementación preliminar y la configuración conceptual del proyecto y llevar la estimación de costos a un nivel más alto de confiabilidad.

Este estudio de reconocimiento permite identificar los sitios más prometedores que justifiquen que se continúe con los

estudios a un nivel superior.

Deberá aprovecharse esta visita también para tratar de reunir información sobre la distribución de la población, la ocupación de los habitantes y sus necesidades, en especial de los requerimientos que puedan tener de energía eléctrica. Una anotación importante que debe hacerse es la existencia, longitud y calidad de los caminos de acceso.

El reconocimiento del medio físico de una cuenca debe cubrir los siguientes aspectos:

1. Topografía
2. Hidrología
3. Geología y Geotecnia

El alcance de este reconocimiento de campo dependerá de la abundancia y confiabilidad de la información con la que se disponga previamente en gabinete.

En lo que corresponde a los aspectos topográficos, durante el reconocimiento de campo es necesario verificar algunos datos que pueden discrepar con los que se tenía en gabinete. Para el sitio de toma se deberá obtener la pendiente del río con un clinómetro, el ancho del espejo de agua y en lo posible, la forma del perfil transversal. Se tomarán también las cotas con altímetro en la toma, en el tanque de presión, en la restitución después de la central y en otros puntos que se consideren importantes.

Se medirá la distancia de la conducción, o por lo menos se buscarán puntos en el terreno que puedan ser identificados en los mapas. Se determinará la orientación de las obras mediante una brújula. Es importante obtener en forma preliminar

o verificar el perfil de la caída y consecuentemente el salto bruto aprovechable, las longitudes de la tubería de presión y su ubicación, sus apoyos y accesorios. Para fines de una determinación preliminar del salto y perfil, deben utilizarse métodos sencillos que requieran un mínimo de instrumentación y calificaciones del personal que lo ejecuta.

Este trabajo puede ser realizado con el uso de un nivel o con un teodolito. Las distancias podrán ser medidas con cinta o taquimétricamente.

Para seleccionar los mejores sitios de cierre para la instalación de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, se tomará muy en cuenta su cercanía y accesibilidad. Estas se identificarán en los planos y durante la inspección de campo se verificará su conveniencia desde el punto de vista topográfico y geológico. La ubicación de estos sitios permite establecer, tanto la longitud de los caminos de acceso que será necesario construir a los sitios de las obras, como la longitud de la línea de transmisión necesaria desde la central hasta la población o centro de consumo.

Tanto la línea de transmisión como los caminos pueden representar rubros significativos en los costos. Las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas utilizan por lo general obras sencillas de derivación directa y obtienen su caída mediante el desarrollo de una conducción en túnel o canal abierto.

Los estudios que deben ser realizados consisten en la obtención de datos básicos indispensables y en la realización del prediseño y del cálculo de cantidades que conducen a la estimación de costos. Estos a su vez, son la base de la evaluación económica de los proyectos.

Criterios básicos son aquellas normas que se requieren para la obtención de datos de partida y para la elaboración de

anteproyectos, cálculo de volúmenes y estimaciones de costos y de las producciones energéticas. Es importante evitar un excesivo procesamiento de datos a partir de una información insuficiente, en especial en aspectos hidrológicos, geológicos y topográficos. La obtención de estos datos básicos y la realización de estudios debe reducirse al mínimo necesario con el propósito de minimizar el tiempo y los recursos disponibles.

La importancia de un determinado proyecto, o la insuficiencia de información detectada durante el diseño conceptual del mismo, pueden justificar estudios complementarios, que requieran la obtención o verificación de un mayor número de datos básicos que permitan realizar las modificaciones y ajustes necesarios, en función de las metas definidas en cada caso.

2.4.6. REQUERIMIENTOS TOPOGRAFICOS

Cuando se ha tomado la decisión de ejecutar el proyecto de una central, es imprescindible contar con la información topográfica adecuada. Esta información debe cubrir las siguientes áreas y a las escalas que se indican a continuación;

<u>AREAS</u>	<u>ESCALA</u>	<u>INTERVALO DE CURVA</u>
- Captación	1:200	0.50
- Canal de Aducción	1:2,000	2.00
- Desarenador	1:200	0.50
- Cámara de carga	1:200	0.50
- Aliviadero	1:200	0.50
- Caída	1:200	0.50
- Casa de máquinas	1:200	0.50
- Canal de descarga	1:2,000	2.00
- Caminos de acceso	1:2,000	2.00
- Líneas de transmisión	1:2,000	2.00
- Poblaciones	1:500	1.00

2.4.6.1. Características del Levantamiento Topográfico

La topografía será ejecutada para que el proyectista pueda desarrollar los planos de diseño necesarios para la construcción de las obras civiles y electromecánicas de la central. Reunirá las siguientes características:

- a) Estará apoyado en una poligonal cerrada. Si la longitud del canal es menor de 2 kilómetros, el cierre será taquimétrico; para longitudes mayores, el cierre se hará a base de mediciones de precisión de distancias y ángulos.
- b) Tendrá orientación, referida al sistema de coordenadas de la red geodésica nacional.
- c) La nivelación estará referida a los valores de un Bench Mark de la línea de niveles de la red nacional.
- d) El relleno taquimétrico se hará con una densidad razonable de puntos, de tal manera que los detalles del terreno resulten representados convenientemente a la escala utilizada.
- e) Los planos serán dibujados en cartulina del tipo canson, previamente cuadrículada con líneas espaciadas 10 centímetros. A cada línea se le asignará el valor de la coordenada correspondiente.
- f) Se adoptará un tamaño para las hojas a base del cual se preparará un índice. Del original en cartulina canson se copiará en el tamaño escogido para cada hoja en papel transparente para obtener las copias azlid que se deseen.

2.4.6.1.1 Especificaciones

Es de carácter básico contar con especificaciones

para la ejecución de los trabajos de campo:

- Rango de precisión de las medidas de distancia
- Rango de precisión de las medidas de los ángulos
- Tolerancia en los cierres de nivelación entre BMs. colocados a cada 500 metros.
- Densidad de puntos taquimétricos
- Rango de lecturas sobre la estadia

De igual modo, es necesario contar con especificaciones para los trabajos de gabinete:

- Dimensiones de las láminas
- Escalas
- Intervalo de curvas
- Precisión de los cálculos

2.4.6.1.2. Equipo

El equipo requerido para los levantamientos topográficos de mini y micro centrales, podría ser el siguiente:

- 1 Teodolito taquímetro
- 1 Nivel
- 1 Juego de miras, jalones, winchas, etc.

Tratándose de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas el instrumental puede ser incrementado con:

- 1 Teodolito al segundo
- 1 Distanciómetro

2.4.6.2. Dimensiones de las Areas y Franjas Topográficas

Para el diseño de las obras de captación el área es

función de la configuración del lugar elegido; pero, en general cubrirá al menos 50 metros a lo largo del cauce y en las márgenes, hasta 5 metros por encima del nivel de captación.

Para el canal se necesita una franja no mayor de 10 metros a cada lado del eje, si es que no está contemplado construir la plataforma de acceso. En caso contrario, la franja será de 15 metros a cada lado del eje como mínimo.

El eje del canal será ubicado de acuerdo a la línea de gradiente y será estacado cada 20 metros. Si se considera que el canal debe ser trazado, entonces cada estaca será nivelada y en cada una se tomará la sección transversal correspondiente.

Para el desarenador bastará incrementar el ancho de la franja del canal en un 25% a 30% en una longitud de 50 metros. Se puede asumir el mismo criterio para la cámara de carga.

El aliviador suele ubicarse para que las demasías sean devueltas al río por una quebrada cercana que no requiera canalización. En todo caso se hará un levantamiento en una franja de 10 metros de ancho.

La caída o salto suele representarse en un eje con topografía de 10 metros a cada lado y un perfil longitudinal con suficiente detalle para el diseño de la tubería de presión, los apoyos y los anclajes.

El plano para la casa de máquinas es el más detallado y puede abarcar un área de 50 x 50 metros, de modo que incluya las áreas de acceso para el manipuleo de las maquinarias.

El canal de descarga debe ser trazado en el terreno con el mismo criterio que el canal de conducción.

2.4.7. DEFINICIONES Y CONSIDERACIONES GENERALES

Cartografía.- Arte y ciencia de hacer mapas, cartas, globos y modelos de relieve.

Mapa.- Representación selectiva, simbolizada y generalizada de un área grande, usualmente de la superficie de la tierra, a escala pequeña.

Carta.- Es un mapa usado para navegación aérea o para navegación marítima. También toman este nombre los mapas o diagramas de propósitos específicos. Las llamadas Cartas Nacionales, generalmente confeccionadas a escala 1:100,000; 1:50,000; 1:25,000, son mapas que contienen información de relieve a base de curvas de nivel.

Globo.- Es un cuerpo esférico pequeño que, en cartografía, representa la tierra.

Modelo de Relieve.- Es la representación de una porción del terreno a escala, con las dimensiones verticales de la configuración de sus valles, cerros, picos y demás formas.

Azimuth.- Angulo horizontal, medido en el sentido de las agujas del reloj, del sur de 0° a 360°.

Proyección Azimutal.- Proyección de una parte del globo sobre un plano, a partir de un punto de referencia.

Barómetro.- Instrumento para medir la presión atmosférica

Barómetro Aneroide.- Usa el vacío en una caja y son denominados altímetros.

Batimetría .- Medida de las profundidades en los océanos, mares, lagos y ríos, con fines de obtener el relieve.

Curva de Nivel.- Línea imaginaria en el terreno cuyos puntos se encuentran a la misma elevación con respecto a un dato específico de la superficie.

Intervalo de Curva.- Diferencia de elevación entre dos curvas de nivel consecutivas.

Cuadrícula.- Llamado también reticulado, es un sistema de líneas paralelas espaciadas uniformemente que se intersectan perpendicularmente.

Control Terrestre.- Sistema de control de estaciones establecidas por métodos geodésicas. El control horizontal se establece por triangulación y el control vertical por nivelación diferencial o por medida de ángulos verticales.

Datum .- Elemento de referencia que puede ser una línea o un plano cuya posición está referida a otros elementos.

Diapositiva.- Fotografía positiva en vidrio o película, usada en restitución fotogramétrica.

Escala.- Relación entre una distancia en el mapa y la correspondiente distancia en el terreno.

Fotogrametría.- Ciencia y arte para obtener medidas confiables para confeccionar mapas a partir de fotografías.

Fotograma.- Fotografía obtenida con una cámara métrica.

Marca Fiducial.- Marcas en los extremos opuestos de un fotograma, utilizadas para determinar el "punto principal".

Visión Estereoscópica.- Proceso mental por el cual se fusionan las imágenes de los dos ojos dando una impresión tridimensional.

Estereoscopio.- Instrumento para obtener visión estereoscópica.

Fotointerpretación.- Habilidad para reconocer e identificar la información cualitativa de las imágenes fotográficas.

Latitud.- La distancia del arco desde la línea ecuatorial medida en grados.

Longitud.- La distancia del arco desde un meridiano principal, medido en grados.

Esferoide.- Figura matemática que en forma y medidas se aproxima al geoide y es usado como superficie de referencia en geodesia.

Geode.- Forma de la tierra considerada como la superficie del nivel medio del mar extendida en forma continua debajo de los continentes.

Geodesia.- Ciencia que trata matemáticamente la forma y medida de la tierra y la posición de puntos, líneas y áreas contenidas en ella.

Gradiente.- Un ángulo de inclinación con respecto a la horizontal. La gradiente de un río es su perfil a lo largo de su curso.

Leyenda.- Explicación de los símbolos utilizados en un mapa.

Clasificación de los Mapas.- Con respecto a la escala y contenido, los mapas pueden ser clasificados en la forma siguiente:

- Mapas generales:

- a) Mapas topográficos elaborados a escala grande y mediana conteniendo información general y relieve.
- b) Mapas planimétricos de las mismas características anteriores, pero sin relieve.
- c) Mapas representando grandes regiones, países, continentes o todo el mundo a escala mediana y pequeña. Los Atlas pertenecen a esta clase.
- d) Mapas del Mundo conteniendo información general.

- Mapas especiales:

- a) Cartas de navegación marítima o aérea a escala mediana
- b) Mapas temáticos: Geológicos, Forestales, Viales, Estadísticos, Arqueológicos, etc.
- c) Mapas de uso de la tierra
- d) Mapas de ciudades

- e) Mapas políticos, físicos
- f) Mapas de ciencias varias
- g) Mapas para ilustraciones y advertencias
- h) Mapas catastrales, elaborados a escala grande, que muestran los linderos de las propiedades.

Topografía.- Ciencia, artísticamente ejecutada, de medir las características físicas de la superficie de la tierra y el arte científicamente controlado de delinearlas. La topografía está estrechamente vinculada a la geodesia y a otras ingenierías de medición.

Mapa topográfico.- Mapa que muestra toda la información de los objetos naturales y artificiales, incluyendo el relieve del terreno, razonablemente de acuerdo a la escala utilizada.

Escala de los Mapas Topográficos.- Los mapas topográficos, llamados también planos topográficos, se confeccionan generalmente a escalas grandes, porque en la mayoría de los casos están destinados al desarrollo de proyectos de ingeniería. Se dice que la escala es grande cuando su rango se encuentra entre 1:5,000 y 1:10. En el caso de pequeñas centrales el rango varía desde 1:2,000 a 1:100.

2.5. ELEMENTOS DE GEOLOGIA, GEOTECNIA GEOMORFOLOGIA Y ECOLOGIA

2.5. ASPECTOS GEOLOGICOS Y GEOTECNICOS

2.5.1. INTRODUCCION

El notable incremento que experimentaron, en el pasado inmediato, el volumen y tamaño de las construcciones en roca hizo indispensable la necesidad de intensificar la investigación y conocimiento de las características geológicas de los materiales naturales involucrados en dichas obras.

En efecto, las características físicas y mecánicas de los materiales rocosos que participan en una obra civil dependen de su origen y de los procesos geológicos posteriores que han actuado sobre ellos.

El papel de la Geología aparece entonces evidente, aún más si se considera que dichos materiales pertenecen a un determinado medio geológico o, han sido extraídos de él.

El modo de influenciar las características naturales de la roca sobre el diseño, construcción y operación de las obras, resulta un conjunto de temas muy complejos que, incluso, pueden abarcar varias ramas de la ingeniería tales como: la Ingeniería Civil, Geotécnica y Geología.

En el presente documento se discute algunos elementos de Geología, Geotecnia, Geomorfología y Ecología, directamente relacionados con el diseño de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas (PCH).

Se intenta orientar la discusión, antes que mediante una separación en cuatro subtemas, a través de una discusión integral de los correspondientes conceptos, por

otro lado interrelacionados entre sí y por lo tanto difíciles de separar.

Este enfoque es válido en general para la investigación Geotécnica de toda obra de Ingeniería Civil, pero tiene mayor validez en el caso de las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. En las PCH, su pequeña magnitud por un lado, y la necesidad de hacer un enfoque regional por otro, hace indispensable la realización de un estudio integral, de mayor efectividad, y de menor costo.

Una ventaja adicional es la de que este enfoque integral asegurará una cabal comprensión de los problemas geotécnicos involucrados en un proyecto, y la incorporación en el diseño de sus adecuadas soluciones; se plantea la conveniencia de una investigación de cuencas o subcuencas y de una zonificación geotécnica, como enfoque más efectivo para pequeñas Centrales.

El replanteamiento del tema que se propone hacer, podría definirse entonces como "La investigación Geotécnica en el diseño de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas".

2.5.2. JUSTIFICACION Y ALCANCE DE LAS INVESTIGACIONES PARA PCH

Sin embargo, el presente trabajo aspira a llamar la atención sobre los aspectos más destacados y significativos como son las Discontinuidades Geológicas y la Meteorización, como factores importantes que afectan las condiciones de trabajo en la construcción de las obras civiles.

2.5.3. LA INVESTIGACION GEOTECNICA

Aceptado lo anterior, es necesario revisar el concepto

de la investigación Geotécnica, como un proceso contínuo que se inicia a nivel del estudio preliminar y culmina finalmente con el control de la operación del proyecto.

La investigación cubrirá entonces, las siguientes etapas de un proyecto:

1. Estudio preliminar,
2. Estudio de Prefactibilidad,
3. Estudio de Factibilidad,
4. Diseño,
5. Construcción; y
6. Operación.

La aceptación de este esquema es generalizada, existe un consenso a nivel de los países sub-desarrollados, de que no es siempre necesario que las anteriores etapas sean independientes. Este criterio está condicionado al tipo de proyecto o la modalidad de análisis elegida, aunque la decisión final estará todavía condicionada a las exigencias de los entes de crédito nacionales o internacionales.

El conflicto que se presenta con frecuencia es el de la factibilidad económica vs. la función social de la obra, conflicto que debe ser definido a nivel de Políticas.

En el caso concreto de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, amerita la necesidad de eliminar ciertas etapas, limitándolas a las siguientes:

1. Estudio preliminar de factibilidad,
2. Diseño,
3. Construcción; y

4. Operación.

Se limitará la discusión a plantear cuales son las condiciones y características que deberá tener la investigación geotécnica en general y luego su aplicabilidad a las denominadas Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

El objetivo específico de toda investigación geotécnica es el de maximizar el conocimiento de las condiciones y propiedades del terreno en que se proyecta la implantación de una obra de ingeniería, al menor costo posible y a la brevedad posible. Estos variarán evidentemente de acuerdo con las condiciones del sitio de terminado, y a la habilidad del ingeniero geotécnico de seleccionar el método, o la combinación de métodos más adecuados para la investigación del subsuelo.

Todos los métodos de investigación geotécnica tienen limitaciones, debiendo ser utilizados en conjunto y dentro de un fuerte esquema o marco geológico.

El ingeniero geotécnico tiene que estar consciente de las limitaciones de los métodos e instrumentos. Muy frecuentemente los fabricantes, y también los ingenieros, sobrevaloran la capacidad de los métodos e instrumentos.

El uso simultáneo de dos o más métodos permitirá su mutuo control, complementándose sus limitaciones.

La investigación geotécnica deberá ser un proceso contínuo y creciente en profundidad, desarrollándose a manera de vueltas (loops), (Stevenson and Moore, 1976) (15) en cada una de las cuales se profundiza la investigación, de los problemas que se presentan, hasta poder determinar con razonable certeza las caracte-

rísticas y magnitud de los factores geotécnicos presentes, su interrelación, y su influencia en las obras proyectadas.

El esquema geológico de que se habla arriba, implicará conocimientos de la Geología Histórica, la Geomorfología, la Estratigrafía y la Geología Estructural del área; ello permitirá al Ingeniero Geotécnico inferir los factores geotécnicos posibles y los problemas involucrados, orientándolo en la selección de los métodos de investigación más apropiados, en cada vuelta (loop) a realizarse, y en la elaboración del programa de ensayos en sitio y en laboratorio que deban efectuarse (en caso de ser necesarios), a fin de poder evaluar las propiedades geomecánicas de los materiales geotécnicos involucrados.

Es difícil definir una "Investigación Geotécnica adecuada", porque ello dependerá de las características en cada sitio.

Existe siempre la posibilidad de no detectar un factor crítico, aún con un programa de investigación bien planeado; un programa de investigación geotécnica adecuado deberá por tanto minimizar esta posibilidad.

El Ingeniero Geotécnico deberá esforzarse al máximo para poder determinar las condiciones geotécnicas detalladas de un sitio, pero más aún para poder interpretar apropiadamente sus efectos en el comportamiento de la obra de ingeniería.

Las fallas de tipo geotécnico de las obras hidráulicas de ingeniería muestran a lo largo del tiempo, y para diferentes condiciones, dos casos bien diferenciados:

1er Caso: Factores no detectados:

- a) Factor pequeño
- b) Limitación de los métodos de investigación,
- c) Investigación insuficiente

2do Caso: Mala interpretación de la información

En los proyectos pequeños (8-12), lo mismo que en los grandes (2), las mayores fallas corresponden a problemas geotécnicos, e hidrológicos.

Ortíz (12) reporta fallas en proyectos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos de México, debidas a las siguientes causas.

Problemas geotécnicos del vaso o boquilla	40%
Problemas hidrológicos	40%
Otros problemas	20%

Martínez (8) analiza fallas en proyectos pequeños de la Secretaría de Agricultura y Ganadería de México y señala también que las principales causas son dos: hidrológicas y geotécnicas.

Estas últimas se identifican como: Tubificación, agrietamiento, grietas en el vaso y deslizamiento de taludes.

2.5.4. LA INVESTIGACION GEOTECNICA EN LOS PROYECTOS PEQUEÑOS

Una revisión de buena parte de la literatura relacionada con pequeñas Centrales Hidroeléctricas permite evaluar las tendencias respecto a su investigación geotécnica.

En el Simposio de México (24) hay contribuciones muy interesantes y valiosas, sin embargo en la mayoría de ellas se subestimaba las investigaciones geotécnicas, se analiza tan solo la factibilidad de obtener el volumen de agua requerido, la selección morfológica del sitio, la disponibilidad de materiales de construcción, la permeabilidad, la estabilidad de taludes y los métodos constructivos.

En muchas ocasiones, poco o ningún estudio geológico ha sido efectuado en programas de pequeños Proyectos Hidroeléctricos (8,10).

Se ejecuta algo de estudios de suelos y se hace solo la suposición de roca dura o suelo. En casi todos los estudios se ha enfatizado los problemas de materiales y métodos de construcción.

De la bibliografía consultada, se nota en general una tendencia a preguntar ¿cual de los métodos de investigación se puede utilizar? ¿donde se puede ir en los riesgos a tomar?.

Se podría plantear varias respuestas a estas preguntas. La una sería, la de mantener el nivel geotécnico de la investigación en base a paquetes de proyectos, esto es efectuar el estudio de un conjunto de proyectos pequeños en una misma cuenca o subcuenca.

Otra respuesta no excluyente de la anterior, sino más bien complementaria, sería de suplir los pocos datos bibliográficos previos o actuales posibles (nivel o profundidad de la investigación) con un criterio Ingenieril agudo (Marsal,1).

Esta segunda respuesta, como muy bien lo apunta el

mismo Marsal, implica el hecho de que la falta de información sobre Cimentaciones hace correr un riesgo al Ingeniero (y obviamente al pueblo contribuyente).

Los proyectos pequeños implican que con la menor inversión de dinero se obtiene un máximo de conocimientos. Pero por ningún caso esto debe entenderse como que se debe escatimar gastos necesarios o indispensables para su ejecución.

El conflicto que se le presenta al Planificador de pequeñas Centrales Hidroeléctricas, es el de tener que escoger entre: Costo elevado de los estudios detallados geotécnicos e hidrotécnicos; y

Elevación de costos de construcción al diseñar obras con factores de seguridad elevados.

Estos factores de seguridad elevados intentarán cubrir el desconocimiento de importantes factores geotécnicos que pueden estar presentes en un sitio determinado.

A estos, Ralph Peck los llamó "Coeficiente de Ignorancia".

No se debería desdeñar como alternativa válida, aquella que planteara Terzaghi para estudios en terrenos de características altamente heterogéneas, como los depósitos glaciales, donde cualquier investigación por detallada que fuese, sería siempre insuficiente.

El método de "observación" como lo llamó Terzaghi y fue aplicado en los estudios para la Presa Vermellón consistió en minimizar la investigación, y efectuar

un diseño suficientemente flexible para que pueda ser modificado en el período de construcción, de acuerdo con los factores geotécnicos que se encontrasen en el terreno. Esta inquietud queda aquí planteada y es solamente el Ing. el que en cada caso particular deberá tomar las decisiones.

En general, se planteará a continuación dos conclusiones, que son clara conciencia entre los Ingenieros que trabajan en Pequeñas Centrales Hidroeléctricas en todo el mundo:

1. Es necesario y conveniente que se efectúe estudios regionales, antes que proyectos individuales; y
2. Es conveniente la participación de ingenieros geotécnicos de vasta experiencia, lo que solo resulta económicamente posible, al efectuar estudios regionales.

2.5.5. EL TERRENO

El terreno, denominación genérica con la que se llama la parte exterior de la corteza terrestre donde el ingeniero inserta sus obras, está constituido por dos tipos básicos de materiales: roca y suelo.

Ambos materiales son agregaciones de partículas: cristalinas o amorfas, todas ellas producto del proceso geológico de alteración o cambio de la corteza terrestre.

El Ing. Geotécnico desarrolla sus actividades en directa relación con dichos materiales, y específicamente en relación con sus propiedades físico-químicas y en especial su comportamiento geomecánico ante la acción de

fuerzas o solicitaciones que le son transmitidas por las obras de ingeniería, o los procesos tendientes a su construcción.

Se encuentra también el Ing. Geotécnico involucrado en la búsqueda y localización de materiales con propiedades geomecánicas adecuadas para la construcción de dichas obras.

Requerirá por lo tanto de conocimientos suficientes de geología de la mecánica de suelos.

2.5.6. DEFINICION DE ROCA

Del modo más general, el término "roca" se aplica a todos los constituyentes de la corteza terrestre. Se puede hablar entonces de rocas "consolidadas" y de rocas "no consolidadas" o suelos. En estas definiciones resulta evidente una fuerte influencia naturalista.

Para un ingeniero civil, en cambio, el término roca es factible de aplicarse solamente a las formaciones duras y sólidas de la corteza terrestre. Los suelos aparecen así como un producto de la desintegración de la roca (sedimentos no consolidados).

Un concepto más simplista enuncia que "roca es un material granular compuesto de granos y material cementante". Dicho material cementante puede ser ferruginoso, calcáreo, arcilloso o silíceo y como es obvio se le encuentra cementando o aglutinando a los granos minerales.

Entonces podría decirse que la roca es una substancia granular, anisotrópica y heterogénea, que ocurre

naturalmente y que está compuesta de elementos de material cristalino o amorfo, que se hallan íntimamente unidos por un material cementante que provoca una ligazón hasta los términos moleculares o iónicos.

Para un constructor que trabaja sobre o dentro de las rocas, el término "roca" representa un material firme y cohesivo o una substancia consolidada que no se la puede excavar manualmente.

La roca es un material que tiene múltiples propiedades como cualquier otro. Frecuentemente en los diseños de ingeniería se ha asumido de manera arbitraria que la roca es un medio homogéneo o isotrópico aunque en la realidad ocurra exactamente lo contrario.

Múltiples y lamentables fracasos reseñados en varios casos históricos estuvieron asociados con esta idea, por lo que resultaría más adecuado tener presente que la roca es un material extremadamente complejo, precisamente por sus características naturales de anisotropía y heterogeneidad.

Una roca competente es aquella que tiene suficiente resistencia para transmitir una fuerza de compresión bajo ciertas condiciones establecidas; por el contrario, las rocas con suficiente plasticidad para deformarse sin llegar a la falla, son incompetentes.

Las cuarcitas, areniscas y las rocas ígneas son relativamente competentes bajo cualquier condición. Las lutitas y pizarras son generalmente incompetentes.

Un terreno competente es aquel que no necesita de soportes en un túnel que lo atraviese.

Roca Intacta es aquella de la cual pueden extraerse núcleos o testigos que no presenten aspectos estructurales tales como juntas, planos de foliación de estratificación, laminaciones y zonas cizalladas.

La masa de roca es la roca "in situ" en la cual están presentes la substancia rocosa y las discontinuidades estructurales.

La substancia rocosa puede definirse como el conjunto de partículas aglomeradas por un cemento que se encuentran en cualquier discontinuidad estructural de la roca.

2.5.7. CLASIFICACION DE LAS ROCAS

Las capas superiores de la corteza terrestre, accesibles a la construcción de las obras de Ingeniería Civil, presentan una gran diversidad petrográfica y estructural, que involucran variaciones en cuanto a sus propiedades resistentes. La necesidad de clasificar a las rocas aparecería entonces evidente.

Las rocas pueden clasificarse de acuerdo con varios principios dentro de sistemas definidos, algunos de los cuales se citan a continuación.

Por su origen

Por sus características geológicas y litológicas

Por sus propiedades ingenieriles

Por una combinación de las anteriores

2.5.7.1. Por su origen

Considerando su génesis o modo de originarse, las rocas se clasifican en tres grandes grupos:

- Rocas Igneas
- Rocas Sedimentarias
- Rocas Metamórficas

Las rocas Igneas se forman a partir del enfriamiento y solidificación de magmas procedentes de niveles inferiores de la corteza terrestre o del manto.

Las Rocas Sedimentarias se originan por la deposición de partículas provenientes de la destrucción de otras rocas o por la acumulación de restos de plantas y animales que han sido transportados por el agua o el viento, sufriendo una solidificación posterior.

Las Rocas Metamórficas se forman cuando se producen, sobre las rocas pre-existentes, fenómenos de recristalización en estado sólido debido a la presencia de altas presiones y temperaturas.

2.5.7.2. Por sus características geológicas y litológicas

La Litología es el estudio de las características físicas de las rocas; se encuentra afectada por la composición mineralógica y por la textura junto con un término descriptivo tomado de algún sistema aceptado de clasificación de las rocas. Por ejemplo: granito

caliza, micaesquisto , etc.

2.5.7.3. Por sus propiedades ingenieriles.-

Esta clasificación se basa en dos importantes propiedades de las rocas; la resistencia a la compresión simple y el módulo elástico (módulo tangente para un nivel de esfuerzos igual al 50% de la resistencia última o la compresión simple).

Fue propuesto por DEERE y MILLER en 1968 y se aplica para roca intacta y roca "in situ". El término roca intacta presupone un muestreo con recuperación de testigos o núcleos.

TABLA 1. CLASIFICACION DE LA ROCA INTACTA (DEERE Y MILLER)

Basada en la resistencia a compresión simple

CLASE	DESCRIPCION	RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE (kg/cm ²)
A	Resistencia Muy alta	> 2 250
B	Resistencia Alta	1120-2250
C	Resistencia Media	560-1120
D	Resistencia Baja	280- 560
E	Resistencia Muy Baja	< 280

Se puede notar que las categorías de resistencia siguen una progresión geométrica. La línea divisoria entre las categorías A y B se ha fijado en 2250 kg/cm² que corresponde al límite superior de resistencia de las rocas más comunes.

TABLA 2

Basada en la Relación de Módulos

CLASE	DESCRIPCION	RELACION DE MODULOS E/σ_c
H	Elevado Módulo	500
M	Módulo Medio	200-500
L	Módulo Bajo	200

Según este sistema las rocas se clasifican conjuntamente por su resistencia a la compresión simple y relación del módulo, en AM, BL, BH, CH, por ejemplo.

Sin embargo, la clasificación completa debería incluir también la descripción litológica en vista que se ha comprobado que no se puede prescindir de ella, principalmente debido a que existe una gama de valores para cualquier tipo de roca donde queda comprendido el de cualquier propiedad mecánica.

Para algunas propiedades mecánicas y para algunos tipos de rocas este intervalo de variación puede ser enorme; para otras bastante pequeño.

Así tenemos que, la resistencia a la compresión simple de una caliza puede variar entre 350 a 2 500 kg/cm² mientras que para la sal gema esta variación sería solamente de 200 a 350 kg/cm².

Entonces, debería clasificarse a una roca considerando sus propiedades resistentes y su litología, por ejemplo, diciendo: CALIZA, alta resistencia, elevado módulo relativo (BH); grano fino, densa, uniforme.

2.5.8 DEFECTOS MECANICOS DE LAS ROCAS

Todas las propiedades de la masa de roca pueden ser reunidas en dos grandes grupos denominados:

- a) De gran escala
- b) De pequeña escala (microescala)

Las propiedades en gran escala son esencialmente inherentes a la masa de roca, mientras las de pequeña escala corresponden a las de la substancia rocosa.

Evidentemente, todas estas propiedades mantienen una íntima relación con los procesos geológicos.

Dentro de las características fundamentales de una masa de roca resalta, por su importancia, la de presentar planos de discontinuidad o discontinuidades que no son más que superficies a lo largo de las cuales las propiedades mecánicas de dicha masa, sufren un notable deterioro. A dichos planos se les denomina también defectos naturales o debilidades de las rocas.

La mala calidad de las propiedades físicas de una masa de roca afecta a las operaciones de construcción subterránea dentro de ella y al comportamiento de las estructuras emplazadas sobre o dentro de la roca.

Sin embargo, las masas de roca independientemente de su tipo tienen más o menos claros defectos mecánicos que, como queda dicho influyen adversamente en su resistencia y, por lo tanto, en las operaciones constructivas.

Dichos defectos son comunes a prácticamente todas las rocas y son fundamentalmente los siguientes:

2.5.8.1 Planos de estratificación, esquistosidad, laminaciones, etc.

2.5.8.2 Fracturas

2.5.8.3 Planos y zonas de falla

2.5.8.4 Pliegues

2.5.8.5 Cavidades y vacíos

2.5.8.6 Vetas e intercalaciones de rocas plásticas, débiles e inestables.

2.5.8.7 Antiguos planos de deslizamiento y otros potenciales débiles e inestables.

Los planos o zonas de debilidad en las rocas pueden clasificarse en Existentes y Potenciales.

2.5.8.1 PLANOS DE ESTRATIFICACION

Constituyen las superficies de separación de los depósitos en capas sucesivas tales como las rocas sedimentarias. Estas superficies o planos aíslan a las capas, lechos o estratos individuales.

La estratificación tiene que ver con la disposición en capas de los materiales geológicos, claramente separados a lo largo de los planos de estratificación; o también a causa de algunos procesos geológicos como por ejemplo la interrupción de la depositación u otros cambios que la afecten.

Las unidades menores, de espesor igual a 5 mm o menos interestratificadas, se denominan láminas. El depósito que las contiene es laminado.

Se denomina Roca Esquistosa a cualquier roca cristalina cuyos constituyentes minerales tienen una disposición más o menos paralela.

2.5.8.2 FRACTURAS

Una fractura es una discontinuidad que se encuentra dentro de una determinada masa de roca que no está afectada por movimiento diferencial ni orientada bajo un sistema preferencial. Pueden estar abiertas o cerradas

pero nunca soldadas y, también, pueden haberse originado por efecto del trabajo con explosivos. En cuanto a su magnitud existen fuertes diferencias; así podemos encontrar fracturas que se extienden por kilómetros con un ancho proporcional, así como microfracturas o fracturas microscópicas.

En todo caso, estas discontinuidades de la masa de roca siempre constituyen un excelente conducto para la circulación del agua, meteórica y subterránea.

Las Juntas son fracturas simples que tienen un origen común a la masa de roca; se presentan en sistemas o familias y nunca aisladamente. Su principal característica constituye también la ausencia de movimiento diferencial entre los planos.

Si es que los planos de la junta se encuentran separados frecuentemente se utiliza el término Fisura.

Sin embargo, el término más comunmente utilizado para designar a las fracturas es el de Junta.

Además de alguna característica ya mencionada para las Juntas, se debe resaltar el papel que desempeñan en los procesos de alteración de la roca; en efecto la meteorización está controlada primordialmente por la presencia de juntas.

Estos planos de discontinuidad se originan por esfuerzos de tensión, resultantes de varios procesos geológicos tales como: el enfriamiento de una magma o de un flujo de lava (Juntas de Enfriamiento), alivio de tensiones que se presenta al eliminarse el confinamiento durante la conformación de las paredes de un valle (Juntas de Decompresión, etc.)

Pueden ser abiertas o cerradas; una junta es cerrada cuando sus paredes están en contacto lo que les hace difíciles de ser reconocidas. Aún así constituyen superficies a lo largo de las cuales no existe resistencia contra la separación (resistencia al corte y a la tracción).

Además pueden ser contínuas o discontínuas. Debido a que las juntas representan una de las principales causas de las sobreexcavaciones y que, además, representan planos potenciales de deslizamientos o de acceso de agua, siempre deben merecer una cuidadosa atención aún desde los programas exploratorios.

Generalmente las juntas subdividen a una masa de roca en bloques individuales en forma de una red tridimensional que le convierte en un conjunto de bloques, más o menos cúbicos, sin cemento y sin cohesión que se asemejaría a un muro de mampostería sin argamasa.

Los sistemas de juntas son determinantes respecto a la facilidad que puede presentar la roca para los procesos de excavación, en función de los equipos y la técnica de voladura a utilizarse.

Tratándose de las canteras, el espaciamiento entre juntas va a determinar el tamaño máximo de los bloques de roca sana que pueden obtenerse de ellas.

Se han hecho varios intentos de establecer algún método racional que permita evaluar los efectos de las juntas sobre la calidad de la masa de roca, sin duda el más difundido y utilizado es el RQD (Rock Quality Designation) propuesto por DU DEERE que resulta bastante satisfactorio dentro de un análisis cualitativo.

Adicionalmente se conoce un método experimental para evaluar el efecto de las juntas sobre las propiedades resistentes de las rocas (POPOC 1968). Según este, el coeficiente de debilidad representa la relación entre la fuerza cohesiva en una roca con discontinuidades (debilidad) y la fuerza cohesiva en la misma roca cuando no presenta visibles trazas de dicha debilidad.

El valor numérico del coeficiente de debilidad varía entre 0 (para una masa de roca que presenta una densa red de fracturas, en todas las direcciones, que definen bloques sin cemento) y 1.0 para rocas monolíticas sin evidencias de discontinuidades (roca intacta).

Resultan también dignos de mencionarse los planos y zonas potenciales de debilidad artificialmente creados dentro de una masa de roca; estos pueden producirse, por ejemplo durante una intensa operación de voladura.

Los efectos indeseables que producen pueden equiparse a los de las juntas naturales; sin embargo, han sido hasta ahora realmente poco estudiados.

De modo general también se puede considerar a las fallas como fracturas, solamente considerando que en tal caso resulta imprescindible la existencia de un movimiento diferencial a lo largo del plano de fracturamiento.

2.5.8.3 PLANOS Y ZONAS DE FALLA

Si es que la masa de roca, en los lados opuestos de una ruptura, muestra evidencias de un movimiento diferencial esa discontinuidad es una falla.

Falla Normal cuando el respaldo alto (hastial) de un bloque ha sufrido un movimiento relativo hacia abajo.

Falla Inversa cuando el hastial de un bloque presenta un movimiento relativo hacia arriba.

En la ingeniería de rocas se debe distinguir entre fallas activas y fallas pasivas o muertas.

Una falla activa es una en la cual ha ocurrido movimiento diferencial en épocas históricas. Por contraposición, una falla pasiva no presenta evidencias de que se haya movido en épocas históricas, sin embargo conserva su potencial pues, por ejemplo, debido a un sismo podría reactivarse.

Bajo cargas estructurales estáticas o dinámicas una masa de roca puede deslizarse fácilmente a lo largo de los planos superficies de falla. Entonces, se puede ratificar el peligro que representa para los trabajos de ingeniería.

En el caso que la roca tuviera algunos defectos mecánicos primarios tales como los planos de estratificación o de clivaje, las juntas y las fallas constituyen una fuente adicional de debilidad.

2.5.8.4. Pliegues

Un sistema de roca estratificado, que originalmente se encuentre en posición horizontal, puede ser plegado hasta cualquier grado de intensidad por efecto de las fuerzas tectónicas que actúan tangencialmente a la corteza terrestre.

La naturaleza de las rocas y su resistencia determinan si un estrato puede llegar a plegarse o romperse, bajo la acción de esfuerzos compresión.

Las fallas ocurren en regiones con perturbación tectónica y representan en sí mismas el resultado de dicha perturbación que afecta a las rocas formando zonas de debilidad.

Mecánicamente representan una falla al corte originada por esfuerzos de tensión, de compresión o de torsión, actuantes sobre una masa de roca.

A lo largo del plano de falla se provoca un plano de corte con desplazamiento relativo de una masa de roca respecto a otra adyacente y paralela. Dicho desplazamiento puede ocurrir a lo largo de unos pocos centímetros o de varios kilómetros.

Si la ruptura es compleja y las fracturas ocupan una ancha faja, el plano de falla se convierte en una zona de falla.

En algunos casos la roca adyacente a las fallas está completamente triturada, en tal caso existe una zona triturada.

La milonita es un material finamente molido por acción del movimiento entre los planos de falla.

Estos materiales finos tienden a fluir hacia el interior de las aberturas subterráneas cuando la excavación atraviesa una zona de falla.

Además, la mayoría de las filtraciones de agua hacia las excavaciones tienen lugar a lo largo de las fallas.

Las fallas pueden ser verticales, horizontales o una combinación de ambas. Algunos tipos de falla se ilustran en la Fig. No. 1., página 113.

2.5.8.5. Cavidades o vacíos

Las grietas y cavernas de disolución y otras clases de cavidades son características de las rocas calizas, de los depósitos de yeso y de sal. El colapso del techo de estas cavidades, debido a cargas estructurales puede provocar serios daños sobre las obras emplazadas sobre o en las rocas que las contengan.

La presencia de vacíos y una gran porosidad en las rocas, significa debilidad que tratándose de áreas comprometidas con estructuras hidráulicas, solicitará un trabajo de mejoramiento por ejemplo utilizando inyecciones.

2.5.8.6. Vetas e intercalaciones de rocas plásticas, débiles e inestables

En las rocas estratificadas es frecuente encontrar algunas delgadas capas interestratificadas de rocas plásticas o inestables. (arcillas, calcita, etc).

Estas capas pueden corresponder a depósitos naturales o a una acumulación de roca meteorizada a lo largo de una discontinuidad. En todo caso el efecto que producen es siempre negativo para las excavaciones.

2.5.9. INFLUENCIA DE LOS DEFECTOS MECANICOS EN LAS OPERACIONES DE EXCAVACION.

2.5.9.1. Estratificación

Se ha podido comprobar que los estratos horizontales relativamente delgados son frecuentemente aptos para la excavación de pequeñas aberturas subterráneas, tales como galerías de pequeño diámetro, compatiblemente con la intensidad y frecuencia de las juntas.

En efecto, con luces pequeñas, los estratos delgados ubicados en el techo de una excavación actúan como vigas o losas (Fig. 2 Pág. 110)

Los estratos de roca delgados o fisurados son inadecuados para la construcción de anchas aberturas subterráneas (Fig. 2 Pág. 110)

2.5.9.2. Vetas Interestratificadas

Cuando una veta delgada, interestratificada, de material plástico corta una excavación subterránea se pueden observar desplazamientos respecto a la vertical en el interior de la abertura (Fig. 3 Pág. 115)

El mismo efecto de desplazamiento se puede producir en rocas con estratos inclinados en presencia de vetas de arcilla o calcita interestratificados (Fig. 3 Pág. 115)

2.5.10. METEORIZACION Y ROCA METEORIZADA

Una de las principales causas de inestabilidad de las excavaciones constituye la presencia de roca meteorizada, como producto de los procesos de meteorización.

En términos generales la meteorización es un proceso geológico mediante el cual los agentes atmosféricos actúan para destruir a una masa de roca.

En la meteorización mecánica no se producen cambios en los minerales constituyentes sino únicamente, un efecto de disgregación que origina material granular de tamaño variable entre bloques y arena fina. Como mecanismo de este proceso se puede mencionar al acuñado por hielo, la abrasión por viento y corrientes de agua, la erosión por raíces y animales, la liberación de esfuerzos, etc.

En cambio, en la meteorización química ocurre una descomposición del material rocoso que se manifiesta por cambios mineralógicos. Sin embargo, debe comprenderse que estos procesos se desarrollan juntos y que en la práctica no son perfectamente separables, aunque es claro el papel de las discontinuidades como coadyuvante del proceso.

El perfil de meteorización es la secuencia de capas de materiales con distintas propiedades físicas, de acuerdo con su grado de meteorización, que se encuentra suprayaciendo en la roca sana o no alterada. Son capas "in situ" sin que corresponda a depósitos alóctonos.

Sus propiedades físicas varían entre las de una roca competente y las de un material no cohesivo (suelo residual), según se desplace entre el interior del maciso y la superficie libre donde actúan con mayor intensidad los agentes atmosféricos.

La conformación de un perfil de meteorización está influenciada por varios factores tales como el tipo de roca, las discontinuidades, la topografía, la velocidad de erosión, el agua subterránea y las variaciones climáticas especialmente en cuanto a la cantidad

de precipitaciones.

Los problemas de ingeniería de rocas asociadas con la roca meteorizada tienen que ver con la inestabilidad de los taludes y portales, fundaciones, avenidas de agua a las excavaciones y soportes.

2.5.11 GEOMORFOLOGIA

El estudio de la forma de la corteza terrestre no significará entonces solo un conocimiento físico de la forma actual de la corteza, sino también de los procesos que la están modificando.

Solo ese conocimiento nos permitirá inferir la forma en la que las solicitaciones transmitidas por las estructuras influirán en los procesos, las formas resultantes; las que a su vez podrán interaccionar con las obras construídas.

Las formas del terreno están directamente relacionadas con la geología, y concretamente con las características intrínsecas y extrínsecas de las rocas subyacentes, así como con los fenómenos de modelación de la superficie de la corteza terrestre, por toda la serie de agentes que producen el desgaste de las masas. Una geología existente afectada por procesos a lo largo del tiempo, da lugar a formas determinadas de la superficie.

Los procesos incluyen la meteorización, la erosión y la deposición, pudiendo distinguirse formas del terreno correspondientes a erosión y a deposición.

Dentro de estos procesos, el tiempo tiene una importancia especial, así como el conocimiento de la historia geomorfológica, y de los suelos que cubren las formas actuales.

La evaluación geomorfológica regional se hace principalmente mediante interpretación de imágenes y al nivel considerado, mediante fotointerpretación en la escala conveniente. Para el efecto se utiliza pares de imágenes o de fotografías aéreas de acuerdo al caso y un estereoscopio, a fin de obtener imágenes tridimensionales del terreno, que permitan el estudio de la morfología.

2.5.12 LA INVESTIGACION

El costo de las investigaciones geotécnicas de las pequeñas Centrales Hidroeléctricas, amerita consideraciones especiales, que ya han sido tratadas en varios foros internacionales.

Los países subdesarrollados no pueden permitirse el lujo de tener fallas en sus obras de ingeniería, aunque estas obras sean pequeñas.

El compromiso que los ingenieros tienen para con nuestros pueblos, nos obliga a ejecutar investigaciones eficientes que aseguren el éxito de las obras.

La ejecución de estudios geotécnicos con la profundidad necesaria para proyectos pequeños resulta frecuentemente muy onerosa, lo que desanima en general al administrador público en su ejecución.

La solución para el problema, como ya fue mencionado anteriormente es la de efectuar el estudio de cuencas o subcuencas completas, donde se proyectaría la instalación de varias microcentrales.

En base a lo anterior, se planteará a continuación una metodología orientada a la investigación geotécnica bajo tales condiciones.

2.5.12.1 REVISION BIBLIOGRAFICA

La primera etapa de la investigación está constituida por una revisión bibliográfica lo más completa posible de toda la información disponible sobre el área a ser investigada.

La información a recopilarse deberá incluir informes y estudios geológicos y geotécnicos, demográficos, edafológicos, geográficos, socio-económicos, meteorológicos, etc. así como Memorias, planos, especificaciones y más información disponible, sobre obras de ingeniería efectuadas o proyectadas en el área.

Esta información podrá ser obtenida de entidades públicas y privadas dedicadas a la ejecución de dichas obras.

Especialmente deberá obtenerse las hojas geológicas y topográficas así como imágenes por sensores remotos disponibles que cubran el área a estudiarse.

En base al análisis de la anterior información podrá el ingeniero geotécnico tomar un primer conocimiento general de las condiciones geotécnicas del área a investigarse. Procederá de inmediato a localizar en las imágenes o fotos aéreas y mapas, los diferentes factores geotécnicos identificados previamente en la investigación bibliográfica.

Especial énfasis se pondrá en este nivel, en la identificación de paleodeslizamiento, paleocanales, y las estructuras geológicas más relevantes, y en la determinación de las características sísmicas del área.

2.5.12.2 MAPEO GEOTECNICO

En una segunda etapa se procederá a verificar en el terreno interferencias efectuadas a nivel de la interpretación de sensores remotos y a efectuar un mapeo geotécnico general del área, definiendo en lo posible

los siguientes puntos:

1. Diferentes tipos de terreno (suelo y roca) presentes en el área, y extensión en superficie de su ocurrencia. Para el efecto se hará simultáneamente su muestreo para el análisis de identificación en el laboratorio.

Este muestreo se realizará en su superficie, o con el auxilio de trincheras y calicatas.

2. Identificación de las discontinuidades constituyendo las estructuras secundarias predominantes en el área.

Esta identificación deberá incluir:

- a) Tipo de discontinuidad
- b) Ubicación en el caso de fallas y zonas cizalladas
- c) Orientación: Rumbo y buzamiento,
- d) Espaciamiento o frecuencia,
- e) Abertura,
- f) Tipo de superficie: planar, ondulada,
- g) Rugosidad de la superficie,
- h) Material de relleno de las discontinuidades abiertas.

3. Condiciones hidráulicas de drenaje terreno, incluyendo informaciones sobre:

- a) Subsistemas de flujo en superficie
- b) Subsistema de flujo subterráneo
- c) Posibles interconexiones,
- d) Flujo a través de estructuras primarias y secundarias.

4. FACTORES GEOTECNICOS ESPECIALES COMO SER:

- a) Indicios de la presencia de paleodeslizamientos: escarpas: de corona y laterales, bulbos de pie, diferencias de vegetación, humedecimiento anormal del talud.;
- b) Indicios de la presencia de paleocanales: rastros de meandros abandonados, cortes anormales de taludes, diferencias anormales de vegetación, etc.
- c) Indicios de zonas de reptación (condición de flujo); inclinación de postes, cercas y árboles; pequeñas escarpas parciales subparalelas al rumbo del talud; pequeñas cochas (pisadas de vaca); humedecimiento anormal del talud, etc;
- d) Indicios de fallas: escarpas anormales; desplazamiento de cercas, hileras de árboles, etc. diferencias de vegetación siguiendo lineaciones conspicuas, etc.

2.5.12.3 ZONIFICACION GEOTECNICA

En una tercera etapa se deberá proceder a efectuar una zonificación geotécnica del terreno.

Pese a que la zonificación geotécnica ideal sería la denominada paramétrica (5) ella solo puede usarse en general en casos muy simples, donde la superimposición de unos pocos mapas conteniendo los límites de cada factor o parámetro geotécnico, pueda permitir la delimitación de zonas y subzonas geotécnicas y la elaboración del correspondiente mapa de zonificación que involucraría costos elevados.

Se plantea a continuación un sistema de clasificación del terreno basado en gran parte en el sistema parámetro (5) y en experiencias del grupo de COHIEC en Proyectos de Pequeñas Centrales para INECEL en el Ecuador. La clasificación considerada como más recomendable es la basada en la determinación de unidades geomorfológicas modificadas luego en base a la evaluación de un conjunto de

parámetros de interés para el geotécnico. La unidad regional del terreno a zonificarse se subdividirá en unidades geomorfológicas denominadas zonas fáciles de identificar y diferenciar por fotointerpretación, y estas en subunidades denominadas subzonas.

Verificada en el terreno, una sub-zona, esta debe ser definida por su geología, régimen hidráulico y un conjunto de parámetros geotécnicos comunes: pero en forma mucho más restringida que en la zona.

La subzona tendrá en general una forma simple, un substrato homogéneo y un sistema hidrológico (superficial y profundo) simple.

Los parámetros geotécnicos a ser considerados en la zonificación serán aquellos que tengan mayor importancia para el análisis del comportamiento del terreno frente a las sollicitaciones a ser transmitidas por las obras, debiendo por lo tanto jerarquizarse la importancia de los mismos, a fin de que las diferentes unidades determinadas representen un patrón similar de comportamiento geotécnico.

En cada caso el Ingeniero seleccionará dichos parámetros les dará el peso adecuado, y procederá a la delimitación de zonas y subzonas.

En general todas las subdivisiones reflejarán el uso que se pretende dar al terreno, pero en forma inevitable involucrarán un cierto grado de generalización, ya que no es posible efectuar una completa diferenciación o agrupamiento de los principales parámetros geotécnicos considerados.

Si se quiere que los costos de la investigación se mantenga dentro de un rango aceptable para las pequeñas

Centrales Hidroeléctricas, será necesario que la mayor parte del trabajo de zonificación a niveles de zonas y aún de subzonas sea hecho a nivel de fotografías aéreas, con adecuado control en el terreno.

Algunos de los parámetros más importantes utilizados para la zonificación geotécnica son los siguientes:

1. Morfología y pendiente del terreno.
2. Características climáticas; temperatura y lluvia;
3. Tipo y características del terreno: roca o suelo, y del substrato existente bajo el suelo y estructura primaria.
4. Patrón de estructuras secundarias,
5. Sistema hidrológico; superficial y profundo;
6. Conductibilidad hidráulica de los terrenos;
7. Disponibilidad de recursos materiales de construcción, hídricos, minerales y aún humanos.

2.5.12.4 LOCALIZACION DE PROYECTOS

En una cuarta etapa, el Ingeniero Geotécnico ubicará los proyectos en las mejores subzonas geotécnicas; y donde el conjunto de parámetros geotécnicos sea óptimo.

Seleccionados los sitios en que se implantará los diferentes proyectos, muy poca investigación adicional será necesaria, a menos que los diseños seleccionados ameriten la ejecución en sitios concretos de investigaciones de campo adicionales, las que se efectuarán utilizando trincheras y calicatas, y cuando las características de las obras lo exijan perforaciones y recuperación de muestras de terreno para la ejecución de los ensayos geomecánicos que se considere necesarios.

Se determinará a este nivel los parámetros sísmicos a usarse en el diseño, así como la conductibilidad hidráulica de las áreas de implantación de los diferentes proyectos.

En esta etapa se deberá evaluar las fuentes de materiales de construcción para los proyectos, las mismas que fueron ya identificadas en la zonificación. Ellas incluirán áridos para hormigón, materiales para filtros, y materiales para enrocamiento y protección.

Esta cuarta etapa se concluye con el diseño de las obras.

2.5.12.5 Etapas de construcción y operación

En estas últimas dos etapas que se desarrollan durante los procesos de construcción y operación no se requerirá de una participación permanente del ingeniero geotécnico, sino más bien de un seguimiento, a fin de verificar que las hipótesis e inferencias efectuadas especialmente en las tres primeras etapas se cumplan, o para recomendar cambios en el diseño, cuando ello fuere necesario.

La magnitud de las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas no amerita en general la utilización de una sofisticada instrumentación de control. En todo caso sería recomendable que se disponga en las áreas específicas de cada proyecto de un adecuado sistema de control (horizontal y vertical) que permita en cualquier momento verificar el comportamiento de las obras construidas.

2.5.13. ECOLOGIA

Toda la bibliografía referente a Pequeñas Centrales Hidroeléctricas coincide en señalar que, la influencia ecológica de los pequeños proyectos individualmente considerados es pequeña.

Pese a ello conviene considerar que la respuesta de la vegetación a la acción del hombre involucrando suelo-aguay sol a menudo es acelerado por la velocidad del cambio, la extensión del cambio, y a veces por la época en que se hizo.

2.5.13.1. PERIODO DE CONSTRUCCION

Durante el período de construcción de las obras, deberá arbitrarse severas medidas de control del agua a fin de mitigar la contaminación del agua (Peters,3). La principal fuente de contaminación durante el proceso de construcción, la constituye las aguas turbias producidas por:

1. Excavación de fundaciones,
2. Procesamiento de agregados; y
3. Fundida del concreto.

Las aguas así contaminadas y sin tratamiento, podrán:

1. Afectar el agua de consumo humano;
2. Alterar las actividades de riego;
3. Dañar físicamente los recursos pesqueros comerciales o deportivos.
4. Afectar actividades de navegación

De acuerdo con la importancia que tenga el consumo de agua, aguas abajo de los sitios de proyecto, sería necesario tratar las aguas residuales del proceso de construcción mediante:

1. Sedimentación
2. Floculación
3. Filtración

2.5.13.2. VARIACION TERMICA

Cuando las aguas de una corriente libre son embalsadas, ocu-

rren una serie de fenómenos físicos, químicos y biológicos, en razón del cambio de flujo libre al embalse en un ambiente lacustrino.

En el caso de un conjunto de proyectos pequeños construidos en un mismo sistema o subsistema fluvial, si bien no se va a producir un verdadero embalse con características de ambiente lacustrino, se va a producir un cambio de un sistema de flujo libre a uno de flujo retardado, en donde se podrán producir algunos de los fenómenos señalados, aunque se trate de condiciones isotérmicas diferentes de las de estratificación térmica presentes generalmente en un embalse; también se podrá observar una cierta deficiencia de oxígeno disuelto.

2.5.13.3. ACCION EN LA FAUNA ACUATICA

Las características ambientales de un curso de agua de flujo libre incluyen entre otras: velocidades del agua, temperatura del agua, y configuración del lecho. Si se modifica estas características, puede evolucionarse hasta un nuevo ambiente, que puede o no conservar las características esenciales para soportar la vida de los peces que existían originalmente (Fowler,3).

2.5.13.4. EROSION AGUAS ABAJO

La erosión se produce aguas abajo y es causada básicamente por la descarga de aguas limpias, una vez producida la sedimentación en la obra de contención. En los proyectos pequeños, el cambio del sistema de flujo producido por la presa de derivación, va a provocar sedimentación aguas arriba, y descarga de aguas limpias aguas abajo, aunque en menor magnitud que en un embalse. Eventualmente podrá ser necesario diseñar obras de defensa aguas abajo de los proyectos a fin de prever los efectos erosivos consecuentes.

2.5.13.5 EFECTOS MENORES

Los efectos observados en grandes presas son:

1. Desarrollo de algas
2. Desarrollo de vegetación acuática; y
3. Atención de la vida animal en el área

Parece no tener ninguna influencia en los pequeños proyectos hidroeléctricos que no cuenten con un verdadero embalse de regulación.

Aquellas Pequeñas Centrales Hidroeléctricas que requieran de un embalse de regulación, tendrán los problemas antes mencionados, y en menor magnitud los ya planteados anteriormente.

Analizaremos brevemente los efectos producidos en los embalses por las cuatro causas arriba mencionadas.

a) PROLIFERACION DE ALGAS

La proliferación de algas, unicelulares o filamentosas, puede constituir un grave problema, ya sea obstruyendo filtros y equipos de los proyectos, o causando problemas por descomposición sobre las márgenes.

Su proliferación está favorecida por la acumulación de carbono, nitrógeno y fósforo que son nutrientes de fundamental importancia.

Su influencia puede ser grande en las grandes presas, pero de relativamente menor importancia en las pequeñas centrales.

b) PLANTAS ACUATICAS

El crecimiento explosivo, y las características de dispersión migratorio de ciertas especies exóticas, permite la intrusión o infestación de ciertas especies, poniendo

en peligro la flora y fauna nativa, constituyendo riesgos para la salud y seguridad pública.

Esta influencia es prácticamente despreciable en los pequeños proyectos, aunque deberá ser tomada en cuenta en aquellos proyectos que dispongan de embalses.

c) VIDA SILVESTRE

El impacto ecológico que los reservorios producen en la vida salvaje son totalmente inexistentes en las pequeñas centrales hidroeléctricas que no requieren de un reservorio de regulación. En este último caso deberá preverse su influencia y las modificaciones que inducirá en la ecología del área.

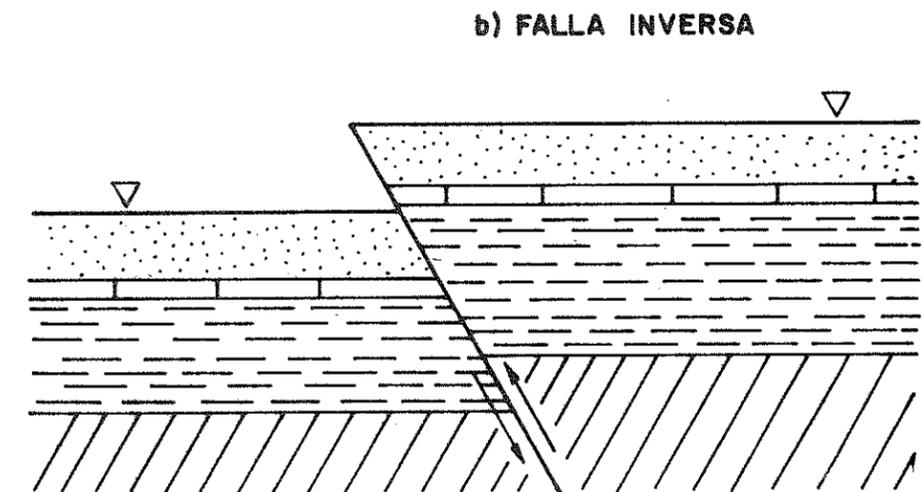
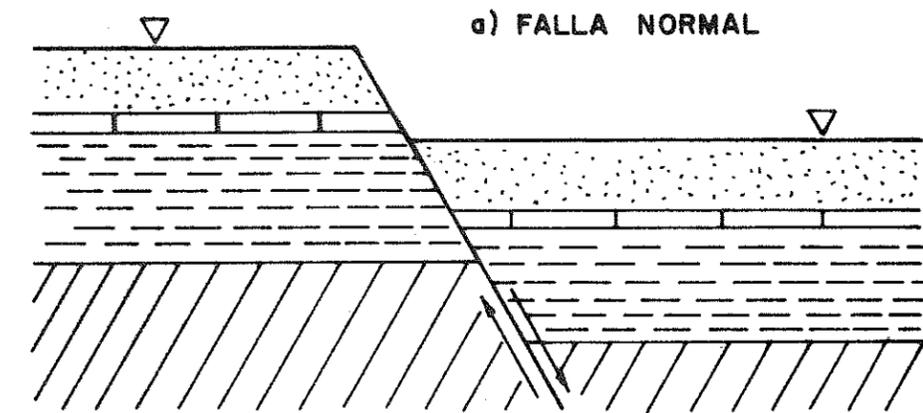
2.5.14. BIBLIOGRAFIA BASICA

1. ALBERRO, J. MARSAL, R., Y OTROS (1975) Resumen del Reportero en el Symp. sobre Almacenamientos Pequeños, Soc. Mex. de M. de S., pp. 107-111.
2. ASCE/USCOLD (1975). "Lessons from Dam Incidentes, USA"
3. CHADWICK, W.L. Y OTROS (1978). "Environmental effects of large Dams", Rep. by the Committee on Env. Effects of USCOLD.
4. GEEN (1980) Environmental Impacts of Small Hydro
5. Institution of Civil Engineers, (1976). "Manual of Applied Geology for Engineers". Londond, UK.
6. MARSAL, R.J. (1975) "El Proyecto de un Almacenamiento Pequeño", en Simposio sobre almacenamientos pequeños, Soc. Mex. de Mec. de Suelos, pp. r-20.
7. MARSAL, R.J. (1975) "Comentarios del Relator: Geología y Geotecnia", en Simposio sobre Almacenamientos a pequeños. Soc. Mex. de M. de Suelos, pp 61-63.
8. MARTINEZ F. (1975) "Contribución No. 1 de la Sec. de Agricultura y San"., en Symp. sobre Almacenamientos a Pequeños, Soc. Mex. de Mec. de Suelos pp. 81-86
9. MARURI R., (1975) "Geological Investigations for Dam Foundations", M.S. Thesis in Geology, University of Illinois.
10. NEYOLA, P. (1975) "Contribucion No. 3 de la Sec. de Agr. y San", en Symp. sobre Almacenamientos Pequeños, Soc. Mex. M. de S., pp. 93.
11. OROZCO, J.V (1975) "Resumen del Moderador" en Symp. sobre almacenamientos Pequeños, Soc. Mex. de M. de S, pp. 105-106.
12. ORTIZ A., (1975) "Contribución No. 1 de la Sec. de Recursos Hidráulicos", en Symp sobre Almacenamientos Pequeños, Soc. Mex. de M. Suelos, pp. 67-70.
13. RIEDMULLER G., (1981) "Geological & Geotechnical Studies in small Hydro Projects", in Symposium on Project Design & Installation on Small Hydro Power Plantas, Viena, Austria, pp. 41-58
14. Secretaría de Recursos Hidráulicos (1975). "Pequeños Almacenamientos".
15. STEVENSON, P.C., and MOORE, W.R. (1976) "A logical loop for the geological investigation of Dam sites"., Q.J. Engng. Geol 1976, Vol. 9. pp 65-71

2.5.15. BIBLIOGRAFIA ADICIONAL

16. ALEXANDER, T., And OTHERS (1970), "Social & Geological aspectos of Irrigation & Drainage", Specialty Conf., Nber, 4-6, 1970, Miami Beach, Fla. Sponsorsi ASCE and others.
17. Bureau of Reclamation (1966), "Diseño de Presas Pequeñas.
18. KELLER, E.A. (1979). "Enviromental Geology", Merril.
19. MARSAL, R., (1974). "Presas pequeñas, notas sobre diseño y construcción", UNAM. Pub. 326, México.
20. OLADE, 1980, "Requerimientos y metodologías para la implementación masiva de pequeñas centrales hidroeléctricas en Latinoamérica".
21. BILLINGS M Geología Estrcutural.
 Editorial Edelba.
22. DEERE D.V. Notas de Clase en la Universi-
 dad de Florida, USA.
23. JUMIKIS A.R. Rock Mechanics
 Trans Tech Publications
24. STAGG-ZIENKIEWICZ Mecánica de Rocas en la
 Ingeniería Práctica Editorial
 Blume.

FIG. I PRINCIPALES CLASES DE FALLAS



c) FALLA DE RUMBO

(DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL)

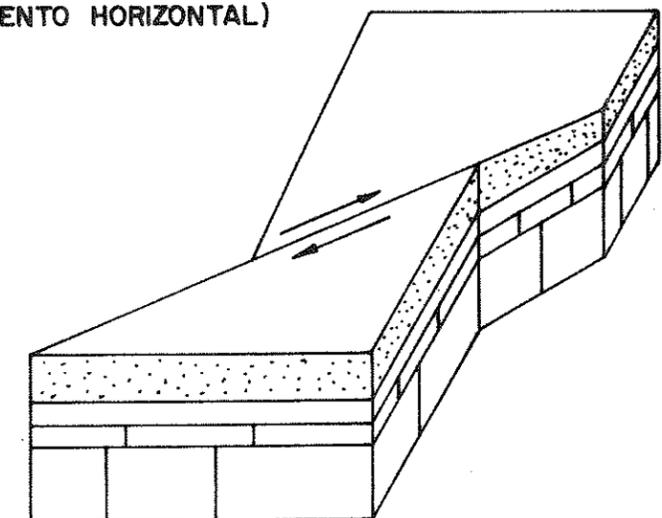
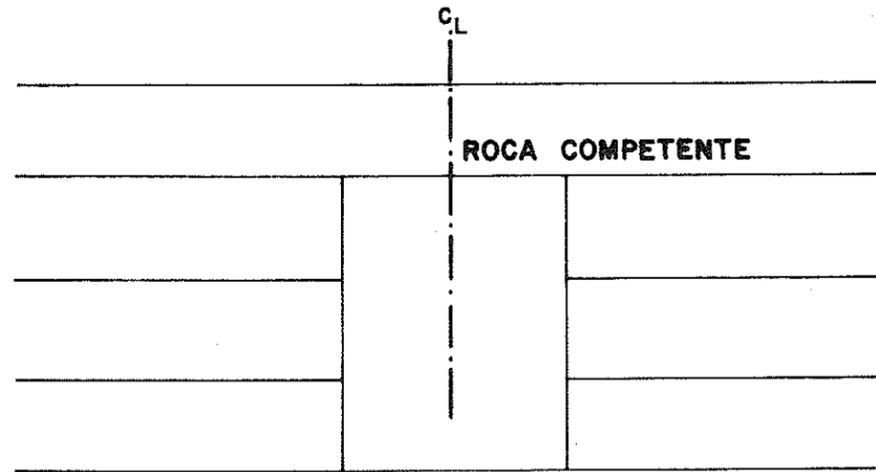
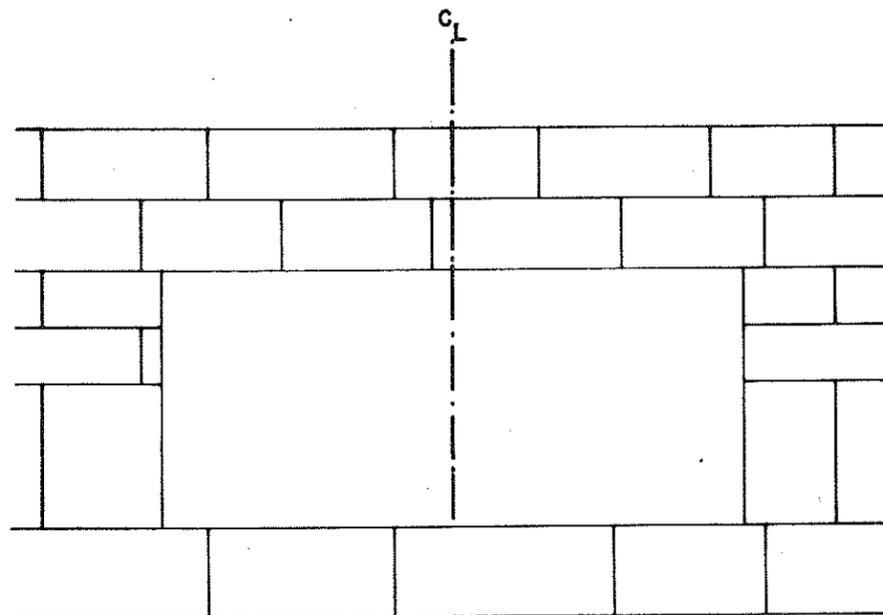


FIG. 2.

a) DELGADOS ESTRATOS DE ROCA SE SOSTIENEN EN EL
TECHO DE PEQUEÑAS ABERTURAS



b) DELGADOS ESTRATOS DE ROCA INCOMPETENTE NO APTA
PARA LA EXCAVACION DE GRANDES ABERTURAS



INTRODUCCION

La intención de esta Guía de Diseño es presentar procedimientos de cálculo utilizados para el diseño de las diferentes obras que componen un aprovechamiento hidro-eléctrico.

Las ecuaciones presentadas derivan de las conocidas en hidráulica aplicada o resistencia de materiales y por tanto no se realizan deducciones o desarrollo de fórmulas.

En el caso de la mayoría de las obras hidráulicas pueden presentarse variaciones en lo que se refiere a la ubicación de sus elementos constitutivos, relaciones de dimensiones y valores de velocidades, profundidad y otras características. Esto muchas veces dificulta la toma de decisiones. Por este motivo, dentro de esta Guía se ha optado por determinados diseños tipificados aunque se mencionan las principales variantes que pueden ser adoptadas. El propósito fundamental es permitir un diseño preliminar rápido y eficiente. Posteriormente pueden ser introducidos cambios si se detecta esta necesidad por imposiciones geomorfológicas, disponibilidad de materiales de construcción u otras causas.

3. DESCRIPCION GENERAL DE OBRAS

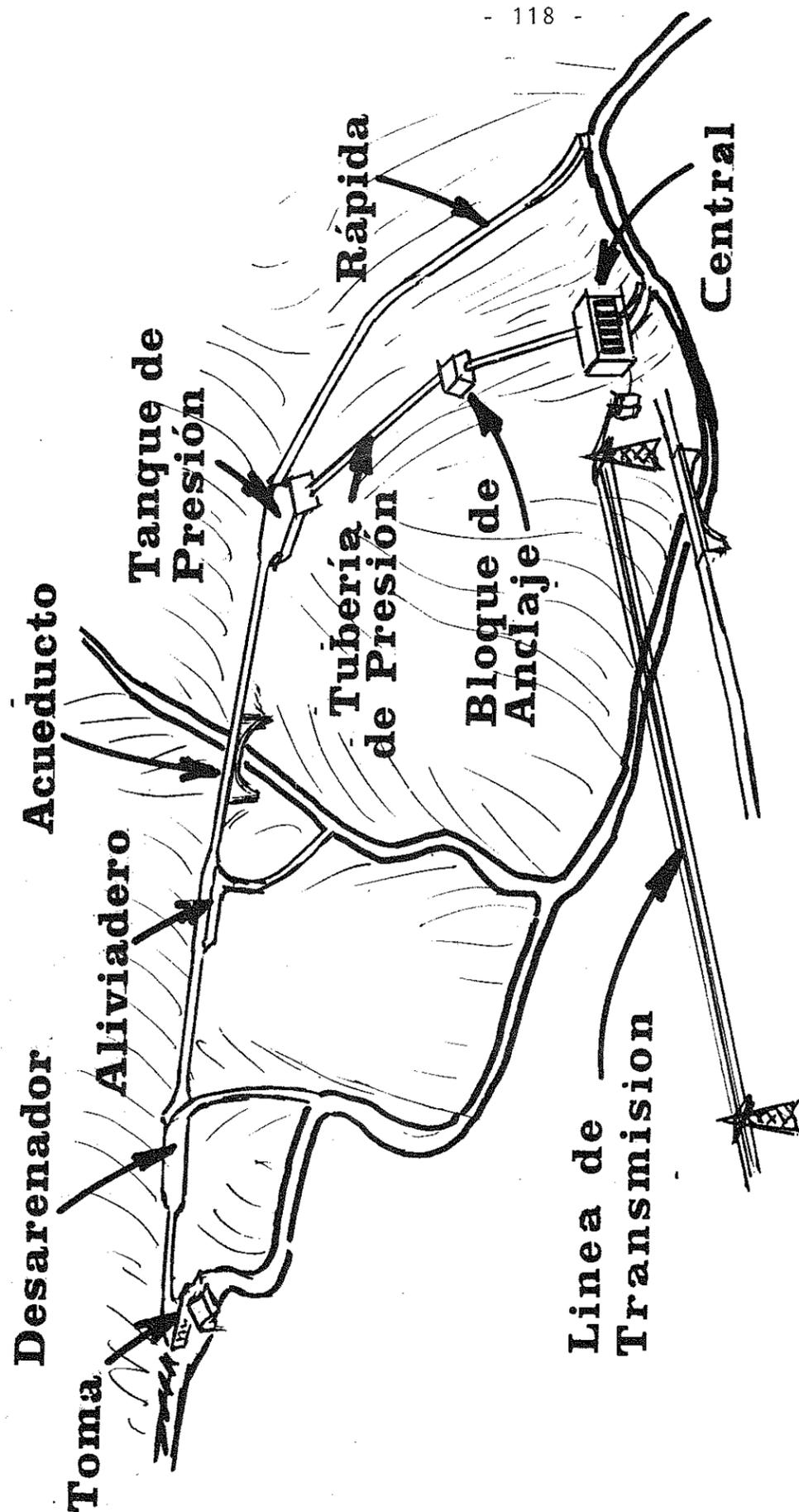
A continuación se dan algunas definiciones básicas, una descripción general de las obras y equipos que componen un aprovechamiento hidráulico de pequeña potencia y las correspondientes ecuaciones para el cálculo de sus dimensiones. Las obras consisten en la captación de agua en un río, y su conducción a gravedad hasta la central en la que la energía hidráulica de la caída se transforma en energía mecánica mediante turbinas, y en energía eléctrica mediante generadores. Existen además el desarenador y otras obras auxiliares relativas a ingeniería civil cuya descripción se da más adelante. La figura anterior muestra las obras comunes que conforman un aprovechamiento hidroeléctrico. En los aprovechamientos hidro-eléctricos mediante pequeñas centrales, las obras deben diseñarse con el criterio de que sean de fácil ejecución y bajo costo. Al mismo tiempo deben ser sencillas y robustas, para reducir al mínimo los costos de mantenimiento.

Siempre deben contemplarse el empleo y operación de materiales propios de la zona o de fácil transporte hasta el sitio de las obras. Así mismo el diseño debe ser lo más simple posible para que pueda ser ejecutado mediante la utilización de mano de obra local reduciendo al mínimo la necesidad de traer personal especializado desde grandes distancias lo que redundaría en mayores costos.

En lo posible se deberá desarrollar diseños semi-estandarizados que permitan simplificar la construcción y adquisición de algunos accesorios como compuertas y rejillas.

En el caso de obras civiles, evidentemente, no existen soluciones únicas, pues cada proyecto presenta sus propias particularidades y pueden presentarse condiciones especiales que obliguen a cambios en el diseño.

En concordancia con los criterios antes indicados, las obras se describen a continuación:



APROVECHAMIENTO CON DERIVACION

3.1. OBRAS DE CAPTACION:

3.1.1. GENERALIDADES:

Se denominan obras de toma u obras de captación a toda estructura hidráulica construída sobre el cauce de un río o canal con el fin de captar parcialmente el agua que acarrea, sin permitir que el caudal de diseño sea excedido en mucho durante crecientes, e impidiendo que entren materiales sólidos como ramas o piedras.

Existen diferentes tipos de obras de captación, pero fundamentalmente se los puede agrupar en dos: por derivación directa y con almacenamiento.

Obras de Captación Directa: El agua se capta sin ningún almacenamiento, por lo tanto no son necesarias obras de regulación; para que esto sea posible, el caudal que está circulando por el río debe ser casi constante durante todo el año y mayor que el caudal de captación, así mismo el nivel del agua en el río debe permanecer aproximadamente constante. Este tipo de obra de toma no representa mayor costo. Se componen de un azud seguido de un zampeado, encajonado entre dos muros de ala. Las obras de captación consistirán en un bocacaz u orificio rectangular provisto de barrotes verticales, ubicado en uno de los muros de ala. En la misma orilla se dejará una compuerta para desagüe de fondo y lavado de sedimentos gruesos. A continuación del bocacaz se diseñará un desripiador para eliminar los sedimentos gruesos y una compuerta de admisión para controlar el caudal que entra a la conducción.

Por lo general las obras de toma se harán de mampostería de piedra o de hormigón pero debería investigarse sobre la posibilidad del uso de materiales no convencionales como gaviones o madera.

El azud se colocará perpendicularmente en la dirección del río y estará unido a muros de ala en las dos orillas, cuya parte superior estará a 30 cm por encima del nivel de agua en máxima creciente.

La altura del azud sobre el fondo del río será igual al doble de la altura del orificio del bocacaz pero en ningún caso inferior a 2,0 metros.

La sección transversal del azud cuando este se construya de hormigón tendrá un perfil hidrodinámico (Creager) o trapezoidal con la cresta redondeada cuando sea de mampostería o de gaviones.

A continuación del azud se construirá un zampeado cuya longitud sea suficiente para que al pasar la creciente de diseño, su energía alcance a disiparse mediante la formación de un resalto hidráulico. El grueso del zampeado debe ser suficiente para resistir tanto el impacto del chorro que cae como la subpresión que tiende a levantarlo y en cualquier caso no menor de 30 cm. En un extremo del azud, junto al muro en el que se localiza la captación se instalará una compuerta de fondo, que permita la evacuación de los cantos rodados que deposite el río.

Esta compuerta estará alineada con otra situada al otro lado del muro de ala y que servirá para lavar el desripiador.

El desripiador se conectará con la conducción mediante una transición cuyo ángulo de convergencia será de 12.50 grados.

Entre el final de la transición y el comienzo de la conducción se instalará una compuerta de admisión para poder interrumpir el flujo en caso de necesidad.

Obras de Embalsamiento: Consisten en presas que cierran el cauce de un río formando un reservorio o embalse hacia aguas arriba de esta estructura, este reservorio permite regular el caudal del río, almacenándolo en épocas de creciente para ser utilizado durante la sequía. Las presas pueden ser de tierra, piedra u hormigón y trabajar a gravedad o como arco; en todo caso son obras muy costosas.

Normalmente deberá evitarse la construcción de presas de embalse en razón de su elevado costo con relación a las limitadas cantidades de energía por producir.

Sin embargo en casos especiales se admitirá las siguientes variantes respecto a las tomas directas descritas anteriormente.

- Un azud más alto con o sin compuertas en la cresta para formar un pequeño reservorio en el río hacia aguas arriba, que puede servir de regulación diaria cuando las condiciones de la obra así lo permitan.
- Una presa de embalse para regulación estacional de caudales, cuando las condiciones (hidrológicas, morfológicas y geológicas) del sitio sean muy favorables.

Esta presa podrá ser de materiales sueltos (tierra o escollera) o de hormigón a gravedad de acuerdo a lo que se determine para cada caso.

3.1.2. CONSIDERACIONES PRINCIPALES PARA EL DISEÑO DE UNA BOCATOMA:

- Asegurar la derivación permanente del caudal de diseño
- Captar el mínimo de sólidos y disponer de medios apropiados para su evacuación.
- Proveer de un sistema adecuado que permita el paso de las avenidas que tienen gran cantidad de sólidos y material flotante.
- Estar ubicada en un lugar que presente condiciones favorables desde el punto de vista de funcionamiento hidráulico y de facilidades de construcción.
- Presentar aguas abajo suficiente capacidad de transporte para evitar la sedimentación.

Para asegurar un buen funcionamiento y cumplir con las condiciones de diseño, en general las obras de toma deben tener un dique que cierre el cauce del río y que eleve el nivel del agua hasta una

cota determinada. Cuando varía mucho la altura de agua en el río entre las épocas lluviosa y seca, la altura del dique debe ser baja y esto se compensa con compuertas que se colocan en su cresta. Este tipo de toma, con azud fijo o azud móvil (compuertas) se llama toma convencional por ser una solución generalmente utilizada.

En el caso de ríos de fuerte pendiente pero con agua relativamente limpia, debe investigarse la posibilidad de diseño y construcción de una toma caucasiana o tirolesa que consiste básicamente de un conducto perpendicular a la dirección del río, a poca altura sobre el fondo y cubierto de una rejilla casi horizontal.

En algunos casos especiales cuando el caudal mínimo del río excede apreciablemente al que se desea captar y el cauce es profundo y en roca (sección fija), es posible suprimir las obras de cierre (azud), y construir directamente el bocacaz en una orilla. En este caso hay que asegurarse previamente respecto a la mínima profundidad en el río, la cantidad de sedimentos que lleva y la invariabilidad del cauce.

3.1.3. UBICACION DE LA OBRA DE TOMA

Es conveniente ubicar la bocatoma en tramos rectilíneos del río, en este caso se puede localizar el eje de la misma formando un ángulo de 60 a 90 grados con la dirección de la corriente; pero en tramos en que el río forma ondulaciones se deben hacer varias consideraciones, así por ejemplo, es conveniente ubicar la bocatoma en donde termina la concavidad (zona de barranco) y comienza la parte convexa (zona de playa). Si se ubica la obra de toma en el tramo convexo del cauce, se corre el riesgo de que durante las avenidas entren arena y piedras, mientras que después de aquellas se forme frente a la bocatoma un banco de arena que impide o hace difícil el paso del agua para la derivación. Por otro lado, si se ubica la obra de toma en el lado cóncavo (barranco) del río, durante la avenida los materiales flotantes grandes

y las piedras impactan directamente contra las estructuras del azud de derivación y de la bocatoma, ocasionando fuertes erosiones que pueden constituir un peligro.

Debe buscarse un sitio estrecho en el río para minimizar la longitud del dique y consecuentemente las excavaciones, los volúmenes de hormigón o de mampostería u otros materiales.

Para la ubicación de la obra de toma, a más del trazo del cauce, habrá que considerar las condiciones geológicas y topográficas del sitio, pues es necesario disponer de un terreno de condiciones geológicas aceptables y relativamente plano para situar el desripiador y la transición.

Se tendrá que pensar también en las facilidades de construcción. Si bien las obras deben ser construídas durante la época de estiaje, de todos modos el agua que viene por el río es un estorbo y debe ser desviada; esto se hace por medio de ataguías o sea diques provisionales, el agua se desvía hacia un lado del cauce mientras se construye en el otro.

Así mismo deberá escogerse la mejor fundación para las obras, preferentemente sobre afloramientos de roca para asegurar su estabilidad y verificar que el sitio no esté sujeto al peligro del derrumbe de los taludes.

Por tratarse de obras relativamente pequeñas, el desvío y el camino de acceso pueden representar un porcentaje significativo del costo y por este motivo debe analizarse la morfología del sitio para escoger la mejor ubicación de estas obras complementarias.

En todo caso, la ubicación de la obra de toma dependerá fundamentalmente de la cota necesaria para obtener la caída que permita instalar la potencia determinada para la demanda de la población a la que quiere dotarse de energía eléctrica. Es por esto que para definir el sitio de toma, generalmente se parte del sitio del tanque de presión, ubicado en un lugar apropiado para la producción según consideraciones económicas y técnicas hasta encontrar

su intersección con el río y establecer aproximadamente el sitio de las obras de toma, para luego de tomar en cuenta las consideraciones anteriormente expuestas, definir el sitio más apropiado para su ubicación.

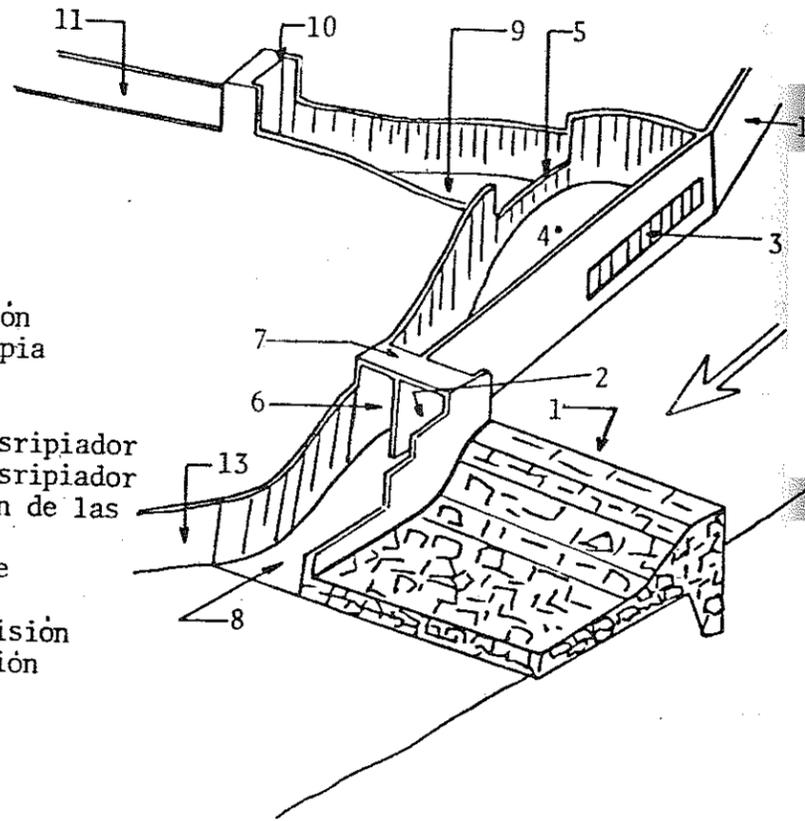
3.1.4. OBRAS DE TOMA CONVENCIONALES:

3.1.4.1. TOMAS CON AZUD FIJO

Este tipo de obras se construyen generalmente en ríos de montaña, es decir en aquellos que tienen caudales relativamente pequeños, gradientes relativamente grandes y que corren por valles no muy amplios. Tal como se muestra en la figura siguiente se compone de varios elementos:

OBRA DE TOMA

1. Azud de derivación
2. Compuerta de limpia
3. Reja de entrada
4. Desripiador
5. Vertedero del desripiador
6. Compuerta del desripiador
7. Losa de operación de las compuertas
8. Canal de desfogue
9. Transición
10. Compuerta de admisión
11. Canal de conducción
12. Muro de ala
13. Muro de ala



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

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

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

- Una transición de entrada al canal. Se desea que la mayor parte del material grueso que llega al desripiador se deposite dentro de éste y no pase al canal. Por este motivo la conexión del desripiador se hace generalmente por medio de un vertedero cuyo ancho es bastante mayor que el del canal que sigue. Para evitar que haya pérdidas grandes de energía entre la salida del desripiador y el canal las dos estructuras se conectan por medio de una transición.

- Un zampeado y un colchón de aguas al pie del azud. El agua que vierte por el azud en creciente, cae con gran energía que erosiona el cauce y puede socavar las obras causando su destrucción. El zampeado o el colchón sirve para disipar la energía de manera que el agua pase al cauce no revestido, con velocidades lo suficientemente bajas para producir erosiones.

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

- Una compuerta de purga que se ubica en un extremo del azud, al lado de la reja de entrada. Generalmente el río trae en creciente una gran cantidad de piedras que se acumulan aguas arriba del azud pudiendo llegar a tapar la reja de entrada con lo cual el caudal de captación se reduce considerablemente o puede ser totalmente interrumpido.

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

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

La pesca fluvial puede ser de bastante peso en la economía de la cuenca y es por lo tanto importante respetar y fomentar los criaderos y facilitar los desplazamientos de los peces en los ríos.

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

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

3.1.4.1.1. Diseño del azud de derivación:

3.1.4.1.1.1. Vertedero:

El azud de derivación tiene una sección transversal trapezoidal, lo que ayuda a su estabilidad. Y con el fin de reducir la presión sobre el cimacio (parte superior del paramento) se adopta un perfil tal que esté sometido a una presión casi nula en todos sus puntos; esto es lo que ha tratado de conseguir Creager con el perfil que lleva su nombre.

La fórmula general para calcular el caudal que pasa sobre el vertedero es:

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

en la que

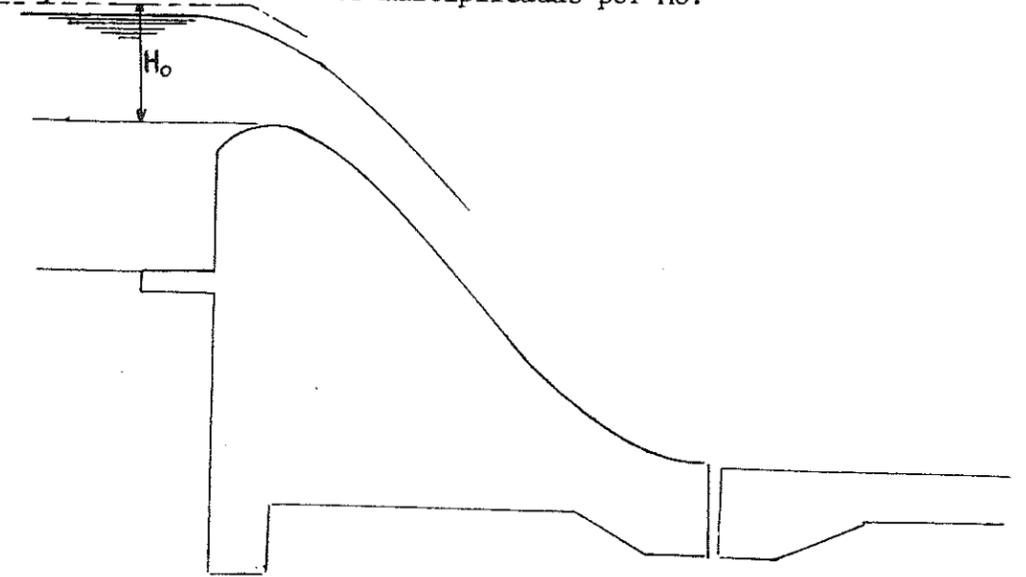
Q = descarga = caudal de la creciente de diseño que corresponde a un período de retorno de 100 años.

M = coeficiente de descarga (variable)

b = longitud efectiva de la cresta

H_o = carga de agua total sobre la cresta, incluyendo la carga correspondiente a la velocidad de llegada.

El perfil del azud es posible calcular a base de la tabla No. 1, Pág. 150 la misma que ha sido calculada para H_o = 1 m., si H_o es diferente, las abscisas y ordenadas deben ser multiplicadas por H_o.



3.1.4.1.1.2. Coeficiente de descarga:

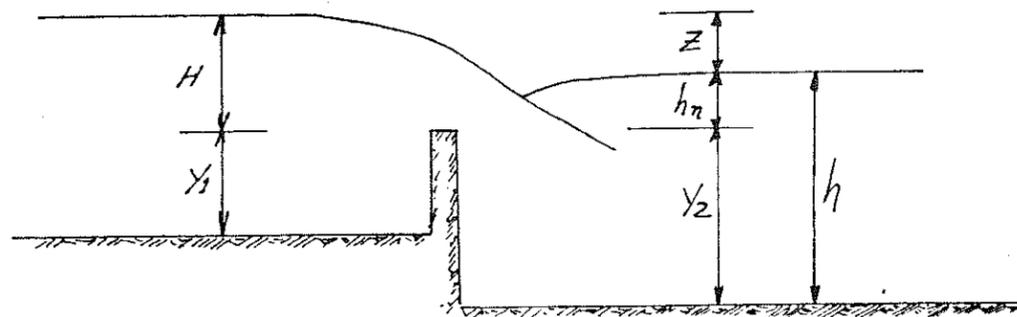
El coeficiente de descarga para el perfil Creager es igual a 2.21, pero este valor varía de acuerdo a diferentes factores tales como: la profundidad de llegada, la relación de la forma real de la cresta a la de la lámina ideal, el talud del paramento aguas arriba, interferencias aguas abajo y el tirante o profundidad de la corriente aguas abajo.

Para el caso de un vertedero libre de cresta delgada, el valor del coeficiente puede ser calculado con la siguiente fórmula:

$$M_0 = \left[0,407 + \frac{0,045 H}{H + Y_1} \right] \left[1 + 0,285 \left(\frac{H}{H + Y_1} \right)^2 \right] \sqrt{2g}$$

siendo Y_1 = elevación de la cresta sobre el fondo, aguas arriba.

Se da al coeficiente el subíndice "0" porque la velocidad de aproximación está incluida en el mismo y no es necesario considerarla en la carga H.



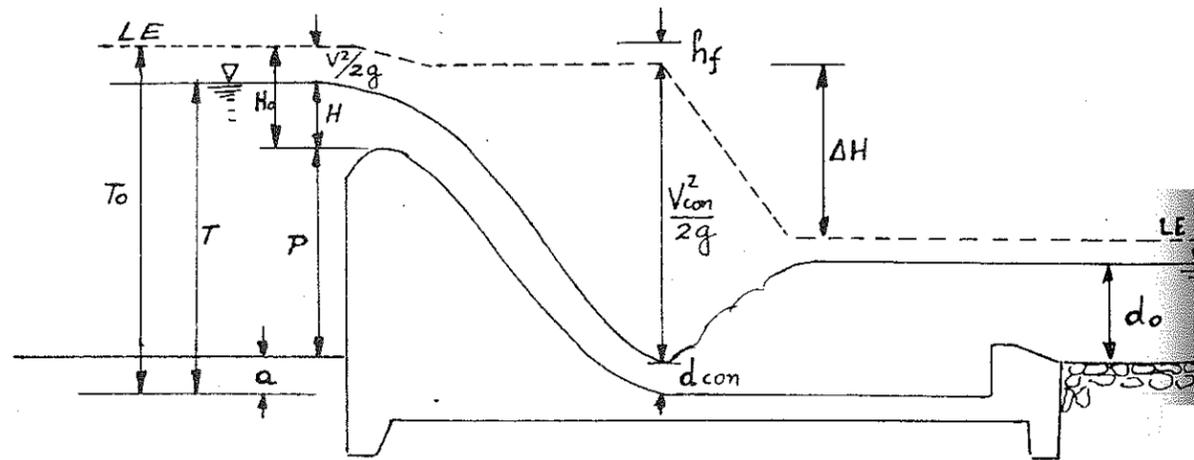
El valor del coeficiente $M = 2.21$ es válido para el paramento vertical y para un caudal que pasa por una carga H_0 que se ha utilizado para el diseño. Cuando el valor de H_0 es diferente, el coeficiente M debe ser también corregido y los valores de corrección según Ofizerov para el paramento vertical están dados en la tabla No. 2, página 151.

Asimismo el valor del coeficiente $M = 2.21$ es válido solamente cuando la descarga es libre. En el caso de sumergirse el azud, el coeficiente M debe ser multiplicado por un factor de corrección S cuyos valores están dados en la tabla No. 3, página 151.

3.1.4.1.1.3. Disipación de Energía

a) Resalto hidráulico:

Quando se interrumpe un río con una estructura como un azud, se crea una diferencia de energía aguas arriba y abajo de la misma que actúa sobre el material del cauce erosionándolo y pudiendo poner en peligro las obras. Debe por lo tanto protegerse el cauce disipando la energía antes de que llegue a la zona no protegida. La protección en el pie depende de algunos factores tales como la altura del nivel de agua con respecto al lecho del río, del caudal, de las condiciones hidráulicas del río, del tipo de material que hay en el cauce y de los materiales disponibles en la zona. La disipación de energía lo hacemos con el resalto hidráulico, pues cuando éste se produce hay una gran disipación de la misma



$$T_o = d_{con} + \frac{V_{con}^2}{2g} + h_f$$

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

$$h_f = \sum K \left(\frac{V_{con}^2}{2g} \right) = \text{pérdidas}$$

$$T_o = d_{con} + \frac{V_{con}^2}{2g} (1 + \sum K)$$

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

$$V_{con} = K \sqrt{2g (T_o - d_{con})}$$

$$\frac{Q}{d_{con} \times b} = K \sqrt{2g (T_o - d_{con})}$$

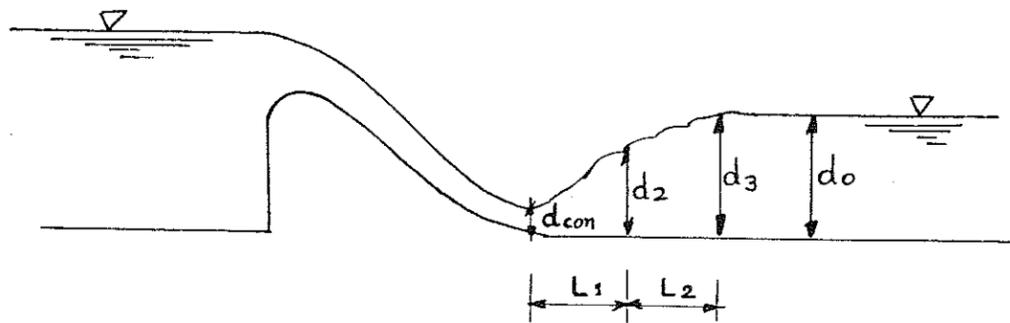
esta ecuación se resuelve por aproximaciones sucesivas.

El valor del coeficiente K de pérdidas puede tomarse:

K = 0.95 - 0.85 cuando el azud tiene compuertas

K = 1.0 - 0.90 cuando el azud no tiene compuertas.

b) Tipos de resalto hidráulico:



Las alturas d_2, d_3 se llaman calados conjugados del resalto.

Los casos que se pueden presentar son:

- Caso 1: $d_2 > d_{con}$, entonces $d_3 > d_0$; el resalto es rechazado y esta condición no es recomendable pues habría que proteger $L_1 + L_2$
- Caso 2: $d_2 = d_{con}$, entonces $d_3 = d_0$; el resalto se forma al pie del vertedero y se necesita revestir solamente L_2
- Caso 3: $d_2 < d_{con}$, entonces $d_3 < d_0$; el resalto se sumerge y se protegerá el tramo L_2 , este tipo de resalto es el más económico en todo diseño.

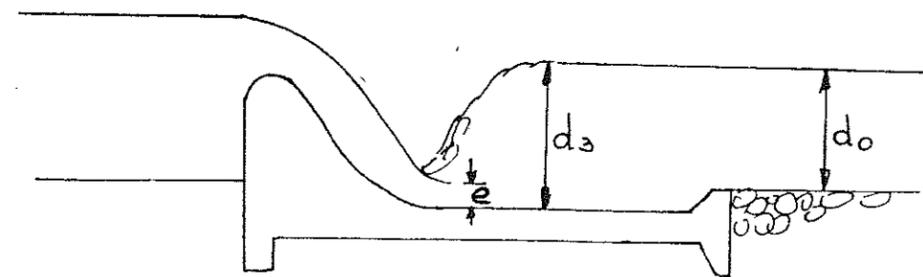
Los calados conjugados se pueden calcular con las siguientes fórmulas:

$$d_3 = \frac{d_2}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gd_2^3}} \right]$$

$$d_2 = \frac{d_3}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gd_3^3}} \right]$$

en las que q es el caudal unitario = Q/b ,
 g es el valor de la gravedad = 9.81 m/seg^2

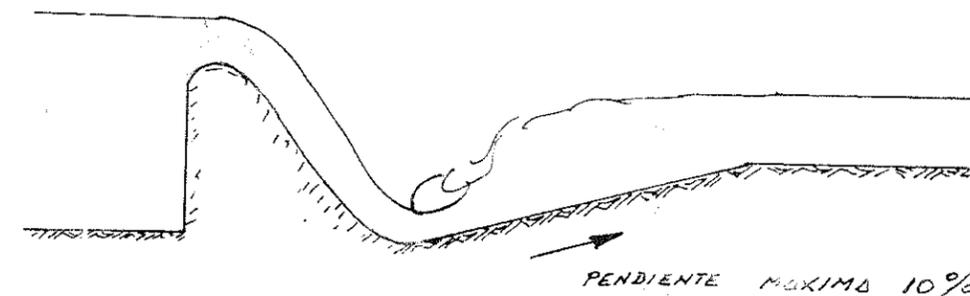
Si se tiene el primer caso en que $d_3 > d_0$ hacemos lo siguiente para su mergir el resalto:



profundizamos el zapeado (delantal al pie del azud) una altura e lo suficiente para que $d_3 < d_0 + e$, esto quiere decir que $Kd_3 = d_0 + e$ siendo K un coeficiente de seguridad que toma valor entre 1.1 y 1.2. El valor de e ó profundidad del colchón de agua que se forma al pie del azud se puede calcular con la fórmula:

$$e = Kd_3 - d_0$$

Otra forma de conseguir la sumersión del resalto es disponiendo el zam peado del azud en contrapendiente.

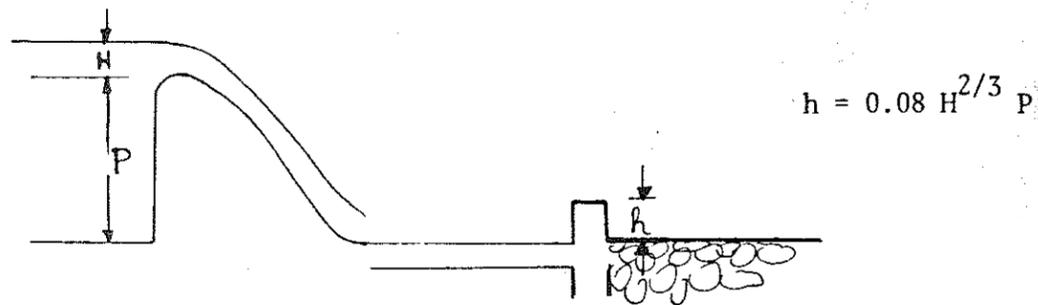


c) Longitud del resalto:

Para que el resalto alcance a formarse, necesita una cierta longitud que es la que debe darse al zampeado. Existen varias fórmulas experimentales utilizadas para determinar esta longitud, entre las cuales tenemos la siguiente:

$$L_2 = 2.5 (1.9d_3 - d_2)$$

d) Cálculo de la altura del diente al final del zampeado:



e) Obras de protección aguas abajo del colchón:

Existe la siguiente expresión dada por el Bureau of Reclamation

$$D_m \geq \frac{1.4}{\Delta} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

$$\Delta = \frac{\gamma_{sol} - \gamma_w}{\gamma_w}$$

D_m = diámetro medio del material, con el que se debe proteger el cauce.

V = velocidad en condiciones uniformes aguas abajo

γ_{sol} = peso específico del material

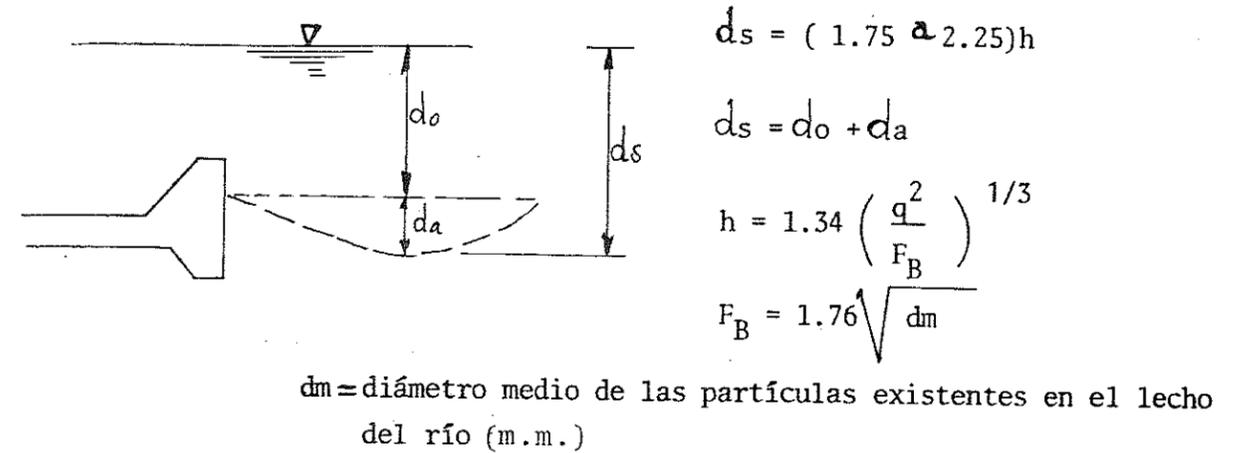
γ_w = peso específico del agua

Existe también la siguiente especificación según el peso.

$$G \geq 0.5 \gamma_{sol} D_m^3$$

f) Profundidad de protección aguas abajo del colchón:

Depende del tipo de material que se tiene en el lecho.



d_m = diámetro medio de las partículas existentes en el lecho del río (m.m.)

g) Longitud de la protección aguas abajo del colchón:

$$L = (1.5 \text{ a } 2.0) d_s$$

3.1.4.1.2. Reja de Entrada:

En la orilla de la conducción se tendrá que disponer de una rejilla para la captación del agua. El umbral del orificio debe estar a una altura no menor de 60 a 80 cm. del fondo. El dintel debe llegar hasta una altura superior a la de mayor creciente. Los barrotes deben ser lo suficientemente fuertes para resistir el impacto de troncos y otro material flotante grueso que ocasionalmente es traído por las crecientes. Los barrotes deben estar al ras o sobresalir un poco de la cara del muro para facilitar su limpieza del material flotante que a veces tiende a tapar la reja.

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

El diseño de la reja de entrada sigue los siguientes pasos:

- Se calcula el ancho libre b necesario para la reja, mediante la siguiente fórmula:

$$Q = S M b H^{3/2}$$

Los valores de S y M se calculan mediante las fórmulas expuestas en el capítulo 3.1.4.1.1.2

- Se impone una separación entre barrotes e y un ancho t de los mismos
- Se calcula el número de espacios $n = \frac{b}{e}$
- Se determina el número de barrotes $N = n - 1$
- Se calcula el ancho total de la reja

$$B = b + Nt$$

- Se determina el ángulo de inclinación α de la reja con relación a la dirección del río

$$\alpha = \text{arc cos } (V_r/V_e)$$

siendo V_r la velocidad media en el río y V_e la velocidad de entrada al canal.

3.1.4.1.3. DESRIPIADOR:

Es una cámara que está detrás de la reja de entrada y que sirve para detener las piedras que alcanzan a pasar entre los barrotes y que no deben entrar al canal. Para esto es necesario que la velocidad en el desripiador sea relativamente baja y el paso hacia el canal deba hacerse por medio de un vertedero sumergido.

Otra forma de eliminar estas piedras es disponiendo frente a la boca una pequeña cámara que funciona como depósito de sedimentación. El murete de concreto que limita el depósito de sedimentación debe tener una longitud suficiente para que la velocidad del agua que rebosa sobre él no sea mayor de 0.3 m/s. El Diseño del desripiador sigue los siguientes pasos:

- Se calcula el ancho b del vertedero de salida, con la fórmula de vertederos sumergidos $Q = S M b H^{3/2}$ (capítulo 3.1.4.1.2)
- Se calcula el ancho a del desripiador considerando que éste debe ser igual por lo menos a la longitud del resalto que se forma a la salida del primer vertedero (reja de entrada).

$$\text{longitud del resalto } L = a = 2.5 (1.9 d_2 - d_1)$$

También se comprueba que el ancho del desripiador sea aproximadamente igual a la longitud de una transición, se la estudia en el siguiente subcapítulo.

- Se calcula el canal de desfogue (ver obras de conducción), considerar que éste debe tener una gradiente suficiente para conseguir una velo-

Para calcular ΔZ aplicamos la ley de la energía entre ① y ②

$$\Delta Z + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + HL ; HL = C_1 \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

$$\Delta Z + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + C_1 \frac{V_2^2}{2g} - C_1 \frac{V_1^2}{2g}$$

$$\Delta Z + Y_1 + (1 + C_1) \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + (1 + C_1) \frac{V_2^2}{2g}$$

3.1.4.2. TOMAS DE REJILLA DE FONDO

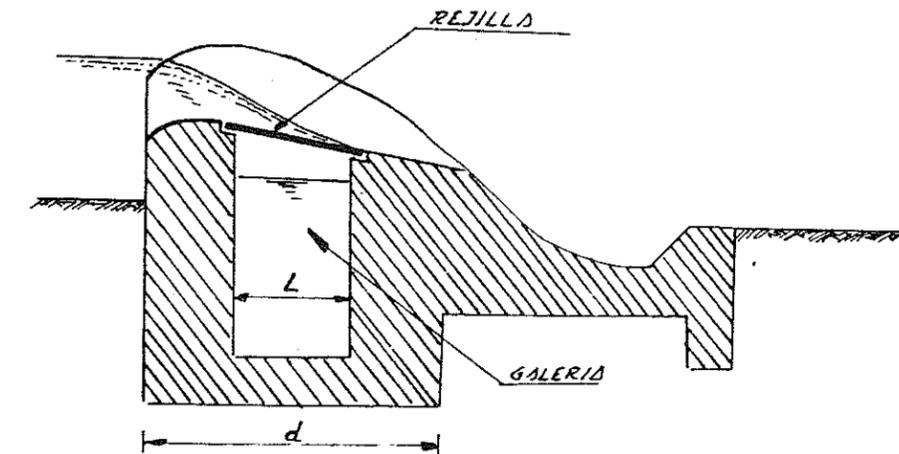
* (Diseño Hidráulico Sviatoslav Krochin)

3.1.4.2.1. GENERALIDADES:

Las tomas de rejilla de fondo consisten en una rejilla fina de fondo ubicada horizontalmente, o con pequeña inclinación, sobre una galería hecha en el cuerpo del azud y que conecta con el canal.

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

- un tramo en la orilla opuesta del canal que se compone de un azud macizo sobre el cual vierte el agua en creciente. Este azud debe tener un perfil hidrodinámico que normalmente se diseña con las coordenadas de Creager.
- un tramo central con la rejilla y,
- un tramo hueco que tiene en su interior la galería que conduce el agua desde la rejilla al canal. La galería está tapada con una losa de hormigón armado y que en su parte superior sigue el mismo perfil que el azud macizo.



SECCION TRANSVERSAL DEL AZUD

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

Como la rejilla es la parte más baja de la presa que cierra, cualquiera que sea el caudal, el agua debe pasar forzosamente sobre ella. Debido a esto la rejilla puede estar a cualquier altura sobre el fondo de manera que la altura del azud puede llegar a hacerse cero, aunque normalmente oscila entre 20 ó 50 cms.

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

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

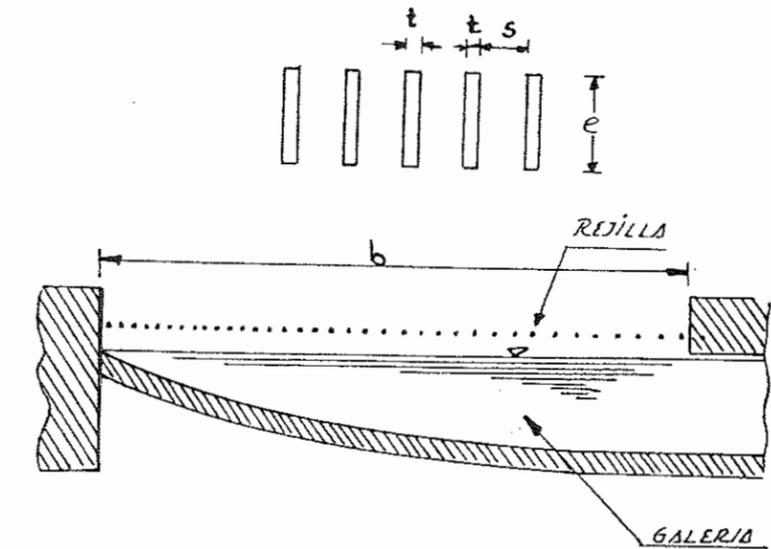
En vista de que una gran cantidad de arenas y piedras pequeñas entran por la rejilla, es imprescindible, construir un desripador eficiente a continuación de la toma.

Para que el desripador tenga una salida al río con una longitud dentro de límites económicos, éste debe tener una gradiente de por lo menos 1:10. O sea que este tipo de toma solamente es práctico en los torrentes o ríos de montaña y no se lo ha utilizado para caudales mayores de $10 \text{ m}^3/\text{s}$.

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

Una desventaja de las pletinas es su posibilidad de deformarse o ceder en el sentido horizontal. Para evitar esto se usan a veces barras en

forma de T. A veces también en vez de barrotes se usan planchas perforadas con orificios redondos. Estas disposiciones obligan a aumentar considerablemente las dimensiones brutas de las rejillas.



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

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

La sección de las barras se escoge en función de su longitud y en base a consideraciones mecánicas es decir para que puedan resistir sin doblarse, el paso de piedras grandes.

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

3.1.4.2.2. PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE LA TOMA DE REJILLA DE FONDO.

3.1.4.2.2.1 Azud:

Datos:

- ancho del río
- caudal de captación Q (m³/s)
- porcentaje f de la superficie que queda obstruída por las arenas y grava que se incrustan entre las rejillas y que se toma de 15 - 30 %.
- espaciamiento entre barrotes S varía entre 2 y 6 cms.
- inclinación de la rejilla con respecto a la horizontal, i (%)
- ancho de los barrotes t

Pasos a seguirse:

- calcular el ancho necesario b de la rejilla mediante la formula:

$$b = \frac{0.313 Q}{(C K)^{3/2} L^{3/2}}$$

- . el valor de $\frac{0.313}{(C K)^{3/2}}$ se encuentra en la tabla No. 4
- . se impone un valor L de longitud de rejilla, tal que permita aprovechar la longitud de las pletinas comerciales.
- Determinar el alto de la cresta del azud a los lados de la rejilla, para esto, la carga de entrada Ho se calcula mediante la fórmula:

$$Q = 2.55 c K b L \sqrt{H_o}$$

- . K es un coeficiente que reduce el área total en área efectiva disponible

para el paso del agua, y está dado por $K = (1 - f) \frac{S}{S + t}$

- . c es un coeficiente de contracción que varía en función de la disposición de los hierros de la rejilla; entonces depende de la inclinación A de la rejilla con la horizontal y está dado por:

$$C = C_o - 0.325 i$$

$$i = \text{tg } A$$

$$C_o = 0.6 \text{ para } \frac{e}{S} > 4$$

$$C_o = 0.5 \text{ para } \frac{e}{S} < 4$$

3.1.4.2.2.2 Galería:

Datos:

- caudal de captación Q (m³/s)
- longitud de la rejilla L
- ancho de la rejilla

Pasos a seguirse:

- dividir la longitud total b de la galería en partes iguales
- determinar el caudal Qx en cada parte de la galería mediante esta fórmula:

$$Q_x = \frac{Q}{b} X$$

siendo X la distancia desde el comienzo de la galería

- calcular la velocidad al final de la galería V_f

$$V_f = 3 \sqrt{gS}$$

- asumir una velocidad inicial $V_0 = 1 \text{ m/s}$

- determinar la velocidad en cada punto

$$V_x = \frac{V_f - V_0}{b} X + V_0$$

- calcular el área $A = Q/V$

- determinar el calado de agua d para cada punto de la galería

$$d = A/L$$

- calcular el valor del perímetro mojado P

$$P = L + 2d$$

- determinar el radio hidráulico R

$$R = \frac{A}{P}$$

- calcular la gradiente hidráulica I mediante la fórmula:

$$I = \frac{V^2}{C^2 R}$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

$n =$ coeficiente de rugosidad = 0.025 - 0.035

- calcular las pérdidas del nivel h_f

$$h_f = XI$$

- realizar el sumatorio de pérdidas $\sum h_f$

- calcular la relación $V^2/2g$ que es la carga de velocidad

- en cada parte X del azud sumar los valores correspondientes a calado, pérdidas y carga de velocidad:

$$d + \sum h_f + V^2/2g$$

El perfil del fondo se establece restando de un plano de referencia cada uno de los valores obtenidos en la suma anterior.

TABLA No. 1

COORDENADAS DE PERFIL CREAGER - OFIZE ROFF PARA $H_0 = 1$

X	Ordenada inferior de la lámina	Ordenada del azud	Ordenada Superior de la lámina
0	0,126	0,126	— 0,831
0,1	0,036	0,036	— 0,803
0,2	0,007	0,007	— 0,772
0,3	0,000	0,000	— 0,740
0,4	0,007	0,006	— 0,702
0,5	0,027	0,025	— 0,655
0,6	0,063	0,060	— 0,620
0,7	0,103	0,095	— 0,560
0,8	0,153	0,147	— 0,511
0,9	0,206	0,198	— 0,450
1,0	0,267	0,256	— 0,380
1,1	0,355	0,322	— 0,290
1,2	0,410	0,393	— 0,219
1,3	0,497	0,477	— 0,100
1,4	0,591	0,565	— 0,030
1,5	0,693	0,662	+ 0,090
1,6	0,800	0,764	+ 0,200
1,7	0,916	0,873	+ 0,305
1,8	1,041	0,987	+ 0,405
1,9	1,172	1,108	+ 0,540
2,0	1,310	1,235	0,693
2,1	1,456	1,369	0,793
2,2	1,609	1,508	0,975
2,3	1,769	1,654	1,140
2,4	1,936	1,804	1,310
2,5	2,111	1,960	1,500
2,6	2,293	2,122	1,686
2,7	2,482	2,289	1,880
2,8	2,679	2,463	2,120
2,9	2,883	2,640	2,390
3,0	3,094	2,824	2,500
3,1	3,313	3,013	2,70
3,2	3,539	3,207	2,92
3,3	3,772	3,405	3,16
3,4	4,013	3,609	3,40
3,5	4,261	3,818	3,66
3,6	4,516	4,031	3,88
3,7	4,779	4,249	4,15
3,8	5,049	4,471	4,40
3,9	5,326	4,699	4,65
4,0	5,610	4,930	5,00
4,5	7,150	6,460	6,54

TABLA No. 2

H_0 / H_0d	Corrección
0,2	0,842
0,4	0,842
0,6	0,940
0,8	0,973
1,0	1,000
1,2	1,024
1,4	1,045
1,6	1,064
1,8	1,082
2,0	1,099

TABLA No. 3

VALORES DEL COEFICIENTE DE SUMERSIONES PARA VERTEDEROS DE PERFIL HIDRODINAMICO

$\frac{h_n}{H}$	s	$\frac{h_n}{H}$	s	$\frac{h_n}{H}$	s	$\frac{h_n}{H}$	s
0,40	0,990	0,66	0,930	0,80	0,790	0,94	0,449
0,45	0,986	0,68	0,921	0,82	0,756	0,95	0,412
0,50	0,980	0,70	0,906	0,84	0,719	0,96	0,369
0,55	0,970	0,72	0,889	0,85	0,699	0,97	0,318
0,60	0,960	0,74	0,869	0,86	0,677	0,98	0,254
0,62	0,955	0,75	0,858	0,88	0,629	0,99	0,138
0,63	0,950	0,76	0,846	0,90	0,575	1,00	0,000
0,65	0,940	0,78	0,820	0,92	0,515		

s	f=	10 o/o	15 o/o	20 o/o	25 o/o	30 o/o
1,5		2,675	2,925	3,194	3,517	3,913
2		2,301	2,484	2,722	3,010	3,330
2,5		2,073	2,252	2,484	2,722	3,010
3		1,920	2,087	2,301	2,524	2,820
3,5		1,820	1,994	2,174	2,408	2,675
4		1,768	1,909	2,101	2,301	2,566
4,5		1,701	1,563	2,032	2,236	2,484
5		1,605	1,799	1,981	2,474	2,408
5,5		1,613	1,768	1,932	2,444	2,371
6		1,589	1,739	1,909	2,101	2,319

TABLA No. 5 (valores de n)

Material del Cauce		Mín.	Med.	Máx.
Roca áspera		—	0,040	0,045
Roca igualadas las asperezas	0,	0,020	0,033	0,035
Canales grandes en buen estado		0,020	0,0225	0,025
Canales grandes en estado regular		0,023	0,025	0,027
Canales grandes en mal estado		0,025	0,0275	0,030
Canales malos semi-derrumbados		0,028	0,030	0,033
Canal irregular con vegetación		0,033	0,035	0,040
Madera cepillada		0,010	0,013	0,014
Madera sin cepillar		0,012	0,015	0,018
Hormigón sin alisado con buen encofrado		0,013	0,014	0,015
Hormigón con huellas de tablas		0,015	0,016	0,018
Hormigón alisado		0,011	0,012	0,013
Mampostería, piedra		0,017	0,0225	0,030
Gabiones		0,025	0,027	0,032
Ladrillo enlucido		0,012	0,015	0,017

TABLA No. 6

Material	Valores de m	
	bajo agua	sobre agua
Arenas finas	3,0 - 3,5	2,5
Suelos limo-arenosos	2,0 - 2,5	2,0
Suelos limo-arcillosos	1,5 - 2,0	1,5
Arenas gruesas y gravas	1,0 - 1,5	1,0
Arcillas comunes y loes	1,0 - 1,5	1,0
Arcillas compactas	1,0 - 1,25	0,5 - 1,00

3.2. SISTEMAS DE CONDUCCION

3.2.1 INTRODUCCION

Existen muchos casos en los que para conseguir la caída necesaria para producir la energía de demanda, se debe conducir el agua a una distancia considerable del sitio de toma; en estos casos es necesario construir una obra de conducción que puede ser un canal a cielo abierto, tubería a baja presión o túnel. Estas obras se seleccionan en función principalmente de las condiciones topográficas y geológicas existentes en el lugar, así como de consideraciones de orden técnico-económico y de facilidades de construcción.

3.2.2 CANALES A CIELO ABIERTO

3.2.2.1 Generalidades

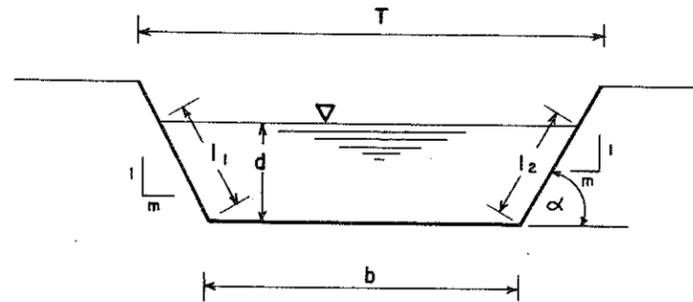
Los canales son cauces artificiales de forma regular que sirven para conducir agua, la que circula por acción de la gravedad y sujeta únicamente a la presión atmosférica pues su superficie está en contacto con la atmósfera.

Si la conducción se realiza por un tubo que está parcialmente lleno, o sea funcionando sin presión, entonces el tubo también está trabajando como canal.

En general, un canal mantiene una pendiente suave y constante por lo que conduce el agua a baja velocidad; en forma práctica, esta pendiente se puede establecer en 0,4/1000 lo que significa que cada 10 metros de longitud de canal se debe bajar en 4mm el nivel de su perfil.

La sección transversal tendrá un área que será función del caudal que tiene que conducir y de la rugosidad de su superficie o de la cantidad de vegetación que crece en él. (ver tabla N°5) (página 152).

3.2.2.2 Elementos Geométricos de la Sección Transversal de un Canal



$m = \cot \alpha =$ talud de las paredes del canal (ver tabla N°5). (Pág. 152)

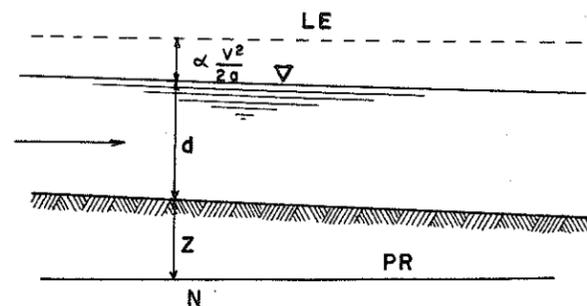
$d =$ profundidad del agua o calado

$A =$ área mojada ($bd + md^2$)

$P =$ perímetro mojado ($l_1 + l_2 + b$)

$R =$ radio hidráulico = $\frac{\text{área mojada}}{\text{perímetro mojado}}$

3.2.2.3 Energía en un Canal Abierto



LE = línea de energía

PR = plano de referencia

N = punto de referencia

Z = desnivel del fondo del canal con respecto al plano de referencia

- Energía cinética o carga de velocidad

$$\propto \frac{V^2}{2g}$$

α es factor de distribución de velocidades (V) y varía de 1.1 a 1.2 y para el caso de velocidad media $\alpha = 1$.

g es la aceleración de la gravedad (9.81 m/seg^2).

- Energía o carga de presión, está determinada por el valor de α .

- Energía de elevación o posición, puede estar referida a cualquier nivel.

- La energía total sobre A es:

$$H = \frac{V^2}{2g} + d + Z$$

- La energía sobre el fondo del canal es:

$$H = d + \frac{V^2}{2g} \quad \text{y se denomina energía específica.}$$

S = sección de excavación de la plataforma

$$S = \frac{C \times E}{2}$$

$$\text{tg}\beta = \frac{E}{F} ; \quad E = F \text{tg}\beta$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{E}{c + F} ; \quad E = (c + F)\text{tg}\alpha$$

$$F\text{tg}\beta = (c + F)\text{tg}\alpha$$

$$F = \frac{c \text{tg}\alpha}{\text{tg}\beta - \text{tg}\alpha}$$

$$E = \left(\frac{c \text{tg}\alpha}{\text{tg}\beta - \text{tg}\alpha} \right) \text{tg}\beta$$

$$S = \frac{C^2 \text{tg}\alpha \text{tg}\beta}{\text{tg}\beta - \text{tg}\alpha}$$

$$S = f C^2$$

Los valores de f pueden tabularse ya que varían con la pendiente transversal del terreno y el talud del corte y se presentan en la tabla N° 8. Página 172.

3.2.2.6.1 Procedimiento de Diseño

- a) datos:
- caudal a conducirse Q
 - gradiente del canal J
 - coeficiente de rugosidad n
 - inclinación de los taludes m
 - pendiente transversal del terreno α
 - altura de seguridad o franco s

b) Metodología:

- calcular el valor de K ó K'
- utilizar las tablas N° 7 para determinar el valor de d ó b. Páginas 166-171.
- calcular el área de excavación del cajón con la siguiente fórmula:

$$A_c = bd + md^2$$

- calcular la excavación de la plataforma con la siguiente fórmula:

$$A_p = f c^2$$

Para determinar el valor f utilizar la tabla N° 8. Pág.17

- Determinar la superficie total de excavación

$$A = A_c + A_p$$

3.2.2.7 Aspectos Generales de Diseño y Construcción de Canales

Existen algunas consideraciones desde el punto de vista de diseño y construcción que tienen que tomarse en cuenta pues esto facilitará su ejecución. Así tenemos por ejemplo que la base de un canal no debe ser inferior a 0.80 m que es la mínima dimensión aconsejable para que un hombre pueda moverse al realizar la excavación. El calado (tirante o profundidad del agua) no deberá ser mayor de unos 2 metros, y las paredes deberán tener una holgura mínima de 0.30 m en relación con el tirante máximo previsto en épocas de creciente; este borde libre sobre el nivel de agua se lo prevee como una precaución contra la acumulación de azolve en el canal, reducción de la eficiencia hidráulica por crecimiento de plantas, acción de oleaje, asentamiento de los bordos y caudal en exceso durante las crecientes.

Se hace notar que el tirante máximo previsto en el canal de aducción corresponde al nivel de agua máximo en el reservorio o cámara de carga sin que ocurra el desborde de los excesos por el vertedero.

En el diseño de un canal es importante considerar las pendientes que puede tolerar; así pues, una pendiente muy fuerte ocasionará velocidades altas las que dependiendo del material del cauce ocasionarán erosión, la misma que puede ser mayor en caso de suelos de grano fino, pero dependiendo también del material cementante. La consolidación del material del cauce es mayor mientras más uso tenga y por tanto, resiste más a la erosión. En caso de canales

que lleven agua con materiales abrasivos, la velocidad permisible es menor. En la tabla "A" , se presentan velocidades máximas hasta las que se puede llegar sin producir erosión.

Por otro lado, tampoco se debe proyectar un canal que lleve el agua con velocidades muy bajas, pues el material que está en suspensión puede depositarse en el canal, reduciéndose su eficiencia. Por tanto, los canales deben diseñarse con velocidades que estén muy cerca de las máximas admisibles; esto si la topografía así lo permite.

TABLA "A" - VELOCIDADES MAXIMAS ADMISIBLES EN CANALES

Material del cauce	Velocidad en m/seg.	
	agua clara	agua con sedimento abrasivo
arena fina	0.45	0.45
migajón limoso	0.60	0.60
grava fina	0.75	0.75
arcilla rígida	1.20	0.90
grava gruesa	1.20	1.20
pizanas	1.80	1.50
acero	*	2.40
madera	6.00	3.00
concreto	12.00	6.00

* limitada por posible cavitación

Si el suelo por el que se va a conducir el canal tiene una baja permeabilidad y existe una cantidad de agua suficiente para cubrir la demanda de energía, entonces no es necesario revestir el canal. Generalmente, los canales en estas condiciones tienen una sección transversal trapezoidal, con taludes que se establecen de acuerdo a la estabilidad del material (ver tabla "B")

TABLA "B" - TALUDES TIPICOS PARA CANALES NO REVESTIDOS

Material de la excavación	Taludes (horizontal:Vertical)
roca firme	1/4 : 1
roca fracturada	1/2 : 1
suelo firme	1 : 1
migajón gravoso	1 1/2 : 1
suelo arenoso	2 1/2 : 1

* Tomado de "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos" por Linsley y Franzini, pág. 333.

El método para excavación de canales podrá variar desde con utilización de técnicas muy simples como es el uso de herramientas manuales como picos y palas, hasta la utilización de equipos convencionales como retroexcavadoras o dragas. En ciertos tramos del canal habrá que efectuar compactaciones simples del lecho y taludes del canal, las mismas que se podrán conseguir aplicando pisones de madera o concreto.

Si por el contrario se tienen que construir canales en suelos bastante permeables y si el agua es escasa, entonces habrá que impedir toda clase de filtraciones mediante el revestimiento de las paredes del canal, y esto puede hacerse utilizando entre otros materiales, la arcilla, terrocemento, asfalto, mortero de cemento, piedra suelta, mampostería de ladrillo o piedra y concreto reforzado; a continuación se dan características de algunos de estos revestimientos.

- Revestimiento con piedra suelta

El revestimiento de piedra se asentará en el lecho sobre otra cama de piedra de diámetro inferior, esta capa será de un espesor de aproximadamente 10 centímetros, en tanto que la capa externa tendrá un espesor de tres veces el diámetro medio de la piedra escogida para su conformación. Se podrán colocar piedras de hasta 5 centímetros de diámetro, de esta forma, en la excavación del canal se deberá prever el espesor que tiene la capa del material de revestimiento, de manera que el área interna del canal se presente con las dimensiones previstas en los cálculos hidráulicos.

- Revestimiento de mampostería de ladrillo o de bloques

En el revestimiento de mampostería de ladrillo se utilizarán ladrillos macizos de barro cocido o bloques de hormigón también macizos. Los ladrillos o bloques se colocarán de modo que luego conformen una capa de unos 6 cm. mínimo de espesor; antes de colocar los ladrillos o bloques deberán ser previamente mojados y no deberán ser colocados directamente sobre el suelo sino sobre una capa de macilla de cemento y arena que iguale las irregularidades en las superficies del lecho o taludes excavados.

- Revestimiento de concreto

El revestimiento de concreto se efectúa normalmente sin armadura, tiene un espesor de unos 15 centímetros y en el lecho se coloca previamente un replantillo de masilla de arena y cemento de unos 5 a 10 centímetros. Cada 10 metros se pondrá una junta de dilatación de aproximadamente 1 centímetro de espesor que será posteriormente llenada con asfalto luego del endurecimiento del concreto. La ejecución del revestimiento se controlará de modo que no se produzcan vacíos. La mezcla a ser utilizada en la preparación del concreto podrá tener la siguiente composición.

cemento	=	1 saco (50kg)
piedra (ripio)	=	220 litros
arena	=	100 litros
agua	=	35 litros en caso de usar arena gruesa; 40 litros en caso de usar arena fina.

3.2.2.8. Trazo de Canales

Dentro de este subcapítulo se presenta el tema de la localización de canales en el terreno, que es un problema parecido al de la localización de caminos pero que se lo debe tomar con mayor precaución pues en un camino la pendiente puede ser positiva o negativa, no así en un canal que siempre tiene que ir bajando y no variar ni brusca ni continuamente. Un primer paso para el trazado de un canal será el trabajo que se puede realizar en gabinete sobre cartografía o fotografía aérea disponible; como una primera

aproximación se puede trazar el canal manteniendo una misma curva de nivel desde el sitio de toma hasta un lugar que se considere como apto para ubicar la cámara de carga. Con este esquema es posible entonces realizar una visita de campo para reconocer el terreno y hacer todas las consideraciones necesarias para vencer las dificultades que se presenten en la ruta escogida, tales como cruce de pequeñas depresiones o problemas de índole geológico. Esta visita servirá para trazar una ruta aproximada del canal. Es conveniente se la inicie aguas abajo en el sitio previsto para la cámara de carga, desde este punto se puede partir hacia aguas arriba con una línea de gradiente 0.4/1.000 hasta cortar el río o riachuelo que se utilizará para el aprovechamiento hidroeléctrico; luego se harán los ajustes necesarios de localización de obra de toma de acuerdo a consideraciones de orden técnico - económico. Con los datos obtenidos en la visita de campo se podrá proyectar definitivamente el canal; para trazar el mismo se pueden utilizar cualquiera de los métodos que se acostumbra en topografía tal como el de las deflexiones que pueden ser derechas o izquierdas con un valor angular siempre menor de 180°; de esta manera se tendrá una poligonal en la que sus vértices serán sustituidos por curvas que permitan un mejor flujo de agua.

d/B	m = 0	m = 0,25	m = 0,5	m = 0,75	m = 1	m = 1,5	m = 2	d/B	m = 0	m = 0,25	m = 0,5	m = 0,75	m = 1	m = 1,5	m = 2
0.01	98.689	99.060	99.359	99.600	99.799	100.120	100.384	0.41	1.64	1.91	2.15	2.38	2.59	2.96	3.30
0.15	65.366	65.736	66.034	66.275	66.475	66.798	67.066	0.42	1.59	1.86	2.11	2.33	2.54	2.91	3.25
0.02	48.710	49.077	49.375	49.616	49.816	50.142	50.415	0.43	1.54	1.80	2.05	2.27	2.48	2.85	3.20
0.025	38.720	39.086	39.382	39.624	39.825	40.143	40.429	0.44	1.49	1.76	2.01	2.23	2.44	2.81	3.15
0.03	32.063	32.427	32.723	32.964	33.166	33.497	33.776	0.45	1.45	1.72	1.96	2.18	2.39	2.76	3.10
0.035	27.311	27.674	27.969	28.210	28.412	28.745	29.027	0.46	1.41	1.67	1.92	2.14	2.34	2.72	3.06
0.04	23.750	24.110	24.405	24.646	24.848	25.183	25.468	0.47	1.37	1.63	1.87	2.10	2.30	2.67	3.02
0.045	20.981	21.340	21.634	21.875	22.078	22.415	22.703	0.48	1.331	1.59	1.83	2.06	2.26	2.63	2.98
0.05	18.769	19.126	19.419	19.660	19.863	20.202	20.492	0.49	1.294	1.55	1.80	2.02	2.22	2.59	2.94
0.06	15.5	15.8	16.1	16.4	16.6	16.9	17.2	0.50	1.260	1.52	1.76	1.98	2.19	2.56	2.90
0.07	13.09	13.44	13.7	14.0	14.2	14.5	14.8	0.52	1.196	1.45	1.69	1.91	2.11	2.49	2.83
0.08	11.32	11.67	11.93	12.20	12.40	12.75	13.06	0.54	1.137	1.39	1.63	1.84	2.05	2.42	2.77
0.09	9.95	10.29	10.58	10.82	11.03	11.38	11.68	0.56	1.082	1.331	1.57	1.79	1.99	2.36	2.71
0.10	8.86	9.19	9.52	9.72	9.93	10.28	10.59	0.58	1.032	1.279	1.51	1.73	1.93	2.31	2.65
0.11	7.97	8.30	8.59	8.82	9.03	9.38	9.70	0.60	0.985	1.203	1.46	1.68	1.88	2.25	2.60
0.12	7.22	7.50	7.84	8.08	8.28	8.64	8.96	0.62	0.942	1.184	1.42	1.64	1.84	2.21	2.55
0.13	6.60	6.93	7.21	7.44	7.65	8.01	8.33	0.64	0.902	1.142	1.37	1.59	1.79	2.16	2.50
0.14	6.06	6.39	6.67	6.90	7.11	7.47	7.79	0.66	0.865	1.102	1.332	1.55	1.75	2.12	2.46
0.15	5.60	5.92	6.20	6.44	6.65	7.01	7.33	0.68	0.830	1.065	1.294	1.51	1.71	2.08	2.42
0.16	5.20	5.32	5.79	6.03	6.24	6.60	6.93	0.70	0.797	1.030	1.257	1.47	1.67	2.04	2.39
0.17	4.84	5.16	5.44	5.67	5.88	6.25	6.58	0.72	0.767	0.997	1.224	1.43	1.64	2.01	2.35
0.18	4.53	4.85	5.12	5.36	5.57	5.93	6.26	0.74	0.738	0.967	1.191	1.40	1.60	1.97	2.32
0.19	4.23	4.56	4.83	5.07	5.28	5.65	5.98	0.76	0.711	0.937	1.161	1.37	1.57	1.94	2.29
0.20	4.00	4.31	4.58	4.82	5.03	5.39	5.72	0.78	0.685	0.911	1.133	1.345	1.54	1.91	2.25
0.21	3.77	4.08	4.35	4.59	4.80	5.16	5.49	0.80	0.661	0.885	1.105	1.315	1.51	1.88	2.23
0.22	3.57	3.87	4.15	4.37	4.59	4.95	5.29	0.82	0.639	0.860	1.079	1.289	1.49	1.86	2.20
0.23	3.93	3.68	3.95	4.19	4.39	4.76	5.10	0.84	0.617	0.838	1.055	1.269	1.46	1.83	2.17
0.24	3.21	3.51	3.78	4.01	4.22	4.59	4.93	0.86	0.597	0.815	1.032	1.240	1.44	1.80	2.15
0.25	3.06	3.35	3.62	3.86	4.06	4.43	4.76	0.88	0.577	0.794	1.010	1.218	1.41	1.78	2.13
0.26	2.91	3.21	3.47	3.71	3.92	4.29	4.62	0.90	0.559	0.776	0.989	1.196	1.39	1.76	2.11
0.27	2.78	3.08	3.34	3.57	3.78	4.15	4.49	0.92	0.542	0.755	0.970	1.176	1.37	1.74	2.09
0.28	2.66	2.95	3.21	3.45	3.65	4.02	4.36	0.94	0.526	0.737	0.951	1.156	1.35	1.72	2.07
0.29	2.54	2.83	3.10	3.33	3.53	3.91	4.25	0.96	0.510	0.720	0.940	1.137	1.333	1.70	2.05
0.30	2.44	2.75	2.99	3.22	3.43	3.80	4.14	0.98	0.495	0.704	0.916	1.119	1.315	1.68	2.03
0.31	2.38	2.62	2.89	3.12	3.32	3.69	4.04	1.00	0.481	0.688	0.898	1.102	1.298	1.66	2.01
0.32	2.25	2.53	2.79	3.02	3.23	3.60	3.94	1.05	0.448	0.652	0.860	1.063	1.259	1.62	1.97
0.33	2.16	2.45	2.71	2.93	3.14	3.51	3.86	1.10	0.419	0.619	0.825	1.026	1.220	1.59	1.93
0.34	2.08	2.36	2.62	2.85	3.06	3.43	3.77	1.15	0.392	0.590	0.793	0.994	1.186	1.55	1.90
0.35	2.01	2.29	2.54	2.77	2.98	3.35	3.69	1.20	0.369	0.563	0.765	0.964	1.156	1.52	1.86
0.36	1.94	2.21	2.47	2.70	2.91	3.28	3.62	1.25	0.347	0.538	0.739	0.937	1.128	1.49	1.84
0.37	1.87	2.15	2.40	2.62	2.83	3.20	3.55	1.30	0.328	0.516	0.715	0.911	1.102	1.47	1.81
0.38	1.81	2.08	2.34	2.56	2.77	3.14	3.48	1.35	0.310	0.495	0.692	0.888	1.079	1.44	1.78
0.39	1.72	2.02	2.27	2.50	2.71	3.08	3.42	1.40	0.293	0.476	0.672	0.867	1.057	1.42	1.76
0.40	1.68	1.97	2.21	2.44	2.64	3.02	3.30	1.45	0.279	0.459	0.653	0.847	1.036	1.40	1.74

d/B	Valores de K = Q n B ^{-8/3} J ^{-1/2}							d/b	Valores de K = Q n B ^{-8/3} J ^{-1/2}						
	m = 0	m = 0,25	m = 0,5	m = 0,75	m = 1	m = 1,5	m = 2		m = 0	m = 0,25	m = 0,5	m = 0,75	m = 1	m = 1,5	m = 2
1.50	0.264	0.443	0.635	0.829	1.018	1.38	1.72	0.01	0.000458	0.000460	0.000461	0.000462	0.000463	0.000465	0.000466
1.55	0.252	0.428	0.619	0.812	1.000	1.36	1.70	0.015	0.000895	0.000900	0.000904	0.000907	0.000910	0.000914	0.000918
1.60	0.240	0.414	0.604	0.795	0.983	1.343	1.69	0.02	0.00144	0.00145	0.00146	0.00146	0.00147	0.00148	0.00149
1.65	0.229	0.401	0.590	0.781	0.968	1.327	1.67	0.025	0.00207	0.00209	0.00210	0.00212	0.00213	0.00215	0.00216
1.70	0.219	0.389	0.577	0.767	0.953	1.312	1.66	0.03	0.00279	0.00282	0.00284	0.00286	0.00288	0.00291	0.00293
1.75	0.210	0.378	0.565	0.755	0.940	1.298	1.64	0.035	0.00358	0.00363	0.00367	0.00370	0.00372	0.00377	0.00380
1.80	0.201	0.367	0.553	0.743	0.927	1.284	1.63	0.04	0.00444	0.00451	0.00457	0.00461	0.00465	0.00471	0.00477
1.85	0.192	0.357	0.541	0.731	0.915	1.272	1.62	0.045	0.00538	0.00547	0.00554	0.00560	0.00566	0.00574	0.00582
1.90	0.185	0.348	0.529	0.719	0.903	1.260	1.60	0.05	0.00637	0.00649	0.00659	0.00667	0.00674	0.00685	0.00695
1.95	0.178	0.339	0.517	0.707	0.892	1.249	1.59	0.06	0.00855	0.00875	0.00888	0.00902	0.00915	0.00929	0.00949
2.00	0.171	0.330	0.505	0.697	0.882	1.238	1.58	0.07	0.0109	0.0112	0.0114	0.0116	0.0118	0.0121	0.0123
2.10	0.159	0.316	0.493	0.679	0.863	1.219	1.56	0.08	0.0135	0.0139	0.0142	0.0145	0.0147	0.0151	0.0155
2.20	0.148	0.302	0.481	0.662	0.845	1.201	1.54	0.09	0.0162	0.0168	0.0172	0.0176	0.0180	0.0185	0.0190
2.30	0.138	0.289	0.469	0.647	0.830	1.184	1.53	0.10	0.0190	0.0198	0.0205	0.0209	0.0214	0.0221	0.0228
2.40	0.1291	0.278	0.457	0.633	0.816	1.169	1.51	0.11	0.0221	0.0230	0.0238	0.0245	0.0251	0.0260	0.0269
2.50	0.1211	0.268	0.445	0.621	0.802	1.156	1.50	0.12	0.0253	0.0264	0.0275	0.0283	0.0290	0.0303	0.0314
2.60	0.1139	0.258	0.433	0.609	0.790	1.143	1.49	0.13	0.0286	0.0300	0.0312	0.0323	0.0332	0.0347	0.0361
2.70	0.1075	0.250	0.421	0.598	0.779	1.131	1.47	0.14	0.0320	0.0337	0.0353	0.0365	0.0376	0.0395	0.0412
2.80	0.1015	0.242	0.409	0.588	0.769	1.121	1.46	0.15	0.0355	0.0376	0.0394	0.0409	0.0422	0.0446	0.0466
2.90	0.0960	0.234	0.397	0.579	0.759	1.110	1.45	0.16	0.0392	0.0417	0.0437	0.0455	0.0470	0.0498	0.0522
3.00	0.0911	0.227	0.385	0.571	0.750	1.101	1.44	0.17	0.0429	0.0458	0.0483	0.0503	0.0522	0.0554	0.0583
3.10	0.0865	0.221	0.373	0.563	0.741	1.092	1.433	0.18	0.0468	0.0501	0.0529	0.0553	0.0575	0.0612	0.0647
3.20	0.0823	0.215	0.361	0.555	0.734	1.084	1.43	0.19	0.0507	0.0544	0.0577	0.0606	0.0606	0.0673	0.0713
3.30	0.0784	0.210	0.349	0.548	0.726	1.076	1.416	0.20	0.0547	0.0589	0.0627	0.0659	0.0686	0.0740	0.0781
3.40	0.0748	0.205	0.337	0.542	0.718	1.069	1.41	0.21	0.0588	0.0635	0.0680	0.0713	0.0747	0.0808	0.0855
3.50	0.0714	0.200	0.325	0.536	0.713	1.062	1.402	0.22	0.0629	0.0680	0.0734	0.0774	0.0808	0.0875	0.0935
3.60	0.0683	0.196	0.313	0.530	0.707	1.056	1.39	0.23	0.0671	0.0734	0.0787	0.0835	0.0875	0.0949	0.102
3.80	0.0627	0.188	0.299	0.519	0.695	1.044	1.38	0.24	0.0713	0.0781	0.0841	0.0895	0.0935	0.102	0.110
4.00	0.578	0.180	0.287	0.509	0.686	1.034	1.37	0.25	0.0760	0.0835	0.0895	0.0956	0.101	0.110	0.118
4.50	0.0479	0.165	0.275	0.489	0.664	1.011	1.35	0.26	0.0801	0.0882	0.0956	0.102	0.108	0.118	0.127
5.00	0.0404	0.153	0.263	0.474	0.647	0.993	1.332	0.27	0.0848	0.0935	0.102	0.109	0.115	0.127	0.137
								0.28	0.0895	0.0989	0.108	0.116	0.122	0.135	0.146
								0.29	0.0935	0.104	0.114	0.122	0.130	0.144	0.156
								0.30	0.0983	0.110	0.120	0.130	0.138	0.153	0.167
								0.31	0.103	0.116	0.127	0.137	0.146	0.163	0.178
								0.32	0.108	0.121	0.134	0.145	0.155	0.172	0.189
								0.33	0.112	0.127	0.141	0.153	0.164	0.182	0.201
								0.34	0.117	0.133	0.147	0.160	0.172	0.193	0.212
								0.35	0.122	0.139	0.155	0.169	0.181	0.204	0.225
								0.36	0.128	0.145	0.162	0.177	0.190	0.215	0.238
								0.37	0.132	0.151	0.169	0.185	0.200	0.226	0.251
								0.38	0.137	0.157	0.177	0.194	0.209	0.238	0.264
								0.39	0.141	0.164	0.184	0.203	0.219	0.250	0.277

d/b	m = 0	m = 0.25	m = 0.5	m = 0.75	m = 1	m = 1.5	m = 2
0.40	0.146	0.171	0.192	0.212	0.229	0.262	0.291
0.41	0.151	0.177	0.200	0.221	0.240	0.275	0.306
0.42	0.157	0.183	0.208	0.230	0.251	0.288	0.322
0.43	0.162	0.190	0.216	0.240	0.262	0.301	0.337
0.44	0.168	0.197	0.225	0.250	0.273	0.314	0.353
0.45	0.172	0.204	0.233	0.260	0.284	0.328	0.369
0.46	0.177	0.211	0.242	0.270	0.296	0.343	0.386
0.47	0.182	0.217	0.250	0.281	0.308	0.357	0.404
0.48	0.188	0.224	0.259	0.291	0.320	0.372	0.421
0.49	0.193	0.232	0.268	0.302	0.332	0.387	0.439
0.50	0.199	0.240	0.277	0.312	0.345	0.403	0.457
0.52	0.209	0.254	0.296	0.334	0.369	0.435	0.495
0.54	0.220	0.268	0.315	0.357	0.397	0.468	0.535
0.56	0.231	0.283	0.334	0.381	0.425	0.503	0.576
0.58	0.242	0.299	0.354	0.405	0.453	0.540	0.620
0.60	0.252	0.315	0.375	0.430	0.483	0.577	0.665
0.62	0.263	0.331	0.396	0.456	0.513	0.617	0.71
0.64	0.275	0.347	0.417	0.483	0.544	0.657	0.76
0.66	0.285	0.364	0.439	0.511	0.577	0.70	0.81
0.68	0.297	0.381	0.462	0.539	0.611	0.74	0.87
0.70	0.308	0.398	0.486	0.567	0.645	0.79	0.92
0.72	0.319	0.415	0.509	0.597	0.680	0.83	0.98
0.74	0.330	0.433	0.534	0.627	0.72	0.88	1.04
0.76	0.342	0.451	0.559	0.660	0.75	0.94	1.10
0.78	0.353	0.470	0.584	0.693	0.79	0.99	1.16
0.80	0.365	0.488	0.610	0.73	0.83	1.04	1.23
0.82	0.376	0.507	0.636	0.76	0.87	1.10	1.30
0.84	0.388	0.526	0.663	0.79	0.92	1.15	1.37
0.86	0.399	0.545	0.693	0.83	0.96	1.20	1.44
0.88	0.411	0.565	0.72	0.87	1.00	1.26	1.51
0.90	0.422	0.585	0.75	0.90	1.05	1.33	1.59
0.92	0.434	0.605	0.78	0.94	1.10	1.39	1.67
0.94	0.446	0.625	0.81	0.98	1.15	1.46	1.75
0.96	0.458	0.646	0.84	1.02	1.20	1.53	1.84
0.98	0.469	0.667	0.87	1.06	1.25	1.60	1.92
1.00	0.480	0.687	0.90	1.10	1.30	1.66	2.01
1.05	0.511	0.74	0.98	1.21	1.43	1.85	2.24
1.10	0.540	0.80	1.06	1.33	1.57	2.05	2.49
1.15	0.570	0.86	1.15	1.45	1.72	2.25	2.75
1.20	0.600	0.92	1.24	1.57	1.88	2.47	3.03
1.25	0.630	0.98	1.34	1.70	2.05	2.71	3.33
1.30	0.660	1.04	1.44	1.84	2.22	2.95	3.65
1.35	0.690	1.10	1.54	1.98	2.40	3.20	3.98
1.40	0.72	1.17	1.65	2.13	2.59	3.49	4.33
1.45	0.75	1.24	1.76	2.28	2.79	3.77	4.70

d/b	m = 0	m = 0.25	m = 0.5	m = 0.75	m = 1	m = 1.5	m = 2
1.50	0.78	1.31	1.87	2.44	3.00	4.06	5.08
1.55	0.81	1.38	1.99	2.61	3.22	4.37	5.48
1.60	0.84	1.45	2.11	2.79	3.45	4.70	5.92
1.65	0.87	1.53	2.24	2.97	3.68	5.04	6.34
1.70	0.90	1.60	2.37	3.16	3.92	5.40	6.80
1.75	0.93	1.68	2.51	3.35	4.18	5.77	7.30
1.80	0.96	1.76	2.64	3.55	4.44	6.15	7.81
1.85	0.99	1.84	2.78	3.76	4.72	6.56	8.34
1.90	1.05	2.01	3.09	4.20	5.30	7.45	9.42
2.00	1.08	2.10	3.25	4.43	5.60	7.88	10.0
2.10	1.15	2.28	3.57	4.91	6.24	8.82	11.3
2.20	1.21	2.47	3.92	5.42	6.91	9.83	12.6
2.30	1.27	2.67	4.28	5.96	7.60	10.9	14.0
2.40	1.33	2.87	4.66	6.54	8.41	12.0	15.5
2.50	1.39	3.08	5.06	7.14	9.22	13.3	17.2
2.60	1.45	3.30	5.48	7.81	10.1	14.6	19.0
2.70	1.52	3.53	5.92	8.48	11.0	16.0	20.8
2.80	1.58	3.76	6.39	9.15	12.0	17.4	22.7
2.90	1.64	4.00	6.86	9.89	13.0	19.0	24.8
3.00	1.70	4.26	7.40	10.7	14.1	20.6	27.0
3.10	1.768	4.52	7.887	11.50	15.15	22.32	29.27
3.20	1.83	4.79	8.41	12.3	16.3	24.1	31.7
3.30	1.892	5.0674	8.998	13.23	17.53	25.98	34.19
3.40	1.95	5.36	9.56	14.1	18.8	27.9	36.7
3.50	2.017	5.650	10.2	15.12	20.13	30.00	39.59
3.60	2.08	5.96	10.8	16.2	21.5	32.2	42.4
3.80	2.21	6.60	12.2	18.3	24.4	36.7	48.7
4.00	2.33	7.27	13.6	20.5	27.7	41.7	55.3
4.50	2.64	9.09	17.6	27.0	36.7	55.8	74.7
5.00	2.95	11.2	22.3	34.7	47.3	72.7	97.6

TABLA No. 8

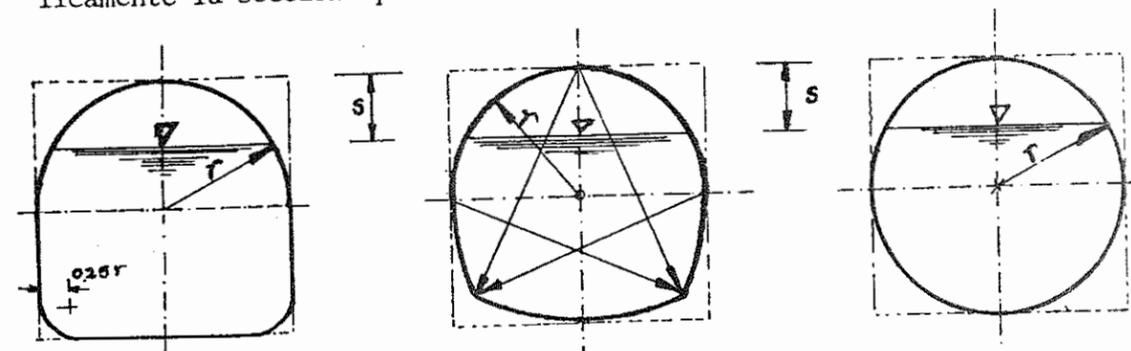
VALORES DE - f -

α°	Grad. o/o	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50
4	6,993	0,0350	0,0356	0,0362	0,0369	0,0376	0,0383	0,0391
5	8,749	0,0437	0,0447	0,0457	0,0479	0,0479	0,0491	0,0594
6	10,510	0,0526	0,0540	0,0555	0,0570	0,0587	0,0605	0,0624
7	12,278	0,0614	0,0633	0,0654	0,0676	0,0700	0,0725	0,0753
8	14,054	0,0703	0,0728	0,0756	0,0786	0,0818	0,0852	0,0890
9	15,838	0,0792	0,0825	0,0860	0,0899	0,0941	0,0987	0,1040
10	17,633	0,0882	0,0922	0,0967	0,1016	0,1070	0,1131	0,1200
11	19,438	0,0972	0,1022	0,1077	0,1140	0,1206	0,1284	0,1372
12	21,256	0,1063	0,1122	0,1190	0,1260	0,1350	0,1447	0,1560
13	23,087	0,1154	0,1225	0,1305	0,1400	0,1500	0,1623	0,1770
14	24,933	0,1247	0,1329	0,1425	0,1530	0,1660	0,1811	0,1990
15	26,795	0,1340	0,1436	0,1547	0,1680	0,1830	0,2014	0,2240
16	28,675	0,1434	0,1544	0,1674	0,1830	0,2010	0,2235	0,2520
17	30,573	0,1528	0,1683	0,1804	0,1980	0,2200	0,2474	0,2820
18	32,492	0,1625	0,1768	0,1940	0,2150	0,2410	0,2736	0,3170
19	34,433	0,1722	0,1883	0,2080	0,2320	0,2630	0,3023	0,3560
20	36,397	0,1820	0,2020	0,2225	0,2500	0,2860	0,3340	0,4010
21	38,386	0,1919	0,2123	0,2375	0,2700	0,3120	0,3690	0,4520
22	40,403	0,2020	0,2247	0,2532	0,2900	0,3390	0,3920	0,5130
23	42,447	0,2122	0,2374	0,2694	0,3110	0,3690	0,4520	0,5840
24	44,523	0,2226	0,2505	0,2864	0,3310	0,4010	0,5020	0,6700
25	46,631	0,2332	0,2639	0,3041	0,3590	0,4370	0,5590	0,7760
26	48,773	0,2439	0,2777	0,3225	0,3850	0,4760	0,6250	0,9090
27	50,953	0,2548	0,2920	0,3420	0,4120	0,5190	0,7020	1,0810
28	53,171	0,2659	0,3066	0,3622	0,4420	0,5680	0,7930	1,3130
29	55,431	0,2772	0,3218	0,3830	0,4740	0,6220	0,9030	1,6450
30	57,735	0,2887	0,3374	0,4060	0,5090	0,6830	1,0370	2,1540
31	60,086	0,3004	0,3535	0,4290	0,5470	0,7530	1,2070	3,0430
32	62,487	0,3124	0,3703	0,4540	0,5880	0,8330	1,4270	4,9850
33	64,941	0,3247	0,3876	0,4810	0,6330	0,9260	1,7250	12,5310
34	67,451	0,3372	0,4056	0,5090	0,6830	1,0360	2,1500	
35	70,021	0,3501	0,4244	0,5390	0,7370	1,1680	2,8070	
36	72,654	0,3633	0,4438	0,5710	0,7980	1,3280	3,9560	
37	75,355	0,3768	0,4643	0,6050	0,8670	1,5290	6,4940	
38	78,129	0,3907	0,4855	0,6410	0,9440	1,7860	16,7220	
39	80,978	0,4049	0,5077	0,6800	1,0310	2,1290		
40	83,910	0,4195	0,5309	0,7230	1,1320	2,6070		
41	86,929	0,4346	0,5553	0,7690	1,2490	3,3250		
42	90,040	0,4502	0,5809	0,8190	1,3870	4,5210		
43	93,252	0,4662	0,6079	0,8740	1,5510	6,9060		
44	96,569	0,4829	0,6365	0,9340	1,7510	14,0850		
45	100,000	0,5000	0,6666	1,0000	2,0000			
46	103,550	0,5178	0,6985	1,0074	2,3180			
47	107,240	0,5362	0,7326	1,1560	2,7390			
48	111,060	0,5553	0,7687	1,2490	3,3240			
49	115,040	0,5752	0,8074	1,3540	4,1940			
50	119,180	0,5959	0,8487	1,4720	5,6110			

3.2.3 TUNELES:

3.2.3.1 GENERALIDADES:

Tiene que servir en la conducción con el máximo caudal y con la menor sección, además de resistir presiones. La sección circular es hidráulicamente la sección óptima. Las secciones más comunmente usadas son:



TIPO BAUL

TIPO HERRADURA

CIRCULAR

$s = \text{altura de seguridad o franco} \approx 0.30 r \geq 0.40 \text{ m.}$

En cualquier caso las alturas mínimas serían:

- 1.80 m en sección tipo baúl
- 2.00 m en sección tipo herradura
- 2.20 m en sección circular

El ancho no debería ser menor a 1.40 m.

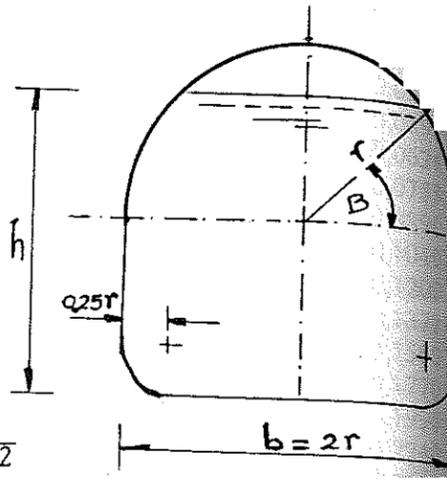
3.2.3.2 DISEÑO DE TUNELES:

3.2.3.2.1 Túnel tipo baúl:

- a) Datos:
- caudal a conducirse Q
 - gradiente
 - coeficiente de rugosidad n

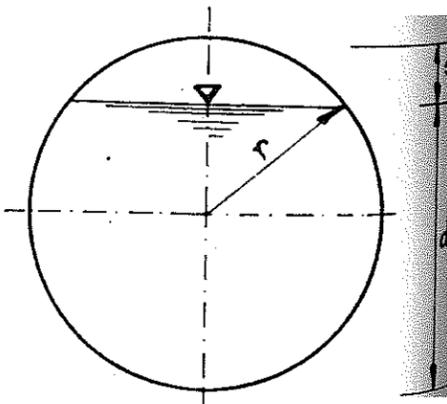
b) Procedimiento de cálculo:

- determinar el valor $Kq = \frac{Q}{i^{1/2}}$
- asumir un valor $\frac{h}{r}$ entre 1.00 y 2.00
- utilizar la tabla No. 9 (pag.176) en la que con el valor de la relación $\frac{h}{r}$ determinar el valor de $Kq n/r^{8/3}$
- sirviéndonos de esta última expresión, determinar el valor r
- calcular la altura de seguridad s, la que debe ser ≥ 0.40 m, si esto no ocurre se tendrá que asumir otro valor h/r
- determinar el ancho del túnel $b = 2r$



3.2.3.2.2 Túnel sección circular:

- a) Datos:
- caudal a conducirse Q
 - gradiente
 - coeficiente de rugosidad n



b) Procedimiento de cálculo:

- imponerse un valor $\frac{d}{D}$
- Utilizar la tabla No. 10 (pag.177), en la que con el valor de la relación $\frac{d}{D}$ se determinan los valores de $\frac{Qn}{D^{2.67} J^{0.5}}$ y de $\frac{A}{D^2}$
- de las expresiones anteriores deducir el valor del diámetro D
- de la relación $\frac{d}{D}$ obtener el valor de d.

En el diseño de tuneles considerar que la velocidad oscila entre 1.5 y 2.5 m/s para caudales constantes. En los túneles a presión las velocidades generalmente varían de 2.5 m/s a 4.5 m/s.

TABLA No. 9

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE TUNELES TIPO
BAUL PARA DISTINTOS CALADOS

h/r	A/r ²	P/r	R/r	kqn/r ^{8/3}
2,00	3,5439	6,9266	0,5116	2,269
1,99	3,5421	6,6435	0,5331	2,329
1,98	3,5387	6,5260	0,5422	2,353
1,97	3,5342	6,4355	0,5491	2,370
1,96	3,5290	6,3590	0,5549	2,383
1,95	3,5230	6,2915	0,5600	2,394
1,94	3,5165	6,2302	0,5644	2,402
1,93	3,5094	6,1737	0,5684	2,408
1,92	3,5018	6,1213	0,5720	2,413
1,91	3,4937	6,0716	0,5754	2,417
1,90	3,4853	6,0246	0,5784	2,419
1,89	3,4763	5,9797	0,5814	2,420
1,88	3,4669	5,9367	0,5840	2,421
1,87	3,4573	5,8953	0,5865	2,421
1,86	3,4473	5,8555	0,5887	2,420
1,85	3,4368	5,8170	0,5908	2,418
1,84	3,4261	5,7795	0,5928	2,416
1,83	3,4153	5,7435	0,5946	2,414
1,82	3,4039	5,7080	0,5963	2,410
1,81	3,3924	5,6736	0,5979	2,406
1,80	3,3804	5,6393	0,5994	2,405
1,70	3,2485	5,3362	0,6088	2,330
1,60	3,0967	5,0784	0,6105	2,236
1,50	2,9298	4,8326	0,6063	2,100
1,40	2,7513	4,6084	0,5970	1,952
1,30	2,5640	4,3918	0,5834	1,781
1,20	2,3705	4,1881	0,5650	1,620
1,10	2,1728	3,9857	0,5452	1,453
1,00	1,9728	3,7854	0,5213	1,280

TABLA No. 10

SECCIONES CIRCULARES PARCIALMENTE LLENAS

d/D	Valores de $Q_n / D^{2.67} j^{0.5} = AR^{2/3} / D^{2.67}$ Y de A/D^2										D = Diámetro d = calado
	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	
0,0	0,00000	0,00005	0,00020	0,00051	0,00092	0,00151	0,00221	0,00306	0,00404	0,00516	
	0,0000	0,0013	0,0037	0,0069	0,0105	0,0147	0,0192	0,0242	0,0294	0,0360	
0,1	0,00647	0,00799	0,00949	0,01123	0,01311	0,01617	0,01736	0,01957	0,02205	0,02457	
	0,0409	0,0470	0,0534	0,0600	0,0668	0,0739	0,0811	0,0885	0,0961	0,1039	
0,2	0,02736	0,03013	0,03304	0,03610	0,03944	0,04275	0,04622	0,04979	0,05528	0,05706	
	0,1118	0,1199	0,1281	0,1365	0,1449	0,1535	0,1623	0,1711	0,1800	0,1890	
0,3	0,06107	0,06614	0,06908	0,07338	0,07755	0,0818	0,08649	0,09096	0,09554	0,10020	
	0,1982	0,2074	0,2167	0,2260	0,2355	0,2450	0,2546	0,2642	0,2739	0,2836	
0,4	0,10496	0,10982	0,11476	0,11980	0,12457	0,12978	0,13470	0,14007	0,14513	0,15067	
	0,2954	0,3032	0,3130	0,3229	0,3328	0,3428	0,3627	0,3627	0,3727	0,3827	
0,5	0,1660	0,1612	0,1666	0,1719	0,1773	0,1828	0,1883	0,1930	0,1966	0,2038	
	0,395	0,403	0,415	0,423	0,433	0,445	0,453	0,462	0,472	0,482	
0,6	0,2096	0,2149	0,2202	0,2251	0,2305	0,2355	0,2410	0,2460	0,2510	0,2661	
	0,492	0,502	0,512	0,521	0,531	0,540	0,550	0,559	0,569	0,576	
0,7	0,2607	0,2669	0,2705	0,2752	0,2795	0,2845	0,2881	0,2928	0,2970	0,3011	
	0,567	0,596	0,605	0,614	0,623	0,632	0,640	0,649	0,657	0,666	
0,8	0,3047	0,3079	0,3115	0,3151	0,3185	0,3212	0,3243	0,3263	0,3287	0,3300	
	0,674	0,681	0,689	0,697	0,704	0,712	0,7120	0,725	0,732	0,730	
0,9	0,3324	0,3331	0,3343	0,3349	0,3348	0,3347	0,3340	0,3326	0,3299	0,3250	
	0,745	0,750	0,756	0,761	0,766	0,771	0,775	0,779	0,782	0,784	

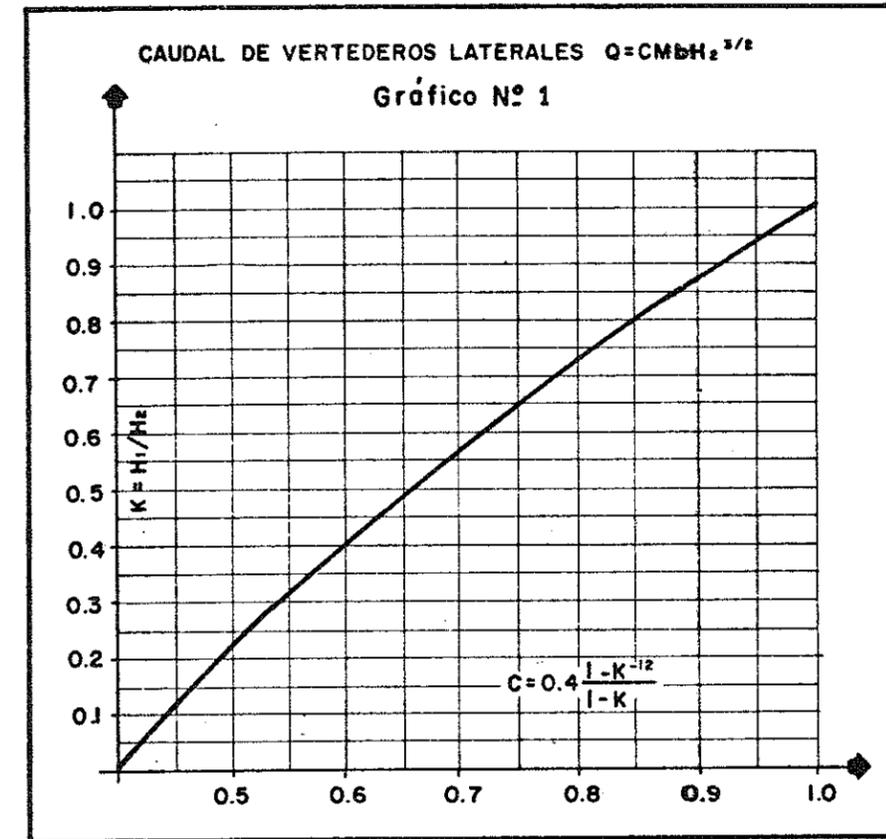
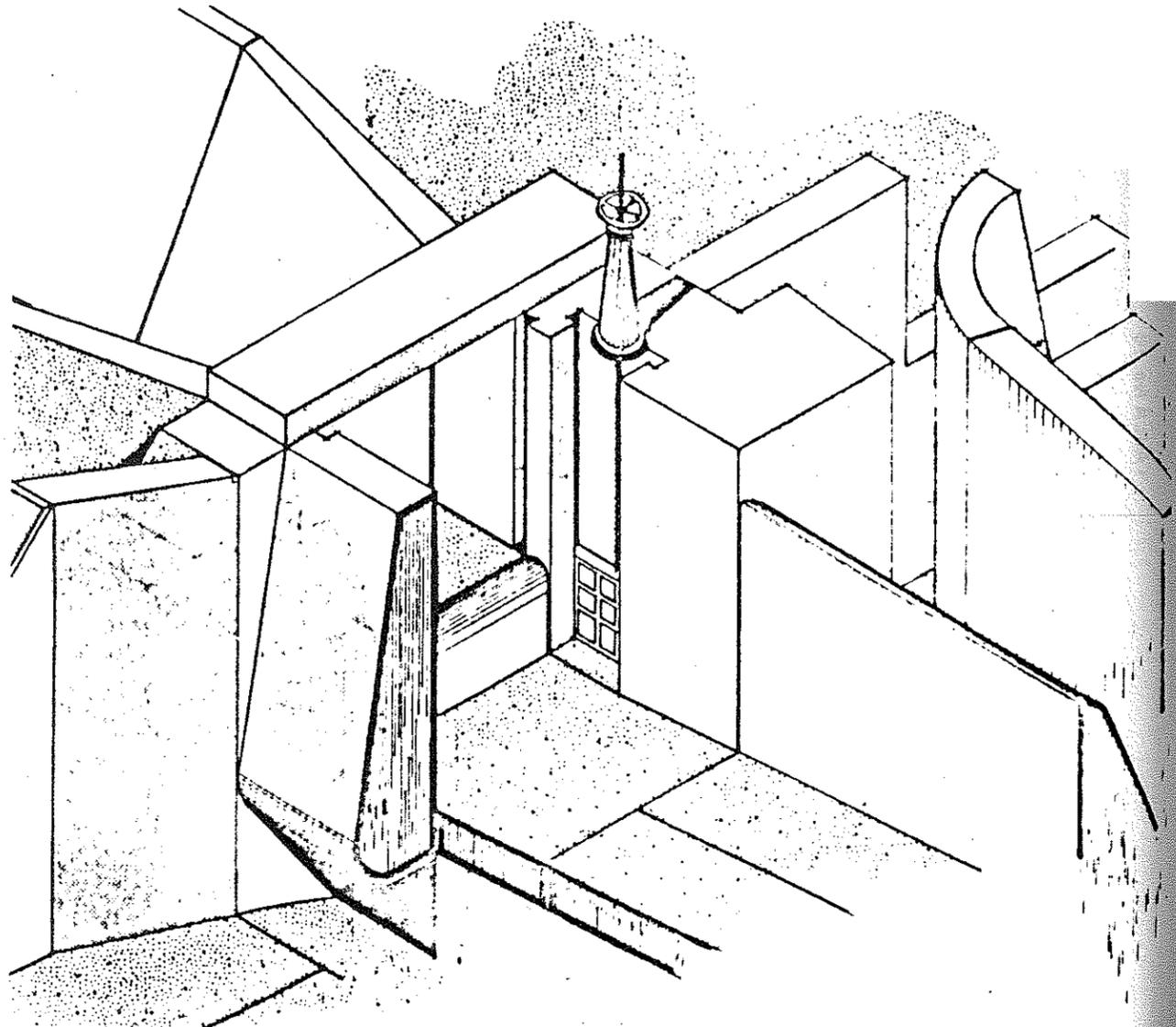
3.3 VERTEDEROS LATERALES.-

$$Q = c M b H_2^{3/2}$$

$$c = 0.4 \frac{1 - K^{5/2}}{1 - K}$$

$$K = H_1/H_2$$

Los valores de c en función de K se representan en el gráfico No.1
(pag. 179)



3.4. COMPUERTAS.-

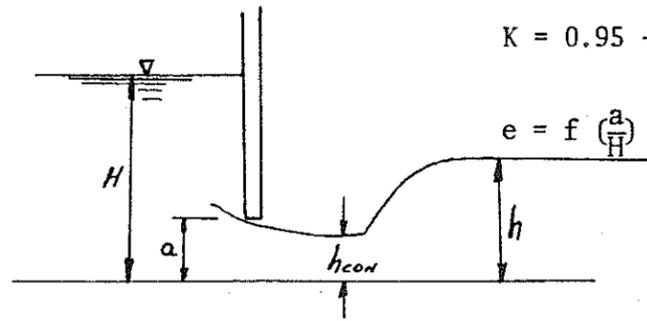
3.4.1. Diseño hidráulico de compuertas:

3.4.1.1. Compuerta libre

$$Q = K e a b \sqrt{2g \left[H + \frac{v^2}{2g} - e a \right]}$$

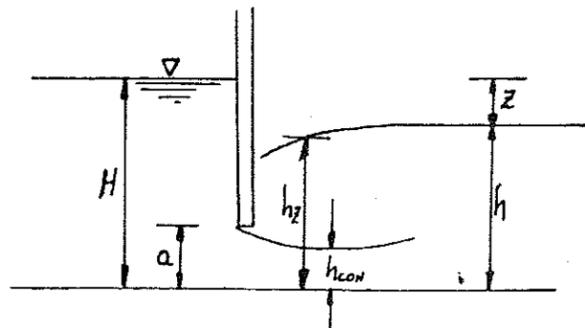
$$K = 0.95 - 0.97$$

$$e = f \left(\frac{a}{H} \right) \text{ tabla No.11 (pag. 185)}$$



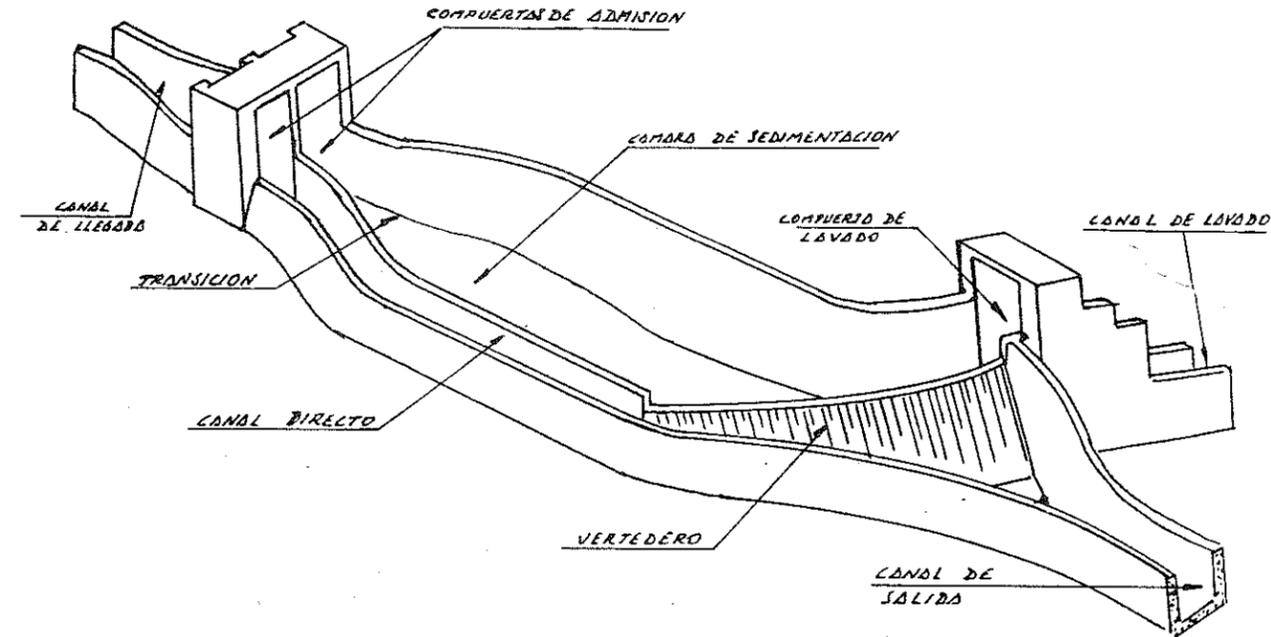
3.4.1.2. Compuerta sumergida:

$$Q = K e a b \sqrt{2g \left[H + \frac{v^2}{2g} - hz \right]}$$



3.5. DESARENADORES:

* Diseño Hidráulico Sviatoslav Krochin.-



3.5.1 Generalidades:

Qualquier tipo de toma siempre deja penetrar alguna cantidad de materiales sólidos que producen perjuicios grandes, pues se van sedimentando en el fondo del canal y con el tiempo van reduciendo su capacidad; y tratándose de canales que sirven a centrales hidroeléctricas, parte de caudal sólido llega hasta las turbinas, desgastándolas. Todo esto se evita construyendo los desarenadores en los que se deposita el material fino debido a una reducción de velocidad.

3.5.2 Tipos de desarenadores:

Existen dos tipos de desarenadores: de lavado intermitente y de lavado continuo; esta clasificación está en función de que los sedimentos se laven periódicamente o en forma continua.

3.5.2.1 Desarenadores de Lavado Intermitente:

3.5.2.1.1 Partes constitutivas:

- Transición de entrada que es un tramo que une el canal con el desarenador, y en la que se consigue una buena distribución de velocidades.
- Cámara de sedimentación, que tiene una sección mayor que la del canal y por consiguiente menor velocidad, produciendo la sedimentación del material sólido.
- Compuerta de lavado que sirve para desalojar los materiales depositados en el fondo.
- Canal directo que permite no interrumpir el servicio mientras se lava el desarenador.

3.5.2.1.2 Diseño:

a) Principales Criterios a Considerarse:

- la transición de entrada debe tener un ángulo de divergencia suave no mayor de 12°30'
- la velocidad del agua en la cámara de sedimentación varía entre 0.1 y 0.4 m/seg.
- la profundidad media varía entre 1.5 y 4 m.
- la pendiente transversal generalmente varía de 1:5 a 1:8
- la pendiente longitudinal del canal central de la cámara varía entre 2 y 6 %
- el diámetro máximo del grano debe estar dentro del rango de 0.15 a 0.40 m.m.
- la capacidad de desarenación debe ser más de 1.5 a 2 veces la capacidad teórica.

- los tiempos de sedimentación varían de acuerdo con el tamaño del grano.
- es necesario hacer un estudio de la cantidad y tamaño de sedimentos que trae el agua para asegurar una adecuada capacidad del desarenador y no necesitar lavarlo con demasiada frecuencia.
- para un lavado rápido y eficaz se debe dar al agua una salida con velocidad de 3 - 5 m/seg.

b) Datos para el Diseño:

- caudal de diseño Q
- tamaño de las partículas que deben depositarse Ø (mm)
- datos geométricos del canal de llegada (ancho, calado, inclinación de taludes).

c) Procedimiento de Diseño:

- adoptar una velocidad V del agua en el desarenador (0.1 - 0.4 m/seg)
- calcular la sección transversal con la siguiente fórmula

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{\text{caudal}}{\text{velocidad}}$$

- adoptar una relación de $\frac{\text{ancho (b)}}{\text{alto (d)}} = 1.5 - 2$

- determinar el calado d con la siguiente fórmula:

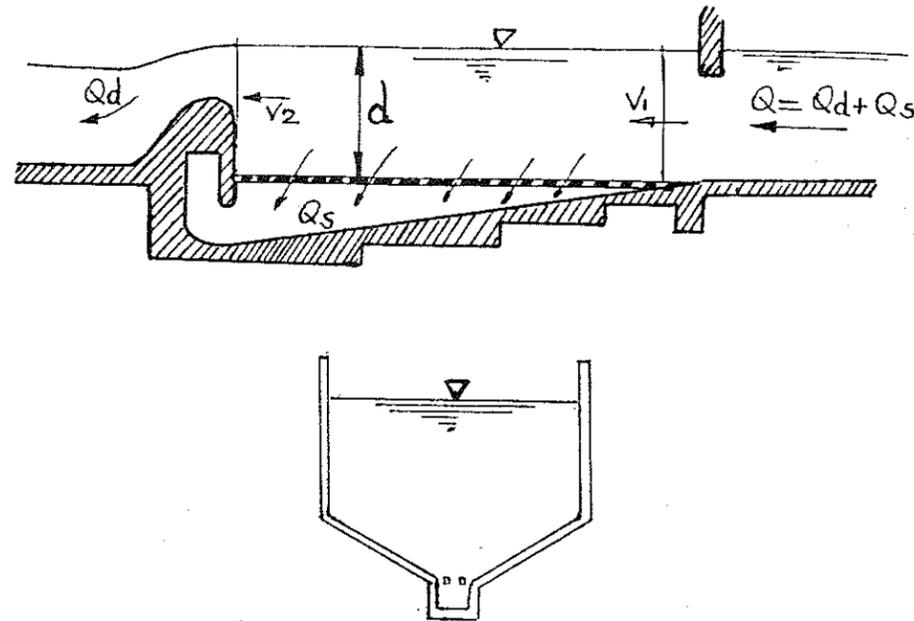
$$A = b d + m d^2 \quad (\text{sección trapezoidal})$$

- determinar el ancho b con la relación anterior b/d
- calcular la longitud activa del desarenador mediante la fórmula:

$$L = \frac{R d V}{W}$$

en la que R es un coeficiente que varía de 1.2 a 1.5, y W es la velocidad de sedimentación que se determina en función del diámetro de las partículas, mediante la tabla No.12 (pag. 185)

3.5.2.2 Desarenadores de Lavado Continuo.-



Este tipo de desarenadores se usa cuando se tiene un caudal Q mayor que el caudal de diseño Qd, ya que parte del caudal Q está siendo utilizado para realizar el lavado.

El colector debe tener una capacidad suficiente para retener todos los sedimentos.

Las velocidades en la cámara son diferentes $V_1 > V_2$, V_1 es mayor pues corresponde al caudal Q

Para calcular la longitud aplicar la fórmula de Dufour:

$$L = \frac{d}{W + V} \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right)$$

$$V = \text{velocidad en el colector} = \frac{Q_s}{L_{bm}}$$

Q_s = caudal para la limpieza

TABLA No. 11

a	e
H	
0,00	0,611
0,10	0,615
0,15	0,618
0,20	0,620
0,25	0,622
0,30	0,625
0,35	0,628
0,40	0,630
0,45	0,638
0,50	0,645
0,55	0,650
0,60	0,660
0,65	0,675
0,70	0,690
0,75	0,705
0,80	0,720
0,85	0,745
0,90	0,780
0,95	0,835
1,00	1,000

TABLA No. 12

VELOCIDADES DE SEDIMENTACION

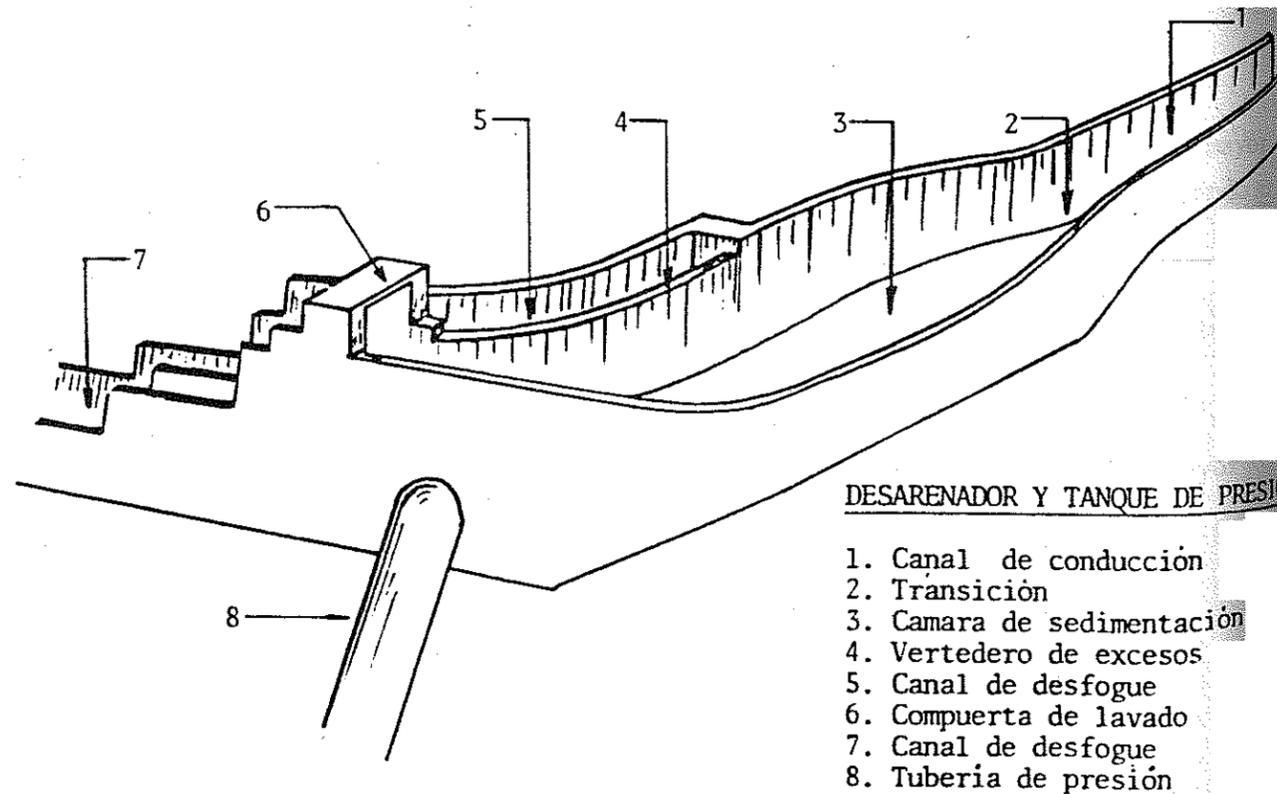
d en mm.	W en cm/s
0,05	0,178
0,10	0,692
0,15	1,560
0,20	2,160
0,25	2,700
0,30	3,240
0,35	3,780
0,40	4,320
0,45	4,860
0,50	5,400
0,55	5,940
0,60	6,480
0,70	7,320
0,80	8,070
1,00	9,440
2,00	15,290
3,00	19,250
5,00	24,900

3.6. TANQUE DE PRESION:

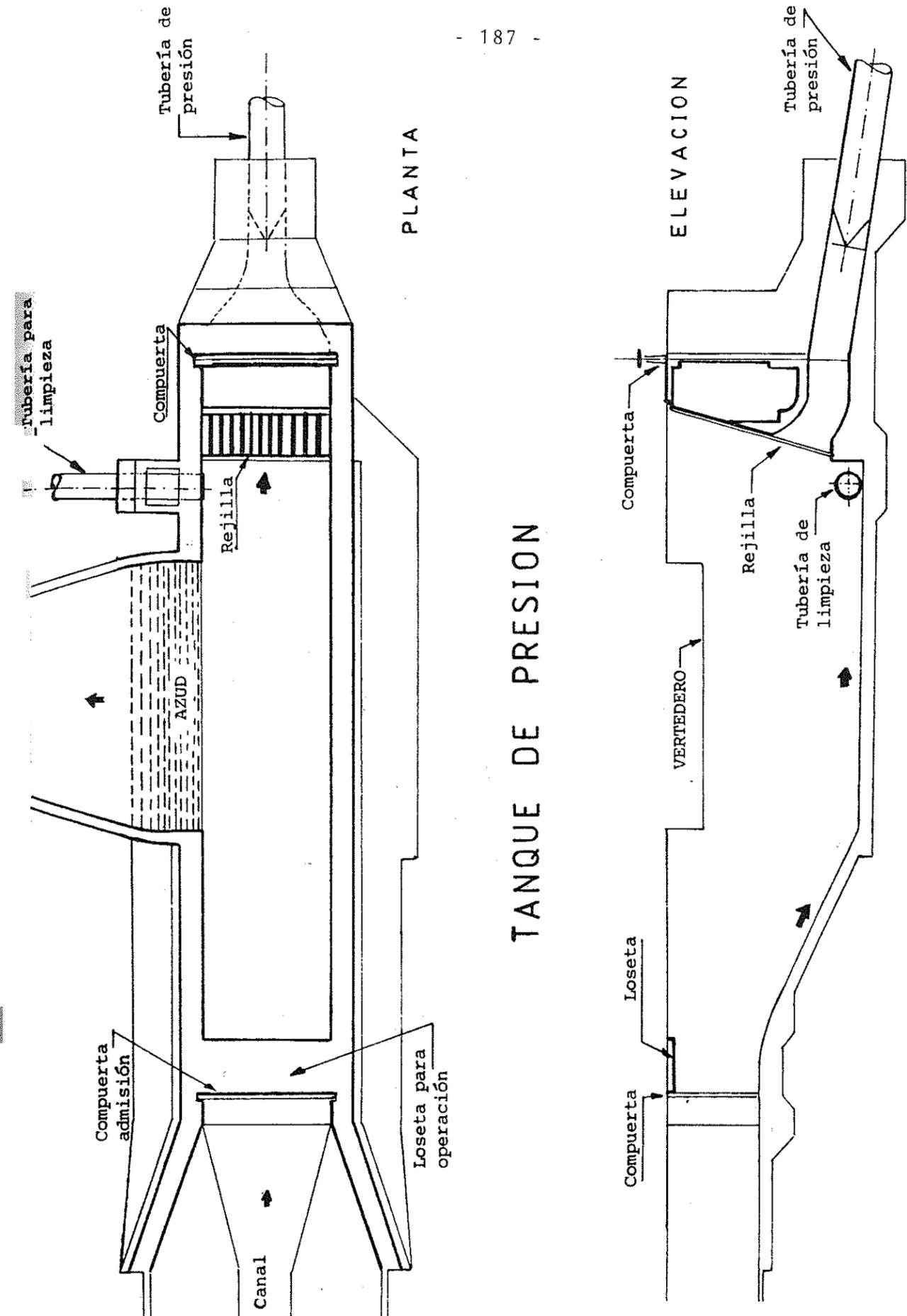
3.6.1. PRINCIPALES FUNCIONES:

- permitir la conexión entre sistema de conducción y tubería de presión
- producir la sedimentación y eliminación de materiales sólidos que vienen por el canal.
- impedir la entrada en la tubería de presión de materiales sólidos de arrastre y flotantes.
- desalojar el exceso de agua en las horas en las que la cantidad de agua consumida por las turbinas es inferior al caudal de diseño.
- crear un volúmen de reserva de agua que permita satisfacer las necesidades de las turbinas durante los aumentos bruscos de demanda.
- mantener sobre la tubería una altura de agua suficiente para evitar la entrada de aire a la misma.

3.6.2. ELEMENTOS CONSTITUTIVOS:



1. Canal de conducción
2. Transición
3. Camara de sedimentación
4. Vertedero de excesos
5. Canal de desfogue
6. Compuerta de lavado
7. Canal de desfogue
8. Tubería de presión



TANQUE DE PRESION

3.6.3. DISEÑO DEL TANQUE DE PRESION

3.6.3.1. CALCULO DEL VOLUMEN:

a) Datos:

- características del canal o túnel de conducción:

- . coeficiente de rugosidad (n)
- . pendiente (i)
- . dimensiones (d ó b)
- . caudal conducido (Q)

b) Procedimiento de cálculo:

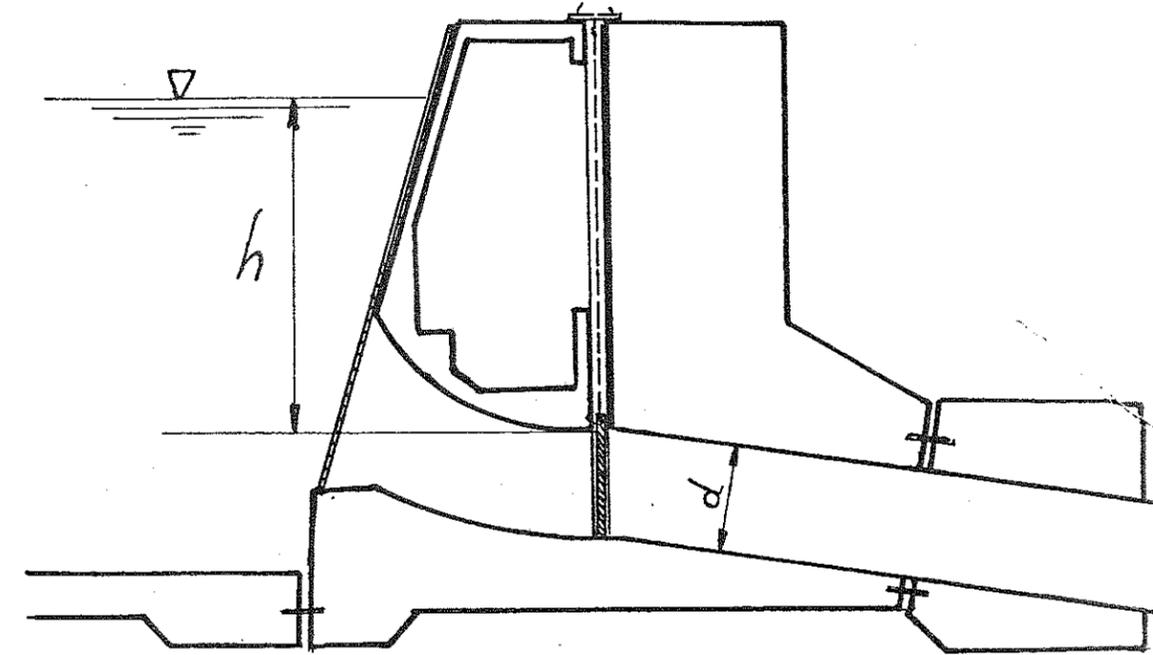
- determinar la sección A del túnel o canal de conducción
- calcular la velocidad V_0 del agua en la conducción $V_0 = Q/A$
- calcular el volumen del tanque de presión mediante la siguiente fórmula:

$$M = \frac{0.693 A V_0^2}{ig}$$

3.6.3.2. ALTURA MINIMA DE AGUA SOBRE LA TUBERIA DE PRESION:

El costo de la estructura del tanque de presión se incrementa con el incremento de la profundidad a la que está colocada la salida de la tubería de presión, por esta razón para una máxima economía ésta debería estar lo más alta posible. Pero por otro lado, esta situación es un poco peligrosa debido a que se puede formar remolinos que permiten la entrada de aire a la tubería ocasionando problemas en la misma y afectando la eficiencia de las turbinas. El problema entonces consiste en esta:

blecer qué altura bajo el nivel del agua debe quedar la parte superior de la tubería considerando el aspecto económico y evitando la zona en la que se producen remolinos para lograr una buena eficiencia hidráulica.



La mínima altura de agua sobre la tubería de presión se puede calcular con las siguientes fórmulas:

$$h = 0.543 V d^{1/2} \text{ para salida frontal del flujo}$$

$$h = 0.724 V d^{1/2} \text{ para salida lateral del flujo}$$

en la que V es la velocidad en la tubería de presión y d el diámetro de la misma.

La velocidad V se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$V = \frac{4 Q}{\pi d^2}$$

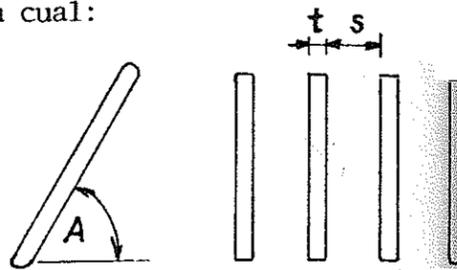
3.6.3.3. CALCULO DE LA REJILLA:

* Diseño Hidráulico Sviatoslav Krochin

Para evitar la entrada de materiales flotantes en la tubería, entre ésta y el tanque de presión se instalan rejillas finas.

La pérdida de carga que se produce en las rejillas se calcula generalmente con la fórmula de Kirschmer, según la cual:

$$hf = B \left(\frac{t}{s} \right)^{4/3} \frac{V^2}{2g} \text{ sen } A$$



siendo:

t= grueso del barrote

s= separación entre barros, depende del tipo de turbina

V= velocidad de aproximación. Este valor se toma generalmente entre 0.5 y 1.2 m/s aunque en obras grandes se admite hasta 2.5 m/s

B= coeficiente que varía según la forma de la sección transversal del barrote. Para pletinas comunes de sección rectangular, B = 2.42

Si se redondean las esquinas de la parte frontal de las pletinas este valor baja a 1.83

A= inclinación de la rejilla con respecto a la horizontal, para facilitar la limpieza.

A = 50 - 55° para limpieza a mano

A = 70 - 76° para limpieza mecánica

Esta fórmula es válida si la rejilla está colocada perpendicularmente a la dirección del flujo

3.7. TUBERIA DE PRESION.

3.7.1. Generalidades:

Quando la altura del salto es muy pequeña, se puede hacer llegar directamente al distribuidor de la turbina el agua procedente del canal, utilizando las turbinas de cámara abierta la misma que hace las veces de cámara de presión. Cuando los saltos son mayores

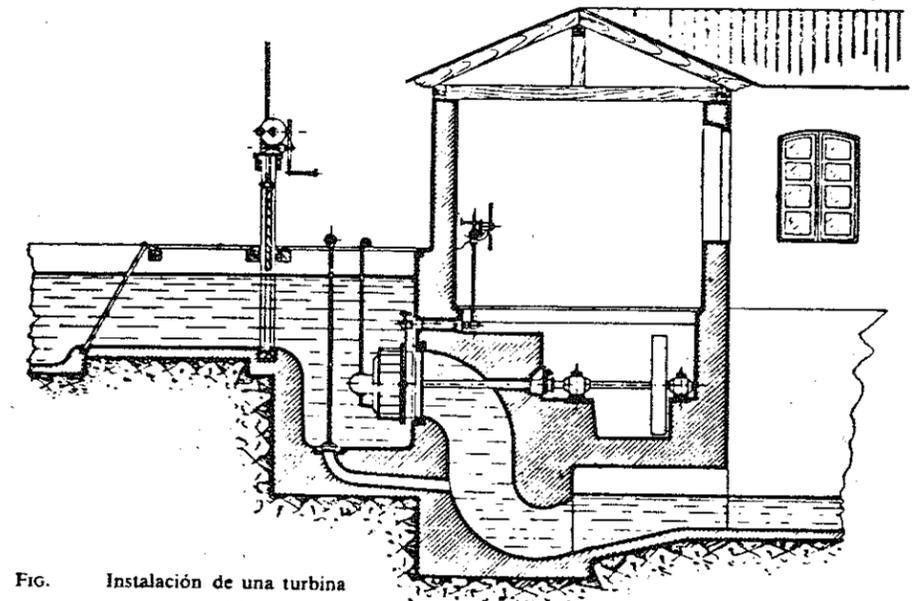


FIG. Instalación de una turbina con cámara abierta.

las turbinas son de cámara cerrada (en forma de espiral) a la que afluye el agua que es conducida por las tuberías forzadas o tuberías de presión, las mismas que son generalmente de acero, pero para pequeñas presiones - pueden hacerse de hormigón, madera, PVC, asbesto - cemento o cualquier otro material apropiado.

3.7.2. Número Conveniente de tuberías.-

Según el número de grupos instalados y de acuerdo a la necesidad de mantenerlos independientes, se escoge el número de tuberías a instalarse. A-

* Centrales Hidroeléctricas de Zoppetti.

igualdad de caudal y de pérdida de carga, una sola tubería pesa y cuesta mucho menos que varias tuberías, por lo cual desde el punto de vista económico existe la conveniencia de reducir al mínimo el número de ellas. La figura abajomuestra un diagrama que indica el diámetro de las tuberías necesario en función del número de las mismas y esto para igual caudal y pérdida de carga.

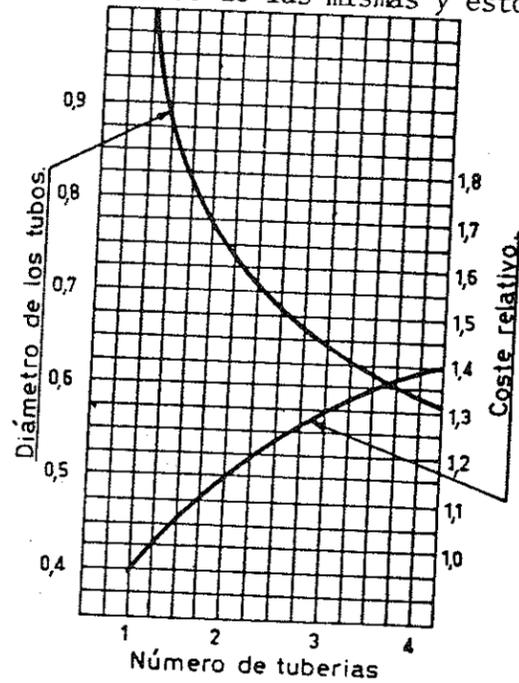


Diagrama para determinar el diámetro de las tuberías en función del número de éstas.

3.7.3. Diámetro de la Tubería de Presión.-

El diámetro de las tuberías forzadas puede ser constante o decreciente, desde arriba a abajo. Para determinar el diámetro conveniente es necesario considerar previamente que toda la tubería tiene un diámetro único, para después estudiar las soluciones con diámetro variable.

Quando se trata de tuberías para saltos de poca altura, en las cuales el espesor es casi constante en toda la longitud, resulta prácticamente que la mejor solución es la de diámetro constante. En las tuberías de saltos de regular y de gran altura, conviene construir los tubos con diámetro decreciente de arriba a abajo por sucesivos tramos.

La determinación del diámetro de la tubería es un problema económico que depende de dos valores: velocidad del agua y pérdida de carga. La velocidad del agua en las tuberías, para el caudal máximo, resulta en la práctica comprendida entre 4 y 6 m/seg.

El diámetro de máxima conveniencia de una conducción forzada es el que hace mínima la suma de la anualidad que comprende el interés del capital necesario a la adquisición de la tubería y a su amortización, y el valor de la energía equivalente a las pérdidas de carga que se producen en la tubería. Mientras mayor es el diámetro, menores son las pérdidas hidráulicas en la tubería y mayor es la potencia que se puede obtener del salto.

Para evidenciar la dependencia entre el diámetro de la conducción y la suma del costo de la tubería y la energía perdida, conviene trazar las curvas correspondientes a estos conceptos en función del diámetro, cuya suma de ordenadas dará una curva que pasa por un mínimo correspondiente al diámetro más económico.

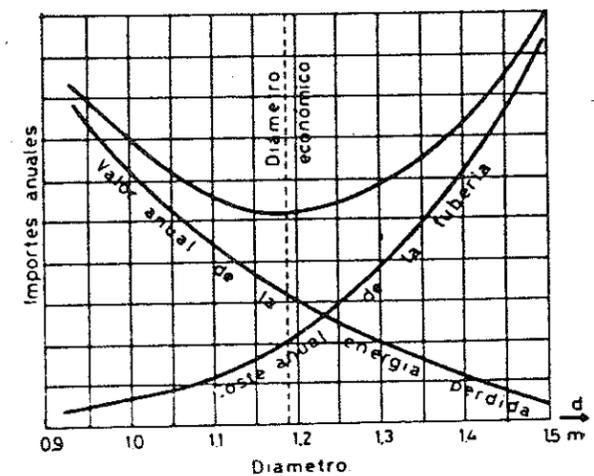


Diagrama para obtener el diámetro mínimo de la tubería.

- Las anualidades de amortización se pueden calcular con la siguiente fórmula:

$$a = \frac{Cr (1 + r)^n}{(1 + r)^n - 1}$$

en la que: C = costo inicial
r = interés
n = número de años en que se paga la deuda.

- La pérdida de carga se puede calcular con la fórmula de Darcy

$$hf = \beta \frac{Q^2 L}{D^{1.5}}$$

o con la fórmula de Manning

$$hf = 10.34 \frac{n^2 Q^2 L}{D^{5.33}}$$

en las que: Q = caudal en m³/seg
L = longitud de la tubería en metros
D = diámetro de la tubería en metros
n = coeficiente de rugosidad, depende del material
 $\beta = 0.0020$ para tuberías soldadas
 0.0025 para tuberías roblonadas

Para un diseño preliminar se puede calcular el diámetro de las tuberías mediante las siguientes fórmulas:

$$D = \sqrt[7]{0.0052 Q^3} \quad \text{para alturas de caída } H < 100\text{m}$$

$$D = \sqrt[7]{\frac{5.2 Q^3}{H}} \quad \text{para alturas de caída } H > 100\text{m}$$

siendo $H = h + h_1$

h = altura de caída bruta

$h_1 = 0.15 \frac{L V}{T}$ = sobre-presión debida al golpe de ariete

L = longitud de la tubería en metros

V = velocidad del agua en m/s

T = tiempo de cierre de la válvula de la turbina en segundos

La fórmula es válida para $T > \frac{L}{500}$

3.7.3.1. Procedimiento de cálculo para determinar el diámetro más económico:

a) Datos:

- caudal de diseño Q (m³/s)
- carga bruta H (m)
- longitud de la tubería L (m)
- coeficiente de rugosidad n

b) Pasos a seguirse:

- imponerse un diámetro
- calcular la sección transversal de la tubería $A = \frac{\pi D^2}{4}$
- determinar la velocidad $V = \frac{Q}{A}$
- calcular las pérdidas por fricción hf

$$hf = 10.34 \frac{n^2 Q^2 L}{D^{5.33}}$$

- calcular la producción anual de energía A, de la siguiente manera

$$\bar{A} = N \times f \times C$$

N = número de horas que trabaja la central durante todo el año

f = factor de carga

c = costo del kw - hora

- determinar el valor de la energía que se pierde anualmente por fricción

$$P = \bar{A} \times 9.81 \times \xi \times Q \times hf$$

siendo ξ = eficiencia

- calcular el espesor de la tubería e mediante la siguiente fórmula:

$$e = \frac{1.25 p D}{2 \sigma} + e_o = \frac{1.25 \times W \times H \times D}{2 \sigma} + e_o$$

siendo: W = peso específico del agua 1 Ton/m³

= esfuerzo de trabajo del material del tubo (en acero 1.200 Kg/cm²)

e_o = 3 - 5 mm.

- determinar el volumen por metro de longitud de tubería

$$V = \pi e D$$

- determinar el peso por metro de longitud de tubería

$$G = V \times \gamma$$

γ = peso específico del material

(en el caso del acero $\gamma = 7.8 \text{ ton/m}^3$)

- calcular el costo inicial por metro de longitud de tubería

$$\bar{C} = G \times \text{costo del material en peso}$$

- determinar el costo inicial total de la tubería

$$C = \bar{C} \times L$$

- calcular el valor de la anualidad de amortización

$$a = \frac{cr (1 + r)^n}{(1 + r)^n - 1}$$

- sumar el valor correspondiente a energía perdida anualmente por fricción y el valor de la anualidad de amortización.

- el menor valor de esta última suma será el diámetro más económico.

3.8. CASA DE MAQUINAS:

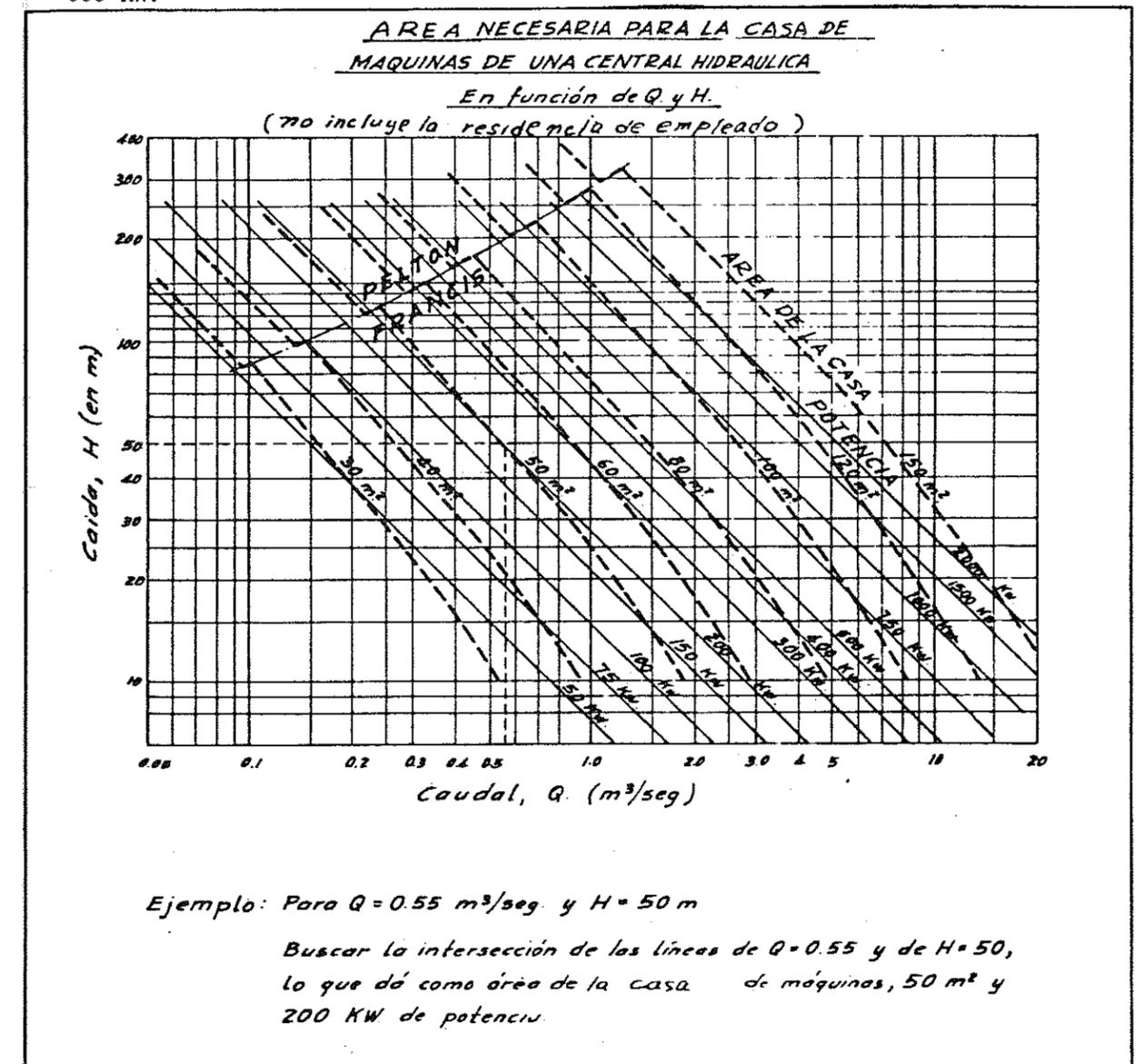
3.8.1. PRINCIPALES CRITERIOS A CONSIDERARSE EN EL DISEÑO DE LA CASA DE MAQUINAS:

- dimensiones de los equipos electromecánicos.
- zona o región del país en la que se construirá la P.C.H.; se tendrá que pensar en las características del lugar tales como el clima, para proyectar la casa de máquinas de acuerdo a estas condiciones.
- materiales de construcción disponibles en el lugar.
- facilidades de acceso.
- simplicidad de la construcción, mínimo uso de estructuras de acero o concreto armado.
- ubicación de la casa de máquinas en relación al río, investigando la elevación de la creciente máxima y el comportamiento del río en relación a su cauce, pues el río puede cambiar su cauce erosionando sus orillas.
- para la fundación de la casa de máquinas hay que considerar entre otros factores el esfuerzo admisible del suelo y los materiales existentes en la zona.
- la fundación de los equipos tendrá que complementar su diseño de acuerdo a datos de los fabricantes y cuando éstos proporcionen sus esquemas. En ocasiones el diseño final deberá hacerse durante la construcción y después de recibir un esquema definitivo de las máquinas que están suministrando, ya que se necesita a un anclaje sólido para evitar vibraciones o rupturas durante la operación.
- los planos de construcción deberán contener todos los detalles posibles, para que un albañil o maestro de obra pueda facilmente interpretarlos.
- preveer vivienda para el operador.
- considerar la necesidad de colocar un sistema de izaje para montaje y mantenimiento de los equipos.

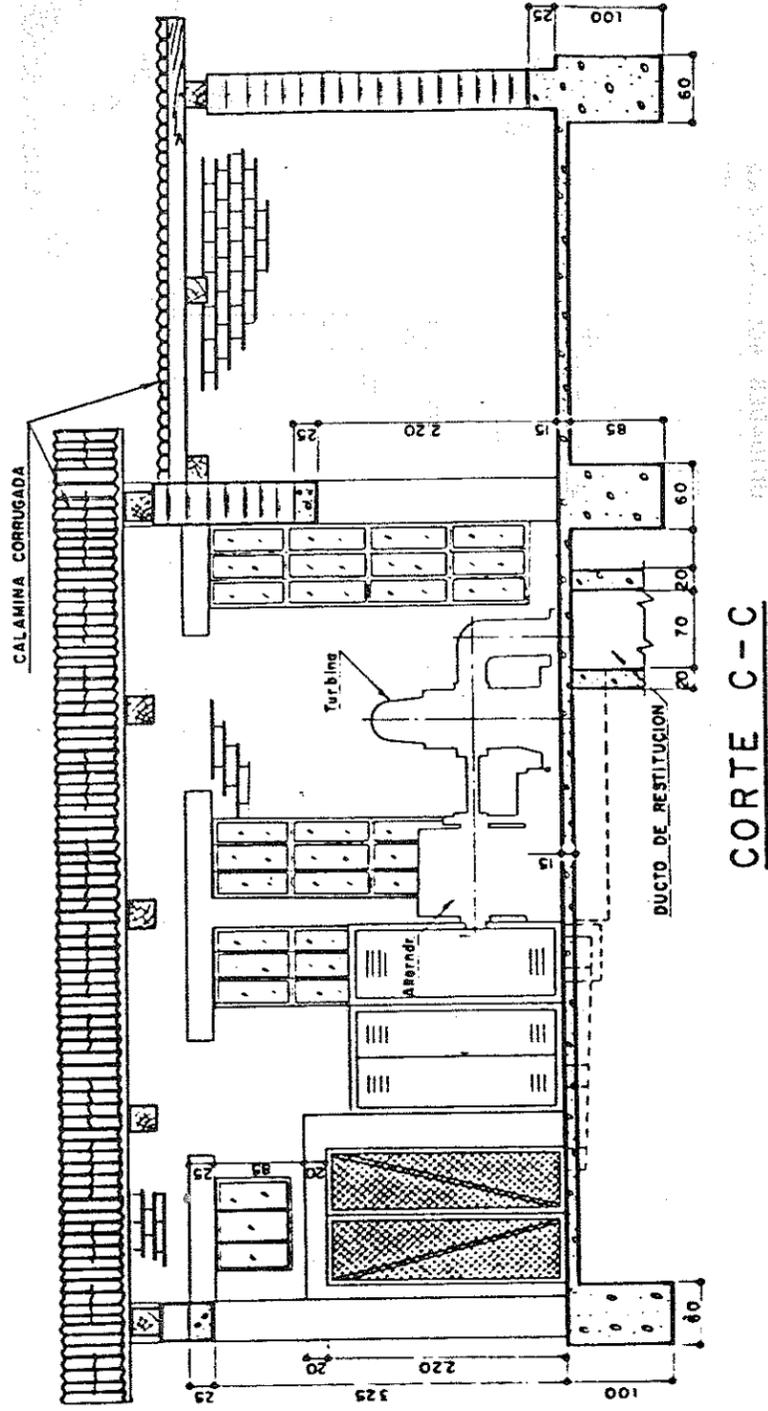
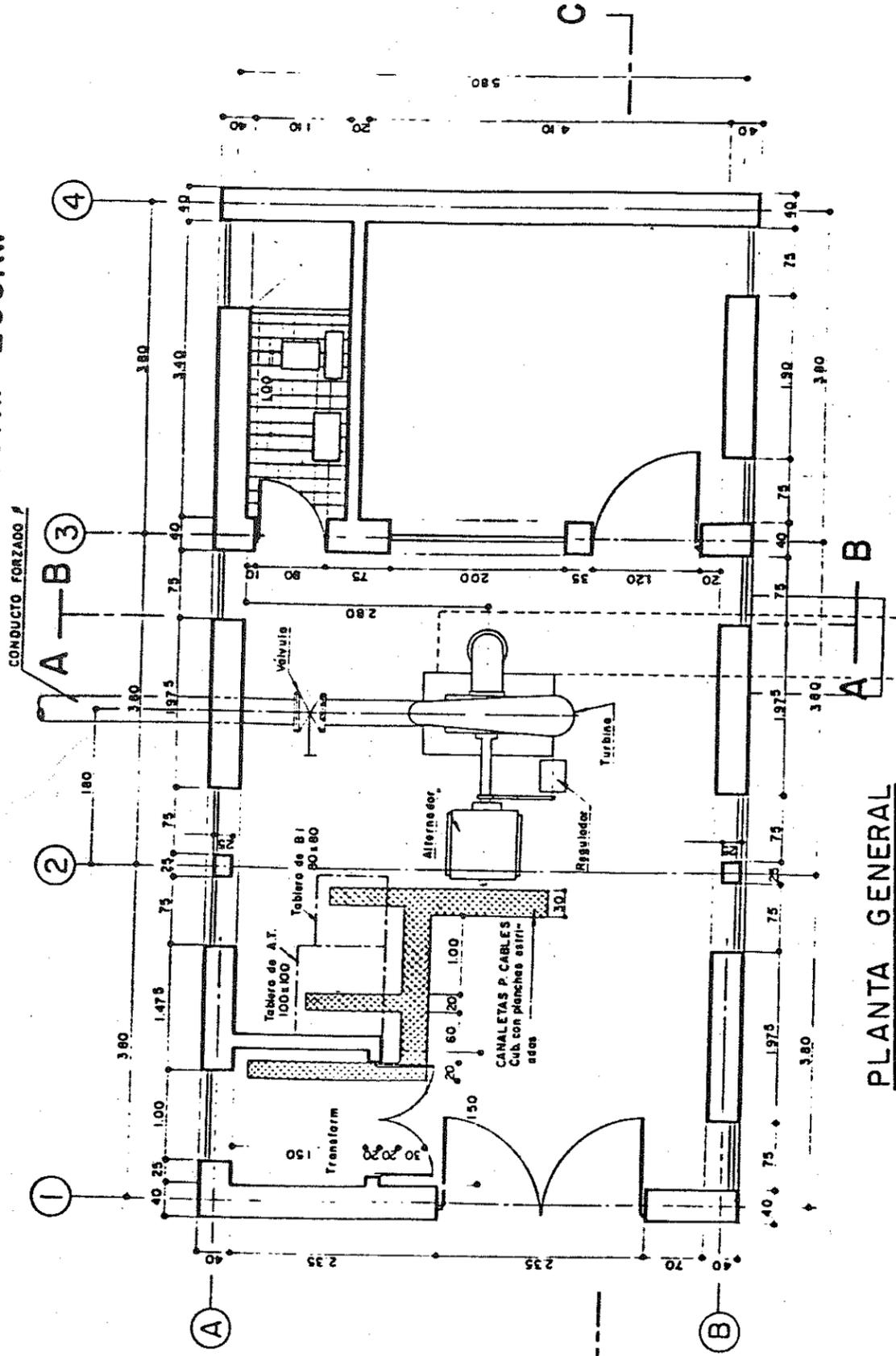
3.8.2. AREA DE LA CASA DE MAQUINAS PARA UNA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA:

A continuación se presenta la siguiente figura obtenida de la "Guía para la elaboración de proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas destinadas a la electrificación rural del Perú" por el Ing. Tsuguo Nozaki, la misma que puede ser utilizada para determinar el área necesaria para la casa de máquinas de una pequeña central hidroeléctrica, sirviéndose de los datos de caudal y caída.

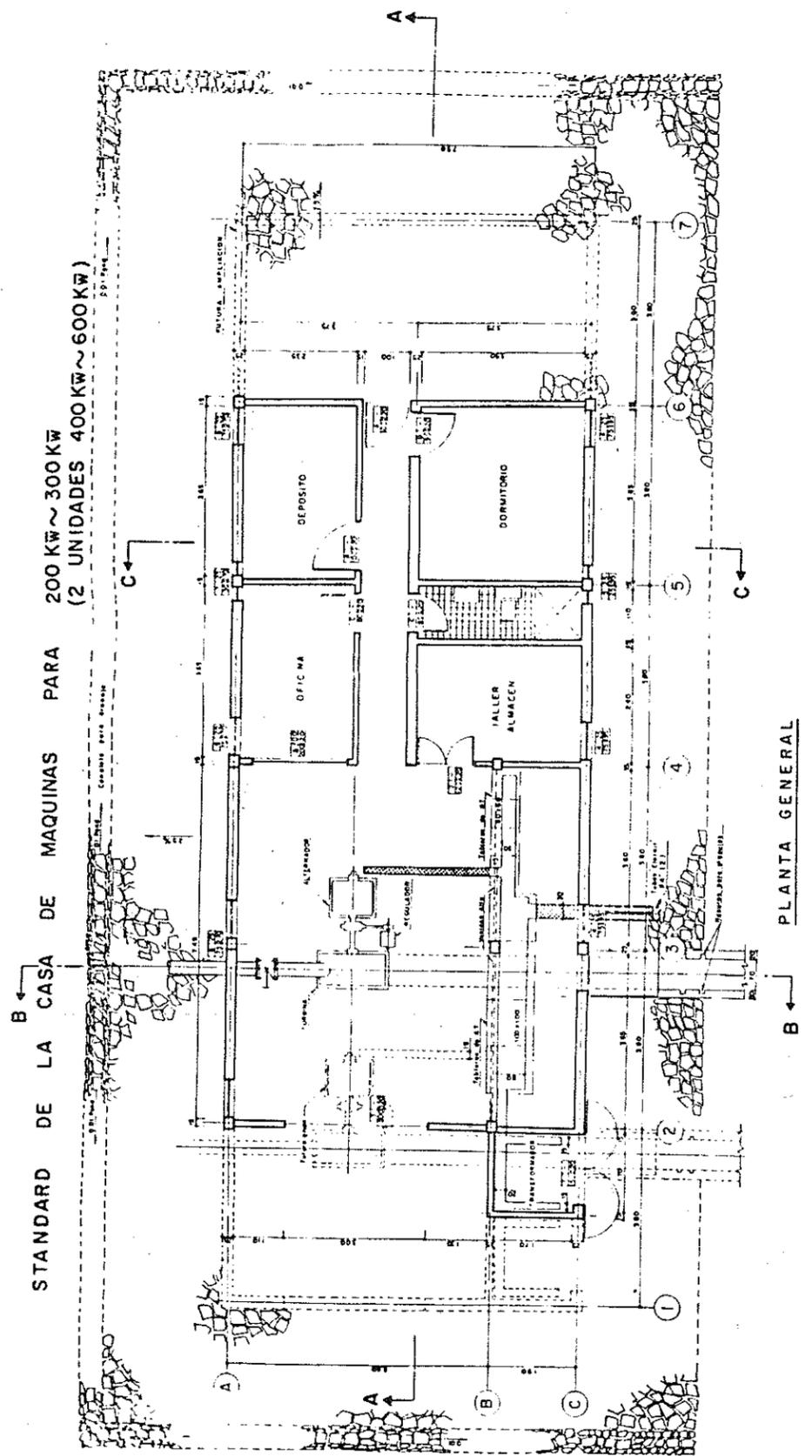
En las págs. 200-203, se presentan además los gráficos Nos. 2,3,4,5, que muestran diseños standard de casas de máquinas para centrales de 60 a 600 kW.



STANDARD DE LA CASA DE MAQUINA PARA 60KW~200KW

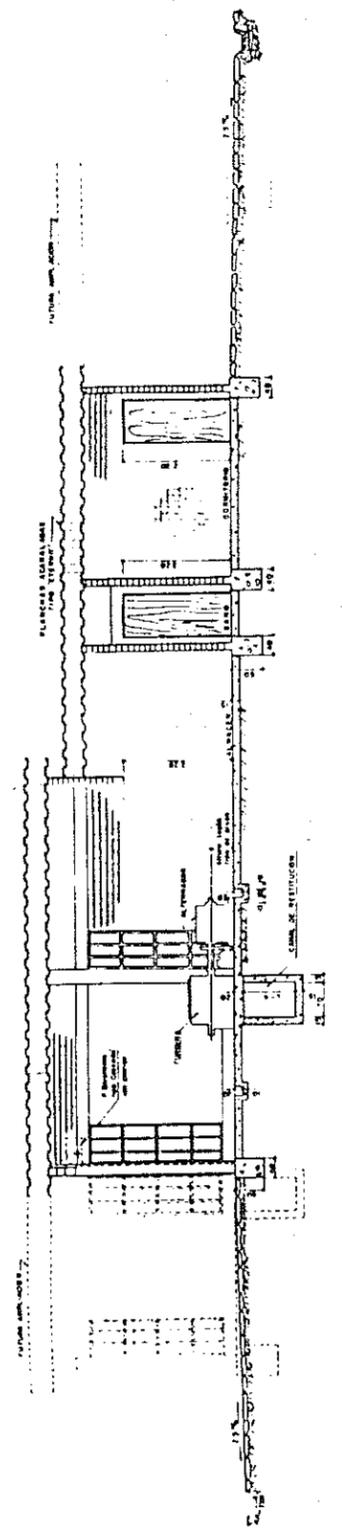


STANDARD DE LA CASA DE MAQUINAS PARA 200 KW ~ 300 KW
(2 UNIDADES 400 KW ~ 600 KW)

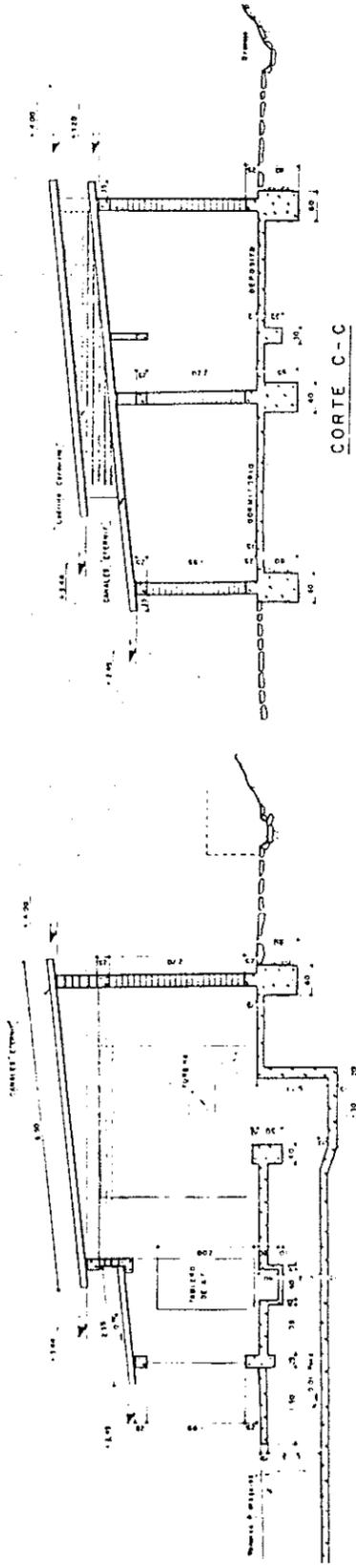


PLANTA GENERAL

GRAF. N°4



CORTE A-A



CORTE B-B

CORTE C-C

GRAF. N°5

3.9. ESTRUCTURA DE DESCARGA:

3.9.1. DEFINICION:

Es la estructura que permite el flujo del agua desde la salida de la turbina hasta el río o cauce natural donde se pueda descargar sin ocasionar problemas de ninguna clase.

3.9.2. DISEÑO:

El diseño hidráulico de la estructura de descarga seguirá los pasos establecidos en el capítulo 3.2.2.5 correspondiente a diseño de canales. En todo caso es fundamental considerar que no se provoque erosión en la salida disponiendo un elemento de amortiguación.

En cuanto a diseño estructural se deberán considerar los principios de diseño que aseguren su estabilidad y resistencia.

3.10 ASPECTOS ESTRUCTURALES

3.10.1 GENERALIDADES

Las obras hidráulicas ejercen presiones sobre el terreno en el que se encuentra y a su vez reciben presiones del terreno que las contiene y del agua interior o exterior.

Por lo tanto deben ser diseñadas en tal forma que las secciones correspondientes puedan resistir los esfuerzos a los que están sometidas sin romperse ni deformarse.

Las obras hidráulicas están compuestas por piezas que pueden ser reducidas a elementos estructurales simples como vigas y muros y en algunos casos losas y bóvedas.

Los elementos contruídos de hormigón simple o de mampostería se calculan como muros de gravedad. Entre estos tenemos el azud, muros revestimientos de canal, o bloques de anclaje para tuberías. Los elementos de hormigón armado en su mayoría se calculan como vigas. Entre estos están las soleras (fondo) de desarenadores, los zampeados, las pasarelas para operar con puertas, etc.

3.10.2 MATERIALES

Los materiales comunes utilizados en la construcción de las obras hidráulicas son el hormigón o mampostería de piedra (ocasionalmente de ladrillo) para las obras civiles y hierro para la tubería de presión, rejillas y compuertas. Las hojas de compuerta cuando estas son pequeñas y sujetas a prueba pueden ser de madera. Dependiendo de las condiciones locales de cada obra, el azud y los muros de ala y el zampeado pueden ser de gaviones.

El tipo y características del hormigón que se utiliza depende de la obra. Así por ejemplo en el azud y otras obras de gran volumen se utiliza hormigón ciclópeo es decir hormigón simple al que se mezcla piedra en una proporción de alrededor del 40% en volumen.

En función de las dimensiones y de los empujes a los que está sometido, se empieza a utilizar el hormigón armado y la cantidad de cemento y de armadura va variando de acuerdo a la tabla siguiente que da pesos tentativos.

TABLA No. 1

TIPOS DE HORMIGON			
		Cemento kg/m ³	Armadura kg/m ³
I	Hormigón simple o masa	160-200	10*
II	Hormigón levemente armado	250	50
III	Hormigón fuertemente armado normal	300	100
IV	Hormigón especial	350	150

* La presencia de armadura en el hormigón simple se justifica por pequeñas armaduras auxiliares como chicotes, refuerzo de bordes, etc.

En vista de que la calidad de la preparación del hormigón por obra pequeña y el control de la misma no son por lo general buenos, se recomienda que se tome la resistencia a la rotura entre 150 y 200 Kg/cm² y la de diseño tres veces menor. A pesar de que la resistencia a la tracción puede llegar al 10% de los valores anteriores se recomienda, así mismo, que no se la tome en cuenta.

El peso específico del hormigón es alrededor de 2,2 T/m³ para el simple y 2,4 T/m³ para el armado. Estos valores aumentan en 0,1 T/m³ cuando se vibra el hormigón.

El recubrimiento de la armadura es de 3 cm para superficies expuestas al aire, de 4 cm para superficies enterradas y de 5 cm para superficies sumergidas.

El caso del acero se recomienda tomar como esfuerzos de trabajo los siguientes:

1200 Kg / cm² para armaduras
1500 Kg / cm² para tubería de presión

El peso específico del acero se toma igual a 8T / m³. En el caso de la madera, la resistencia puede tomarse entre 80 y 100 Kg / cm² y el peso específico como 0,9T / m³.

3.10.3 MUROS DE GRAVEDAD

Son aquellos que resisten las fuerzas que actúan sobre ellos gracias a su peso propio. Las principales fuerzas son el empuje E del agua y el suelo y, en ciertos casos la subpresión S del agua que filtra por debajo.

El empuje lateral producido por el suelo esta dado por la ecuación:

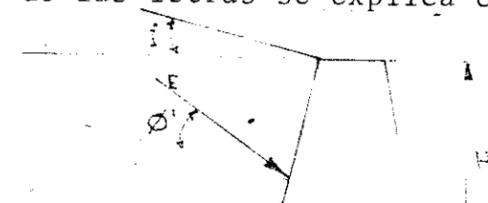
$$E = 0,5 wH^2K$$

w = peso específico del suelo que varía entre 1,3 T/m³ y 1,8 T/m³ de acuerdo a su composición y contenido de humedad.

El coeficiente K fue calculado por Coulomb y tiene la forma siguiente

$$K = \frac{\text{csc.}B \sin (B - \emptyset)}{\sin (B + \emptyset) + \frac{(\text{Sin } \emptyset + \emptyset) \sin (\emptyset - i)}{\text{Sin } (B - i)}}$$

El significado de las letras se explica en la figura

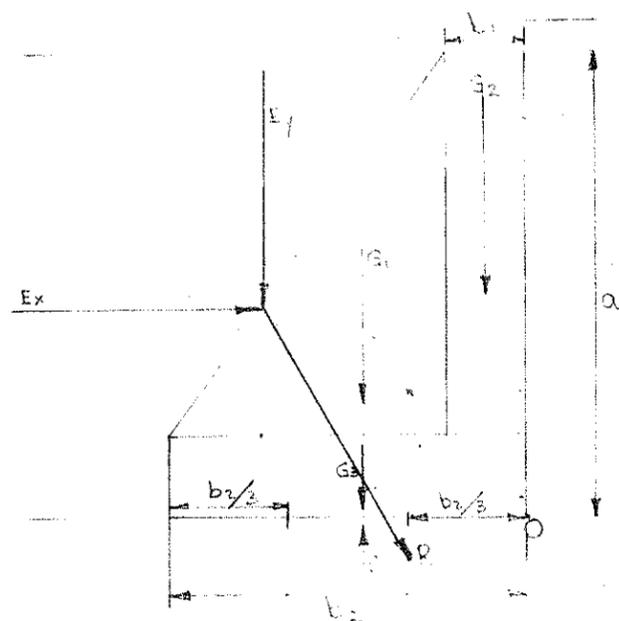


ϕ = fricción interna del suelo (20-40)

ϕ' = fricción entre el suelo y el muro que varía entre el valor 0 y el valor ϕ .

En el caso de que el empuje fuera producido por agua en vez de suelo, el coeficiente es $K=1$.

Los muros de gravedad se diseñan de tal manera que la resultante R de todas las fuerzas que actúe sobre ellos pase dentro del tercio medio de la base b_2 , tal como se muestra en la figura



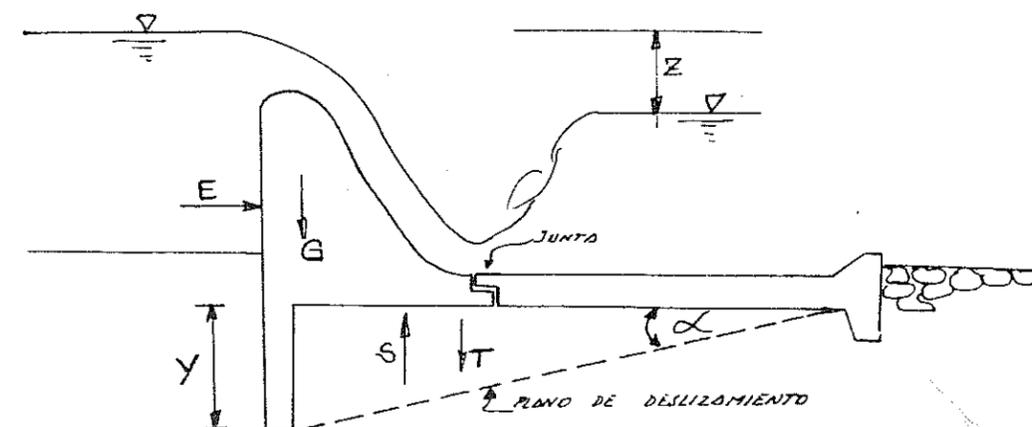
El empuje se divide, por facilidad de cálculo en una componente horizontal E_x y otra vertical E_y . El muro se divide en componentes geométricamente sencillos para calcular los pesos parciales G_1, G_2, G_3 .

Se calcula la suma de los momentos M de todas las fuerzas, respecto al posible punto de volcamiento O . Las fuerzas que tienden a estabilizar al muro como E_y , y los pesos G producen momentos positivos y las fuerzas que tienden a volcar al muro (E_x y S) producen momentos negativos.

La condición para que la resultante pase dentro del tercio medio está dada por: $\sum M / \sum V > b_2/3$

siendo $\sum V$ la suma de todas las fuerzas verticales de esta ecuación se despeja el valor necesario del ancho b_2 de la fundación

3.10.4 ESTABILIDAD DEL AZUD



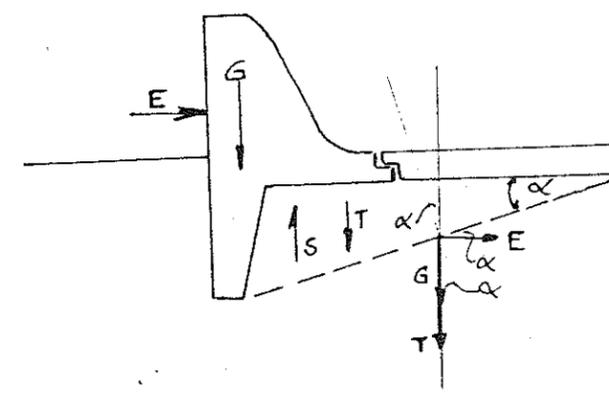
E = empuje hidrostático

G = peso del azud hasta la junta

S = subpresión, es debida al flujo del agua bajo el azud, a mayor diferencia de nivel (Z) hay mayor subpresión, si es mayor el recorrido de las líneas de corriente, el valor de S será menor.

T = es el peso de la tierra por encima del plano de deslizamiento.

a) Estabilidad al Deslizamiento:



fuerzas que se oponen al deslizamiento:

$$G \operatorname{sen} \alpha + T \operatorname{sen} \alpha + f \sum N$$

f = coeficiente de fricción

N = fuerzas normales

$$\sum N = G \operatorname{cos} \alpha + T \operatorname{cos} \alpha + E \operatorname{sen} \alpha - S \operatorname{cos} \alpha$$

$$G \operatorname{sen} \alpha + T \operatorname{sen} \alpha + f (G \operatorname{cos} \alpha + T \operatorname{cos} \alpha + E \operatorname{sen} \alpha - S \operatorname{cos} \alpha)$$

- fuerzas a favor del deslizamiento:

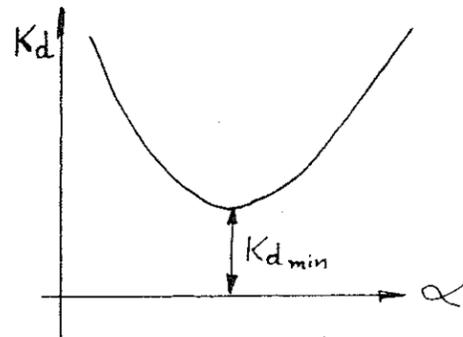
$$S \operatorname{sen} \alpha + E \operatorname{cos} \alpha$$

El equilibrio de estas fuerzas nos da el factor de deslizamiento:

$$K_d (E \cos\alpha + S \operatorname{sen}\alpha) = G \operatorname{sen}\alpha + T \operatorname{sen}\alpha + f \Sigma N$$

$$k_d = \frac{G \operatorname{sen}\alpha + T \operatorname{sen}\alpha + f \Sigma N}{E \cos\alpha + S \operatorname{sen}\alpha} \geq 1.2$$

El análisis se hace considerando lo siguiente:



Coeficiente f del hormigón sobre suelo húmedo:

- con roca : 0.6 a 0.7
- con grava : 0.5 a 0.6
- con arena : 0.4 a 0.5
- con limo : 0.3 a 0.4
- con arcilla: 0.2 a 0.3

b) estabilidad al volcamiento:

Existe un coeficiente K_v , llamado coeficiente de estabilidad al volcamiento:

$$K_v = \frac{\text{Momento de las fuerzas que soportan el empuje}}{\text{Momento de las fuerzas que ayudan al empuje}}$$

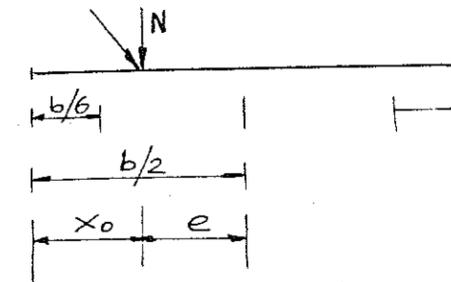
$$k_v = 1.3 \text{ a } 1.5$$

ambas fuerzas con respecto a un punto de giro.

c) Estabilidad al esfuerzo soportante del suelo:

$$\sigma = \frac{N}{bd} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

e = excentricidad



$$e = \frac{b}{2} - x_0$$

$$x_0 = \frac{\Sigma M \text{ con relación al centro de giro}}{\Sigma F_v}$$

3.10.5 Elementos de hormigón armado

Los elementos delgados se construyen de hormigón armado y trabajan como vigas y los empujes exteriores producen momentos de flexión que son absorbidos por una armadura de hierro.

Cuando la viga es simplemente apoyada, como en el caso de una pasarela o puente, el momento máximo M en el centro está dado por la ecuación

$$M = qL^2/8$$

en la que

- L = luz entre apoyo
- q = carga repartida

Los muros trabajan como vigas en voladizo empotradas en el apoyo. El momento está dado por: $M = qL^2/2$

En el caso de losas de fondo, como las soleras de un desarenador o un zampeado, trabajan como vigas empotradas en los apoyos. El momento negativo en los apoyos puede tomarse igual a:

$$M = qL^2/12$$

y el positivo en el centro como dado por la diferencia.

$$M = qL^2/8 - qL^2/12 = qL^2/24$$

Las dimensiones necesarias se calculan de las ecuaciones siguientes:

Grueso necesario de la viga h en centímetros.

$$h = K_2 (M/b)^{0.5}$$

siendo:

M= momento en toneladas centímetros

b= ancho de la pieza en centímetros

La sección necesaria de la armadura Fe en cm² se obtiene de

$$Fe = K_3 M/h = bh/k_4$$

Los valores de los coeficientes para un esfuerzo de trabajo de 1200 kg/cm² para la armadura y σ_b para el hormigón se da en la tabla No. 2 obtenida de Löser. (Pág. 203).

TABLA N° 2

b	h =		F =	
	$K_2 \sqrt{\frac{M}{b}}$	$\frac{k_3 M}{h}$	$\frac{bh}{k_4}$	$\frac{bh}{k_4}$
	k ₂	k ₃	k ₄	k ₄
1	403,3	0,837	184	400
2	203,3	840	19	200
3	136,7	843	22	133
4	103,3	847	12	600
5	83,28	850	8	160
6	69,94	0,853	5	733
7	60,40	856	4	261
8	53,26	859	3	300
9	47,69	862	2	637
10	43,23	865	2	180
11	39,59	0,868	1	805
12	36,54	871	1	533
13	33,97	874	1	321
14	31,77	877	1	151
15	29,85	880	1	013
16	28,18	0,882	900,0	
17	26,70	885	805,5	
18	25,38	888	725,9	
19	24,21	890	658,2	
20	23,14	893	600,0	
21	22,18	0,895	549,6	
22	21,31	898	505,8	
23	20,51	900	467,3	
24	19,78	903	433,3	
25	19,10	905	403,2	
26	18,48	0,907	376,3	
27	17,90	911	352,2	
28	17,36	912	330,6	
29	16,86	914	311,0	
30	16,39	917	293,3	
31	15,96	0,919	277,2	
32	15,55	921	262,5	
33	15,16	923	249,0	
34	14,80	925	236,6	
35	14,45	927	225,3	
36	14,13	0,930	214,8	
37	13,82	932	205,1	
38	13,53	934	196,1	
39	13,25	935	187,8	
40	12,99	938	180,0	
41	12,74	0,939	172,7	
42	12,49	941	165,9	
43	12,27	943	159,6	
44	12,05	945	153,7	
45	11,84	947	148,1	
46	11,64	0,949	142,9	
47	11,45	950	137,9	
48	11,27	952	133,3	
49	11,09	954	128,9	
50	10,92	956	124,8	
51	10,76	0,958	120,9	
52	10,60	959	117,1	
53	10,45	961	113,6	
54	10,30	963	110,3	
55	10,16	964	107,1	
56	10,02	0,966	104,1	
57	9,895	968	101,2	
58	9,768	969	98,45	
59	9,615	971	95,83	
60	9,525	972	93,33	
61	9,410	0,974	90,94	
62	9,299	975	88,66	
63	9,190	977	86,47	
64	9,085	978	84,37	
65	8,982	980	82,36	
66	8,884	0,981	80,44	
67	8,787	983	78,59	
68	8,694	984	76,81	
69	8,604	985	75,11	
70	8,515	987	73,47	
71	8,428	0,988	71,89	
72	8,345	990	70,37	
73	8,263	991	68,90	
74	8,184	992	67,49	
75	8,106	994	66,13	
76	8,030	0,995	64,82	
77	7,956	996	63,55	
78	7,884	998	62,32	
79	7,814	0,999	61,14	
80	7,746	1,000	60,00	

3.10.6. COMPUERTAS

Las compuertas son dispositivos para interrumpir el flujo o para regular su caudal.

Los tipos más usuales son las compuertas planas y las de sector.

Las compuertas planas consisten de una hoja o lámina de forma rectangular que cierra un orificio y que se desliza verticalmente dentro de ranuras situadas en muros laterales.

Las compuertas radiales son hojas que forman parte de una superficie cilíndrica que gira alrededor de ejes sujetos en los muros laterales. La fricción que se opone al movimiento se produce solamente en el eje con lo que la fuerza para levantarlas es mucho menor que en el caso de las planas.

Las compuertas que se utilizan en las centrales pequeñas por lo general son de dimensiones reducidas y por lo tanto del tipo de las planas. Los elementos constitutivos y las dimensiones que deben ser tomadas en cuenta se presentan en las figuras N°1 y N°2.

Esquema de instalación de Compuertas

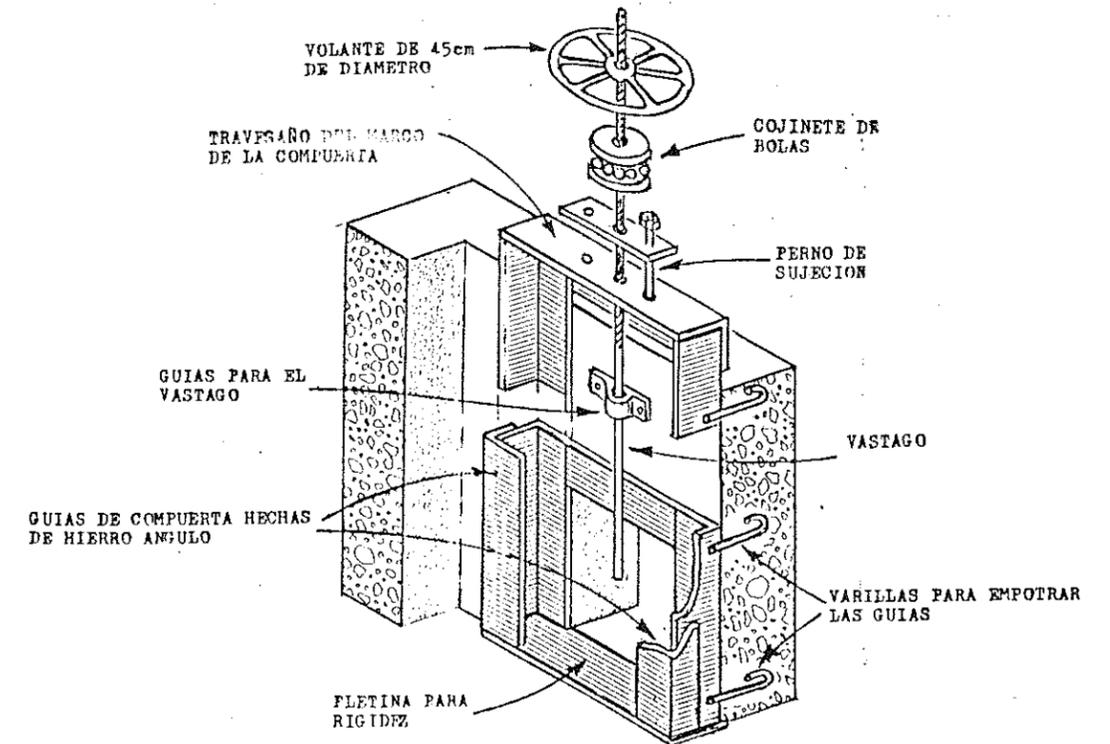
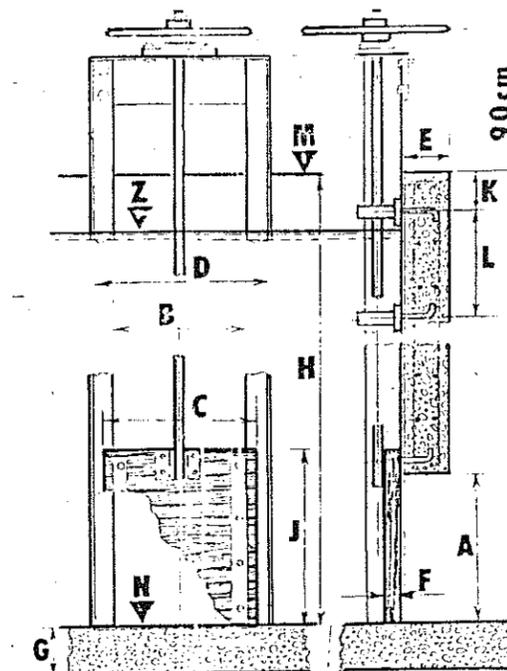


FIGURA N°1



Dimensiones de Compuertas

FIGURA N°2

Cuando la hoja de la compuerta es de madera, para obtener el grueso de las tablas se hace el cálculo siguiente utilizando las letras de la figura N° 2.

Se calcula la presión p en la parte inferior de la compuerta.

$$p = WH \quad (T/m^2)$$

Se calcula la carga unitaria q a la que está sometida la tabla inferior cuyo ancho T es por lo general de 25 cm.

$$q = pT \quad (T/m)$$

Se calcula el momento máximo M de

$$M = qc^2/8$$

Se obtiene el grueso necesario F de la tabla de la ecuación

$$M/\sigma = TF^2/6$$

en la que la resistencia de la madera es del orden de 80 km/cm²

Cuando la hoja de la compuerta es de metal generalmente se tiene una plancha de hierro soldada contra perfiles horizontales en el lado seco. Estos perfiles deben absorber partes iguales del empuje total y estar ubicadas en el centro de presión de cada franja horizontal de las que se dividió la compuerta.

3.10.7 TUBERIA DE PRESION

Desde el punto de vista de la determinación de los espesores de las paredes de la tubería interesan:

- 1) Los esfuerzos de tensión debido a presiones externas o de presión interior. Esfuerzos accidentales debidos a fuerzas externas.

- 2) Los esfuerzos de flexión lateral cuando se inicia el llenado de la tubería.

- 3) Los esfuerzos de tensión, debidos a la presión interior; tanto transversales como longitudinales.

Además, se tienen esfuerzos de flexión longitudinal cuando la tubería no tiene apoyo continuo; esfuerzos longitudinales debidos a diferencias de temperatura; esfuerzos en los codos, etc.

3.10.7.1 ESPESOR MINIMO DE LA TUBERIA PARA SOPORTAR PRESIONES

EXTERNAS

Una presión externa puede ser ejercida por enterramientos, pasos de transporte; esfuerzos accidentales, y al presentarse depresión interior en la tubería, por acción de la presión atmosférica. El espesor de la chapa de la tubería es función de la altura, o sea que en la parte superior donde la carga es mínima, los espesores son pequeños; pero debido a motivos de construcción, transportación y montaje se hace necesario cierto espesor mínimo límite dado por la práctica así:

Para diámetros de hasta 0,80 m e = 0.005 m.

Para diámetros de 0.80 m - 1.50 m e = 0.006 m.

Para diámetros de 1.50 - 2.00 m e = 0.007 m.

El espesor necesario para contrarrestar la presión de hundimiento se puede calcular con la fórmula de Rudolf Mayer.

$$e = d \frac{\epsilon p}{2 E}$$

e = espesor de la tubería

d = diámetro interior del tubo

ε = coeficiente de seguridad

p = presión específica exterior actuando sobre la proyección plana de la tubería

E = módulo de elasticidad del material del tubo

Al apisonar estáticamente la tierra alrededor de una tubería instalada dentro de una zanja, esta tierra apisonada tiene un efecto de rozamiento, de tal suerte que, en este caso, se puede prescindir de un factor de seguridad insertando $\xi = 1$. Lo contrario sucede en una tubería instalada al aire, en la cual, si ocurriera un vacío absoluto debería calcularse con $\xi = 4$. Prácticamente no puede producirse un vacío absoluto y el trabajar con $\xi = 2$ da una conveniente seguridad.

$$E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ para el acero}$$

$$p = 1.036 \text{ kg/cm}^2 \text{ (presión atmosférica)}$$

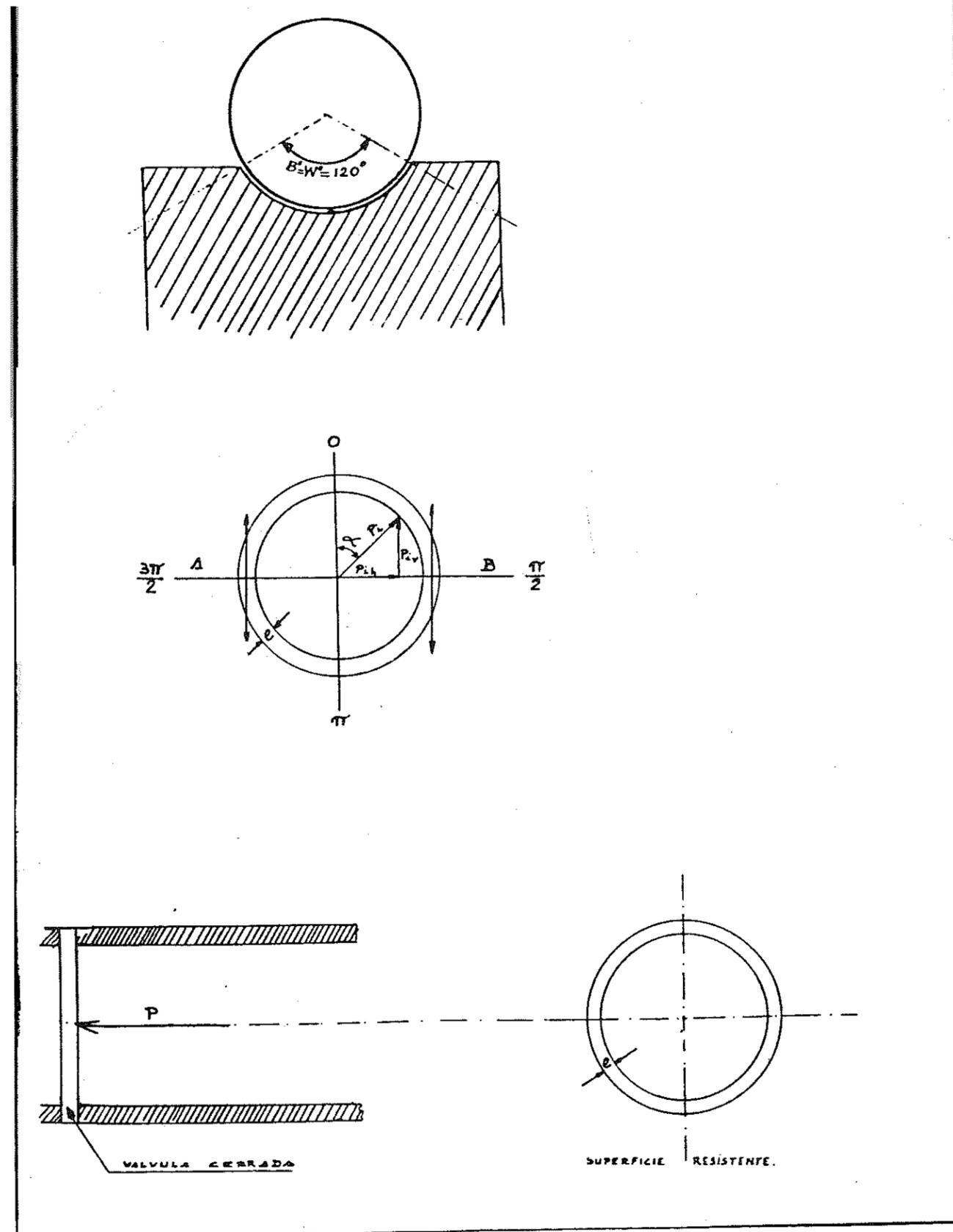
3.10.7.2 ESPESOR MINIMO DE LA TUBERIA PARA SOPORTAR LA FLEXION

LATERAL

Al iniciarse el llenado, por la tubería circula el agua sin ocupar toda su sección transversal; en este estado las presiones existentes en los distintos puntos de la circunferencia del tubo son diferentes (en la parte superior donde hay aire es menor la presión) y la tubería tiende a ovalarse o achatarse y ese es precisamente el fenómeno de la flexión lateral. Poco a poco va llenándose cada vez más el tubo de agua hasta que la circulación es a presión total y entonces desaparece el fenómeno citado.

La manera de disminuir la flexión lateral es dando una forma adecuada a los apoyos o sea una mayor superficie de contacto de éstos con la tubería. Lo normal es que el arco de contacto sea de 120° .

La experiencia y el cálculo han demostrado que un tubo apto para resistir el vacío interno, resiste perfectamente también



la flexión lateral y por tanto basta comprobar que la tubería resiste a la presión exterior.

3.10.7.3 ESPESOR DE LA TUBERIA PARA RESISTIR A LOS ESFUERZOS DE TENSION ORIGINADOS POR LA PRESION INTERIOR

a) Reacciones transversales

La siguiente deducción se hará bajo las consideraciones de que la relación $\frac{e}{D}$ es muy pequeña, o sea que las tensiones se reparten uniformemente en todo el grueso de la pared del tubo.

Considerando una longitud unitaria de tubo y llamando

- D = diámetro interior de la tubería
- p = presión manométrica
- e = espesor de la pared
- σ = esfuerzo de trabajo del material

Se obtiene

$$e = \frac{D p}{2 \sigma}$$

b) Reacciones longitudinales:

Una tubería tendrá una válvula u órgano de control para cierres y aperturas. Al cerrarla sobre su pared actuará una presión, y considerando el caso extremo de cierre total esa presión es:

$$P = p \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{presión de tensión longitudinal})$$

El valor de esta presión longitudinal debe ser contrarrestado por la resistencia de la chapa del tubo o sea por las reacciones longitudinales que se originan en su sección transversal.

$$\text{Reacción} = e \pi D \sigma$$

Igualando acción y reacción se tiene:

$$e = \frac{p D}{4 \sigma}$$

Se requiere pues un espesor igual a la mitad del necesario para vencer el esfuerzo transversal por presión interior. Es suficiente, por lo tanto calcular el espesor de la tubería para resistir los esfuerzos transversales y de hecho se está garantizando la seguridad contra los esfuerzos longitudinales.

3.10.8 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS COMPUERTAS DE MADERA

3.10.8.1 Cálculo del Espesor:

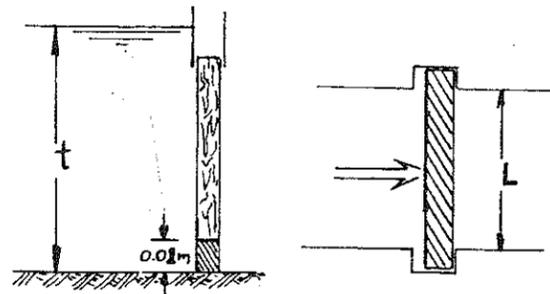
Consideramos una zona de tablero de 0.01 m. de altura a la profundidad t. Suponemos la presión del agua uniformemente repartida sobre esta zona; es decir, que el trapecio de carga se convierta en rectángulo. La luz de la compuerta es L. La presión total sobre dicha zona será:

$$P = L \times 0.01 \times t \times 1000 = 10 \times L \times t$$

Si suponemos que dicha zona forma una viga apoyada en sus extremos con carga total uniformemente repartida, P; el momento flector máximo será:

$$M = \frac{PL}{8}$$

Pero: $M = \frac{R \times I}{C}$



y en el rectángulo de la zona considerada:

$$\frac{I}{C} = \frac{1}{6} \times 0.01 \times e^2$$

siendo e el espesor

y R, tratándose de madera, será 600000 kg/m². Sustituyéndo, tendremos:

$$\frac{10 \times L \times t \times L}{8} = \frac{1}{6} \times 0.01 \times e^2 \times 600000$$

o sea

$$e^2 = \frac{10 \times L^2 \times t \times 6}{8 \times 0.01 \times 600000} = \frac{L^2 \times t}{800}$$

$$e = \frac{L}{20} \sqrt{\frac{t}{2}}$$

* Saltos y Presas de Embalse de Gómez Navarro.

3.10.8.2 Resistencia que hay que vencer para la elevación y descenso de las compuertas: Compuertas deslizantes.-

La resistencia en este caso comprende dos términos: uno, corresponde al rozamiento en virtud de la presión hidráulica a que está sometida la compuerta; otro, en el caso de elevación, debido al propio peso de ella. Este último término para el descenso se convierte en fuerza favorable.

Si llamamos:

F, la fuerza necesaria en toneladas para equilibrar las resistencias en el ascenso, y F' en el descenso.

A, la superficie de la compuerta, en metros cuadrados, expuesta a presión hidráulica;

H, la carga de agua sobre el centro de la compuerta, en metros;

K, el coeficiente de rozamiento estático;

W el peso propio de la compuerta, en toneladas.

Se verificará:

$$F = H \times A \times K + W$$

$$F' = H \times A \times K - W$$

3.10.8.3 Mecanismo de elevación:

Consiste en un husillo unido al tablero que penetra en una tuerca fija al puente, de modo que está sujeta solo a un movimiento de rotación - impreso por los brazos que lleva, y se determina así el ascenso o descenso del husillo y tablero.

3.10.9 ANCLAJES Y APOYOS:

3.10.9.1 Cálculo de Fuerzas:

Los anclajes son bloques de hormigón que impiden el movimiento de la tubería. Pueden ser del tipo abierto cuando la tubería está descubierta y sujeta al bloque por medio de piezas especiales de acero o del tipo macizo cuando el hormigón cubre totalmente a la tubería y ésta está embebida dentro del bloque.

Para establecer las dimensiones de un bloque de anclaje deben calcularse primero todas las fuerzas que le son transmitidas por la tubería.

Estas fuerzas por el lado de aguas arriba del anclaje son las siguientes:

- 1) La componente del peso propio de la tubería normal al eje de la misma:

$$F_1 = (G_T + G_W) \cos a L$$

siendo: G_T el peso de la tubería
 G_W el peso del agua
 a el ángulo de la tubería con la horizontal

Como longitud del tramo se toma la mitad de la distancia del apoyo inmediato superior hasta el centro del anclaje.

- 2) La componente del peso propio de la tubería paralela al eje de la misma y que tiende a producir su deslizamiento hacia el anclaje.

$$F_2 = G_T \operatorname{sen} a L$$

Como longitud se toma el tramo comprendido desde la junta de dilatación hasta el anclaje.

- 3) Rozamiento en los apoyos que actúa hacia el anclaje (+) produciendo un esfuerzo de compresión en la tubería cuando aumenta la temperatura y produciendo un esfuerzo de tracción (-) cuando disminuye la misma.

$$F_3 = f(G_T + G_W) \cos a$$

Los valores del coeficiente de rozamiento f se dan en la tabla No. 13, página 230.

- 4) Una fuerza paralela al eje, debido al rozamiento en el prensa estopas, positiva cuando aumenta la temperatura.

Las variaciones de longitud de la tubería se absorben en las piezas de dilatación que están diseñadas con un prensa-estopas en el que hay que superar el rozamiento entre la empaquetadura y el tubo liso. El coeficiente de rozamiento f_1 se toma entre 0.25 y 0.30.

Se admite que al empezar el servicio, la empaquetadura se comprime hasta que su ancho se reduce de b a $0.9 b$ y que la presión entre ellas y el tubo es igual a la del agua.

La fuerza es igual a

$$F_4 = 0.9 f_1 \pi b D_1 H$$

Prácticamente se puede tomar $D_1 = D + 2t$

siendo D el diámetro interior de la tubería y t el grueso de la pared de tubería.

- 5) Una fuerza axial en la junta de dilatación dirigida hacia el anclaje y debida a la pequeña diferencia de sección.

$$F_5 = 0.25 \pi (D_1^2 - D^2) H$$

H = carga de agua que existe en la junta.

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

$$F_6 = 0.25 \pi D^2 H \cdot 1.25$$

H = carga de agua en el anclaje.

El factor de 1.25 se pone para incluir una posible sobrepresión por golpe de ariete.

- 7) La fuerza de arrastre del agua en dirección del movimiento de la misma.

$$F_7 = 0.25 \pi D^2 h_f$$

siendo h_f la pérdida de carga por rozamiento hidráulico que se produce en el tramo considerado.

Además del lado hacia aguas abajo del anclaje se tiene fuerzas análogas que son:

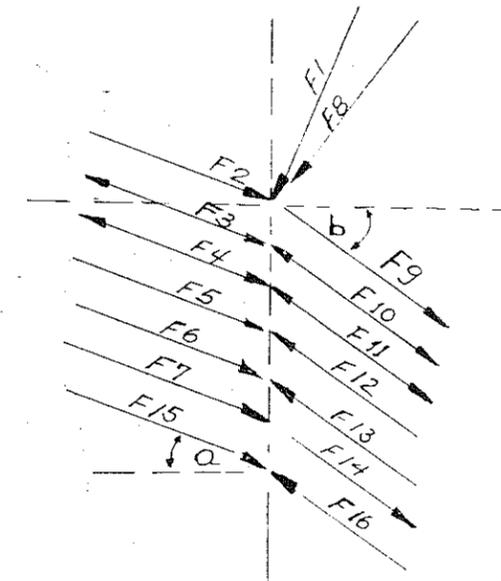
$$F_8 - F_9 - F_{10} - F_{11} - F_{12} - F_{13} - F_{14}$$

Además de las fuerzas consideradas, actúa la fuerza centrífuga producida por el cambio de dirección en el codo. La dirección de esta fuerza coincide con la de la bisectriz del ángulo formado por las normales a la tubería.

Por facilidad del cálculo es conveniente reemplazar esta fuerza por dos iguales, coaxiales con la tubería y dirigidas hacia el anclaje, cuyo valor es:

$$F_{15} = F_{16} \frac{Q V}{g}$$

La dirección y sentido de las fuerzas se muestra en la figura siguiente:



10.9.2 Apoyos Intermedios:

Los apoyos son bloques de hormigón que permiten que la tubería se deslice sobre ellos, cuando cambia de longitud debido a variaciones térmicas.

Las únicas fuerzas que actúan son las equivalentes a F_1 y F_3

La tubería apoyada sobre bloques de hormigón trabaja como viga continua. Si llamamos L a la luz entre apoyos, el momento de flexión producido es:

$$M = \frac{1}{12} (G_T + G_W) L \cos B$$

El momento resistente es igual aproximadamente a:

$$M_T = \frac{\pi t D^2}{4}$$

y el esfuerzo máximo en la dirección del eje es:

$$S = \frac{M}{M_T} = \frac{(G_T + G_W) L \cos B}{9,42tD^2}$$

ecuación de la que se puede encontrar la distancia máxima entre apoyos. El esfuerzo admisible de tracción para tuberías de acero se toma generalmente entre 900 kg/cm² y 1600 kg/cm². Generalmente la distancia L entre apoyos varía entre 6 y 12 metros.

3.10.9.3 Diseño del Anclaje:

Una vez calculadas todas las fuerzas que actúan sobre un anclaje se obtiene las resultantes de todas las fuerzas en sentido horizontal F_H y en sentido vertical F_V .

Las dimensiones (Lxbxy) del bloque de anclaje se establecen en función de estas dos fuerzas más el peso propio G del bloque.

Las condiciones de estabilidad que deben ser satisfechas son las siguientes:

- 1) Las fuerzas de fricción entre el bloque y el suelo, deben ser superiores que el empuje horizontal F_H .

$$F_H < f (G + F_V)$$

- 2) La resultante de todas las fuerzas debe pasar dentro del tercio medio de la base.

$$\frac{M}{F_V} > \frac{b}{3}$$

- 3) La presión transmitida por el bloque al suelo debe ser menor que la capacidad portante S de éste.

$$\frac{G + F_V}{bL} < S$$

3.11 BIBLIOGRAFIA

- DISEÑO HIDRAULICO
Sviatoslav Krochin, Quito-Ecuador, 1978
- GUIA PARA LA ELABORACION DE PROYECTOS DE PEQUEÑAS CENTRALES
HIDROELECTRICAS DESTINADAS A LA ELECTRIFICACION RURAL DEL PERU
Tsuguo Nozaki, Lima-Perú, 1980
- CENTRALES HIDROELECTRICAS
Gaudencio Zoppetti, Barcelona-España, 1979
- SALTOS DE AGUA Y PRESAS DE EMBALSE
José L. Gómez Navarro, Madrid-España, 1964
- DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS
Bureau of Reclamation, USA, 1965
- TUBERIAS A PRESION
Werner Herz Muller - CIDIAT, Mérida-Venezuela, 1975
- ELEMENTOS DE HIDRAULICA GENERAL Y APLICADA
Rubio San Juan, Barcelona-España, 1944
- TRATADO DE HIDRAULICA APLICADA
Herbert Addison, Barcelona-España 1954
- HIDRAULICA DE CANALES
Julian Aguirre Pe - CIDIAT, Mérida-Venezuela, 1974
- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
Comisión Federal de Electricidad - Instituto de Investiga-
ciones Eléctricas, México-México, 1980
- WELDED STEEL PENSTOCKS - DESIGN AND CONSTRUCCION
Bureau of Reclamation - USA P.J. Bier
- HIDRAULICA
Samuel Trueba Coronel
- DISEÑO DE UNA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA
Marcelo Novillo, Quito-Ecuador, 1970

C A P I T U L O 4

S E L E C C I O N D E E Q U I P O S

4.1 Aspectos Generales

La selección de equipos para P.C.H. debe realizarse en base a los catálogos comerciales proporcionados por los fabricantes de equipos. Asimismo los criterios de selección deben estar orientados principalmente a utilizar equipos confiables, de bajo costo y de preferencia estandarizados. A continuación se detalla un procedimiento para seleccionar los diversos equipos utilizados en P.C.H.

- Equipo: rejilla de limpieza
Dato para la selección: tamaño de la partícula
Procedimiento de selección: de acuerdo a las especificaciones del material de la turbina.
- Equipo: válvula
Dato para la selección: diámetro nominal de la tubería y salto de la Central.
Procedimiento de selección: Puede utilizarse, válvula de compuerta, mariposa o esférica, se selecciona de acuerdo al diámetro nominal de la tubería, diámetro de entrada de la turbina, salto al que va a operar y el tiempo de cierre requerido.
- Equipo: turbina
Dato para la selección: salto, caudal, potencia
Procedimiento de selección: Conociendo las características de las turbinas y conociendo el número de revoluciones de la turbina y se determina el tipo de turbina más adecuada, teniendo presente que cuanto mayor es el número de revoluciones de la turbina, menor es su costo. Seleccionando el tipo de turbina, se ubica en los catálogos comerciales de turbinas

estandarizadas, aquella que satisfaga las condiciones de salto, caudal y potencia, determinando con ellos el número de revoluciones a las que girará, cuyo valor no se diferenciará mucho del asumido, alternativamente se determinarán las especificaciones para el diseño de turbina a medida.

- Equipo: regulador de velocidad
Dato para la selección: potencia, frecuencia
Procedimiento de selección: Con el tipo de turbina seleccionada, se determina automáticamente su regulador de velocidad el cual puede ser oleomecánico o electrónico.
- Equipo: transmisión turbina generador
Dato para la selección: potencia, salto
Procedimiento de selección: La transmisión mecánica entre el generador y la turbina teniendo en cuenta la relación de velocidades entre ambos equipos y que la transmisión por fajas se utiliza para bajas reducciones y la de engranajes para altas reducciones cuando sea posible igualar las velocidades de ambos equipos, se utilizará acoplamiento directo.
- Equipo: generador
Dato para la selección: potencia
Procedimiento de selección: Teniendo como referencia las normas eléctricas para generadores de cada país se determinan la tensión y frecuencia de generación. Con estos datos se selecciona el tipo de generador más adecuado.

En los catálogos comerciales se identifica el generador adecuado para la potencia, frecuencia y tensión de generación. Seleccionando el número de revoluciones del generador, considerando que a mayores revoluciones se obtiene generadores de menor costo.

- Equipo: tablero de control para la Casa de Máquinas
Dato para la selección: potencia, tensión, frecuencia
Procedimiento de selección: El tablero se selecciona de acuerdo con las especificaciones de potencia máxima del generador, tensión y frecuencia. Debiéndose tratar de utilizar un mínimo de instrumentación que permita un eficaz control.

- Equipo: transformadores
Dato para la selección: potencia, tensión
Procedimiento de selección: De acuerdo a las normas eléctricas de cada país se selecciona el valor de la tensión de transmisión y con el dato de potencia se determina en los catálogos comerciales el transformador a utilizarse. Teniendo en cuenta que las corrientes de corto circuito sean 5 o 6 veces la nominal.

- Equipo: red de transmisión o red primaria
Dato para la selección: potencia, tensión de transmisión
Procedimiento de selección: De acuerdo a las normas eléctricas para conductores de cada país y un análisis económico se selecciona la sección óptima teniendo en cuenta una mínima caída de tensión y una mínima pérdida de potencia.

- Equipo: Sub-Estación
Dato para la selección: potencia
Procedimiento de selección: De acuerdo a las normas de cada país se determina la tensión de distribución y con ella se obtiene la relación de transformación de voltaje, para luego seleccionar en catálogos los componentes de la Sub-Estación.

- Equipo: red de distribución red secundaria (acometida)
Dato para la selección: tensión de distribución
Procedimiento de selección: La selección de la red secundaria está basada en los mismos criterios y normas indicadas para la red primaria.

TURBINAS HIDRAULICAS

TIPO	CARACTERISTICAS GENERALES
PELTON	<ul style="list-style-type: none"> - Es una turbina de acción, de flujo tangencial, formada por una o más toberas y un rodete provisto de un determinado número de cucharas. - El rango de aplicación de las turbinas Pelton está delimitado a velocidades específicas bajas. Cabe decir, aprovecha grandes saltos y caudales reducidos, pudiéndose obtener eficiencias del orden del 85%. - Para su fabricación requiere de una planta industria que cuente con: fundición, equipos de soldadura y corte, máquinas herramientas básicas (torno, cepillo y taladro). Generalmente se fabrica el rodete y las toberas por fundición.
MICHELL-BANKI	<ul style="list-style-type: none"> - Es una turbina de acción de flujo transversal, entrada radial y admisión parcial, formada por un inyector y un rodete provistos de un número determinado de álades curvos. - El rango de aplicación de esta turbina está comprendido entre las Pelton de doble tobera y la turbina Francis rápida trabajando principalmente con saltos y Caudales medianos, pudiendo obtener eficiencias del orden del 80% y generando potencias hasta de 1.000 KW. - Posee una geometría que facilita su fabricación y que la caracteriza como la turbina de más bajo costo. - Para su fabricación se requiere de una planta industrial que cuente con equipo de soldadura y corte y máquinas herramientas básicas (torno, cepillo y taladro), se puede fabricar a base de planchas soldadas.

TIPO	CARACTERISTICAS GENERALES
FRANCIS	<ul style="list-style-type: none"> - Su aplicación está delimitada a velocidades específicas medias, operando al igual que la turbina Michell Banki, con saltos y caudales medianos la eficiencia está comprendida entre 83 % y 90%. - Para su fabricación se requiere de una planta industrial que cuente con fundición, equipos de soldadura, corte y máquinas herramientas.
AXIAL	<ul style="list-style-type: none"> - Es una turbina de reacción de flujo axial estando su sistema de regulación de velocidad incorporado en el rodete en el caso de la variante denominada Kaplan. - Su rango de aplicación está delimitado a velocidades específicas bastante altas. Operando con saltos muy pequeños y grandes caudales. Pudiendo alcanzar eficiencias de hasta 90%. - Para su fabricación se requiere de una planta industrial que cuente con fundición, equipos de soldadura, corte, y máquina herramienta .

REGULADORES DE VELOCIDAD PARA TURBINAS HIDRAULICAS

TIPO	CARACTERISTICAS GENERALES
ELECTRICO-ELECTRONICO CON REGULACION DE FLUJO.	<ul style="list-style-type: none"> - Está formado por un dispositivo electrónico, encargado de captar la variación de velocidad de la turbina, en base a la variación de frecuencia de generación que ocurre al presentarse una variación de carga, y un motor eléctrico que acciona un mecanismo produciendo la apertura o cierre de la válvula reguladora de flujo de la turbina, al girar en un sentido u otro. - Su fabricación es de bajo costo, considerando que el dispositivo electrónico es único e independiente de la potencia, siendo el costo variable el derivado del motor eléctrico. - Para su fabricación se requiere una planta electromecánica con taller de electrónica.
OLEO-MECANICO (Con regulación positiva de flujo)	<ul style="list-style-type: none"> - Está formado por un órgano sensible a la variación de velocidad que generalmente es un péndulo centrífugo, un órgano de distribución y fuerza provisto de una válvula distribuidora de aceite a presión y un servomotor, un sistema de compensación y retroceso cuyo objeto es dar estabilidad a la velocidad del grupo; una bomba de engranaje o paletas deslizantes y dispositivos de maniobra para accionar la válvula reguladora de caudal de la turbina. - Su costo de fabricación es comparativamente más alto que el regulador eléctrico-electrónico requiriendo para su producción una planta industrial que cuente con equipos de soldadura y corte y máquina herramientas de precisión.

TIPO

CARACTERISTICAS GENERALES

Eléctrico- Electrónico con disipación de energía.	<ul style="list-style-type: none"> - Está formado por un dispositivo electrónico, encargado de captar la variación de velocidad de la turbina en base a la variación de frecuencia de generación que ocurre al presentarse una variación de carga y un sistema de resistencias eléctricas que aumentan o disminuyen la carga a la turbina, trabajando esta siempre con plena apertura. - El dispositivo electrónico es similar al del regulador eléctrico-electrónico, con regulación positiva de flujo. - Para la fabricación se requieren de una planta electromecánica con taller de electrónica
---	--

GENERADORES ELECTRICOS

TIPO

CARACTERISTICAS GENERALES

GENERADORES	<ul style="list-style-type: none"> - Son generadores sincros diseñados con regulador de tensión y refuerzos en las bobinas para que estén en capacidad de soportar velocidades de embalamiento de la turbina. - Por razones económicas, en P.C.H. se recomienda la utilización de alternadores de 2 o 4 polos. - Para su fabricación se requiere una planta industrial electromecánica que cuente con equipos para embobinar soldadura y corte y máquinas herramientas universales.
GENERADORES DE INDUCCION	<ul style="list-style-type: none"> - Son motores de inducción que operan como generadores en forma autónoma o en paralelo con un alternador. - Para su fabricación sólo se requiere una adaptación de motores eléctricos existentes, que la puede hacer la misma fabricante.

4.2 Selección de turbinas:

En los proyectos de Centrales Hidroeléctricas se acostumbra seleccionar el tipo de turbina por medio del número específico de revoluciones. El procedimiento empleado consiste en asumir una velocidad óptima de giro de la turbina, igual a una de las velocidades sincronas del generador, y con los datos del salto y la potencia se calcula el número específico de revoluciones, cuyo valor estará comprendido dentro del rango de aplicación del tipo de turbina más conveniente. Este procedimiento de selección sólo es aplicable cuando la turbina se acopla directamente al generador, lo que generalmente ocurre cuando la potencia de la turbina supera los 1000 kW.

Los números específicos de revoluciones se pueden obtener con las fórmulas:

$$N_s = N \frac{P^{1/2}}{H^{5/4}} \quad \text{y} \quad N_q = N \frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}}$$

donde: P es la potencia al freno de la turbina en CV

Q es el caudal máximo que fluye por la turbina en m³/seg

H es el salto neto de la central en metros

N es la velocidad de giro de la turbina en RPM

El tipo de turbina se selecciona ubicando el valor resultante del número específico de revoluciones, en el cuadro siguiente:

TIPO DE TURBINA	N _q	N _s
Turbina Pelton de 1 tobera	Hasta - 9	Hasta - 30
Turbina Pelton de 2 toberas	4 - 13	14 - 42
Turbina Pelton de 3 toberas o más	5 - 22	17 - 73
Turbina Michell-Banki	18 - 50	59 - 165
Turbina Francis Lenta	18 - 38	60 - 125
Turbina Francis Normal	38 - 68	125 - 225
Turbina Francis Rápida	68 - 135	225 - 450
Turbinas axiales	105 - 300	350 - 1000

En los proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas donde la potencia es inferior a los 1000 kW, el procedimiento de selección del tipo de turbina no se puede basar sólo en el número específico de revoluciones. Esto se debe principalmente a que entre la turbina y el generador se puede utilizar una transmisión por bandas o engranajes, lo que hace difícil determinar un número de revoluciones para la turbina si no se conoce el diámetro del rodete.

Para definir el tipo de turbina más adecuado para una determinada condición de salto y potencia, se propone usar como referencia el gráfico "Selección de turbina" que se muestra en la figura No.1, pág.243. Este gráfico se ha elaborado de acuerdo a una estandarización realizada para las turbinas Pelton (P), Michell-Banki (M), Francis (F) y Kaplan (A), y la potencia que se indica, corresponde a la que genera el grupo turbina-generador.

Seleccionando el tipo de turbina se procede a solicitar a los fabricantes las cotizaciones respectivas, para lo cual se les deberá proporcionar los siguientes datos:

- a. Potencia al freno de la turbina; la que se podrá deducir en base a la fórmula:

$$P_T = \frac{P_g}{\eta_{tr} \eta_g}$$

en donde:

- P_T; es la potencia al freno de la turbina
- P_g; es la potencia que genera el grupo turbina-generador, la que será igual a la potencia de diseño de la central en el caso que se utilice sólo una unidad.
- η_g; es la eficiencia del generador
- η_{tr}; es la eficiencia de la transmisión mecánica entre la turbina y el generador, la que para fines prácticos se puede estimar en 0.95

- b. Salto neto de la central
- c. Sistema de regulación de velocidad que se desea
- d. Características físicas y Químicas del agua (cantidad de solidos, grado de acidés, etc.)

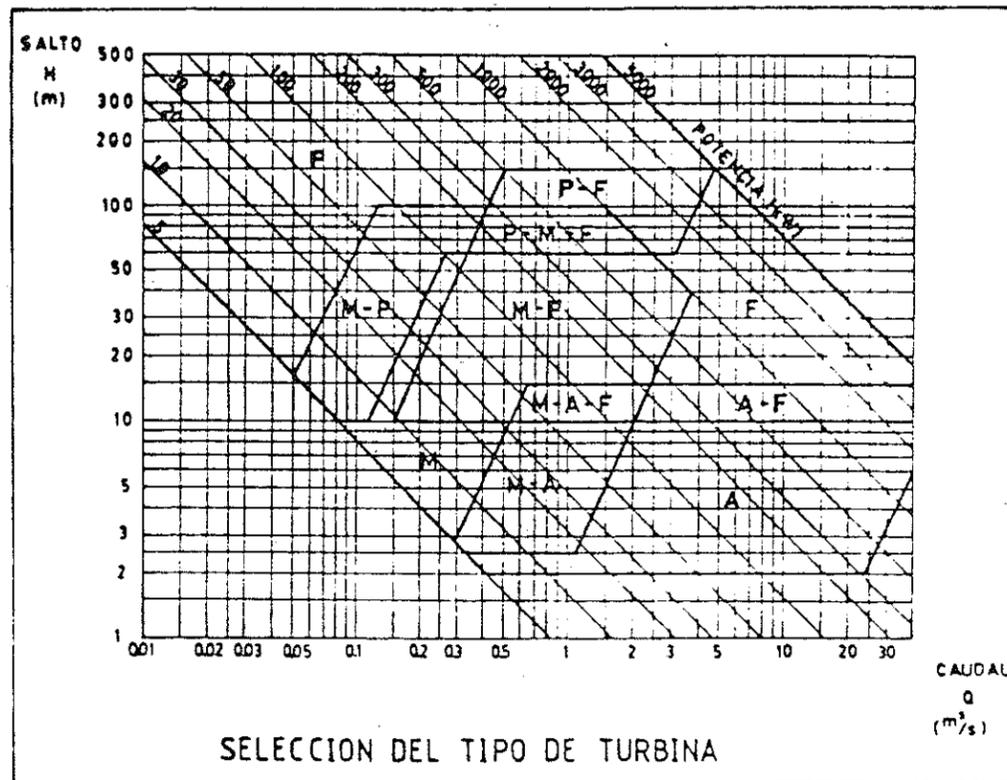


FIGURA No. 1

Asimismo se solicitará a los fabricantes, que en la cotización se incluyan los siguientes datos técnicos:

- Potencia al freno de la turbina.
- Salto neto que aprovecha.
- Caudal máximo requerido para su operación a plena carga.
- Velocidad óptima de giro.
- Eficiencia.
- Curvas de funcionamiento a carga parcial.
- Inercia $G D^2$.
- Peso y dimensiones generales.
- Materiales de sus componentes, tales como: El rodete, tobera o álabe directriz, eje, carcasa, etc.
- Facilidades y disponibilidad de repuesto.
- Instrumentación requerida para su operación.
- Tipo de herramientas requeridas para su mantenimiento.

Finalmente la selección definitiva de la turbina resultará de una evaluación técnica-económica que tomará en cuenta los siguientes criterios.

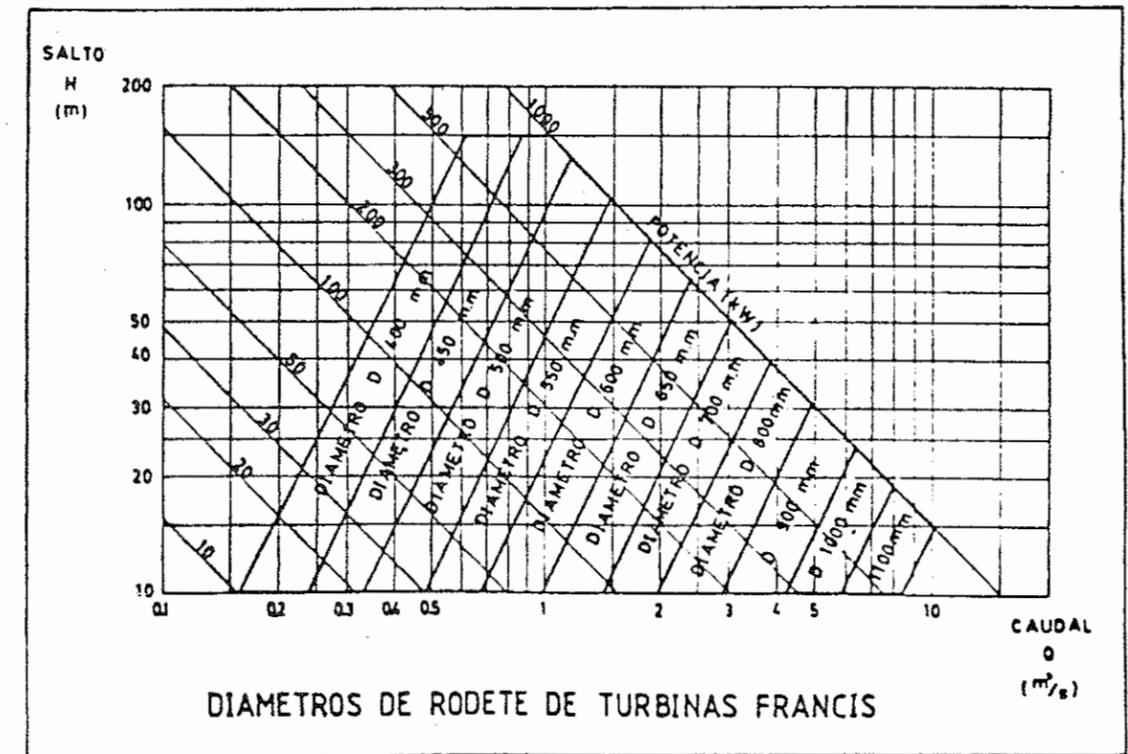
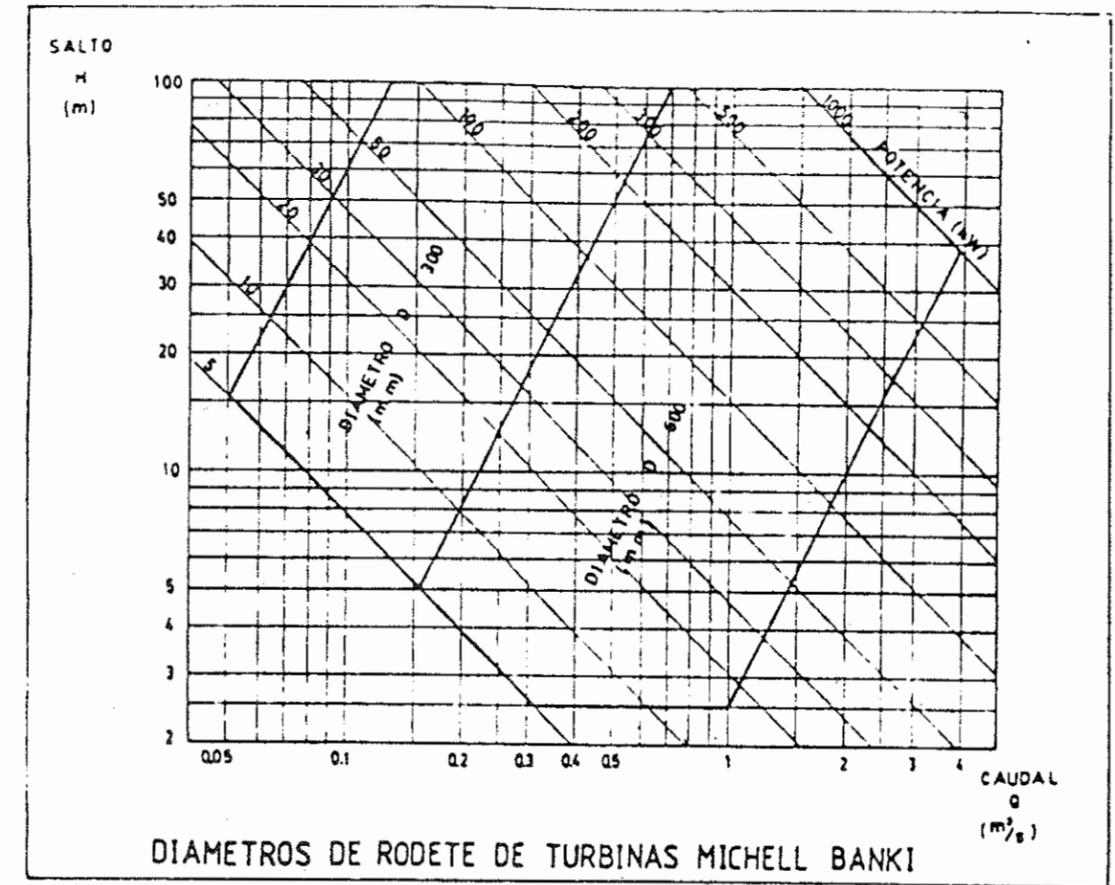
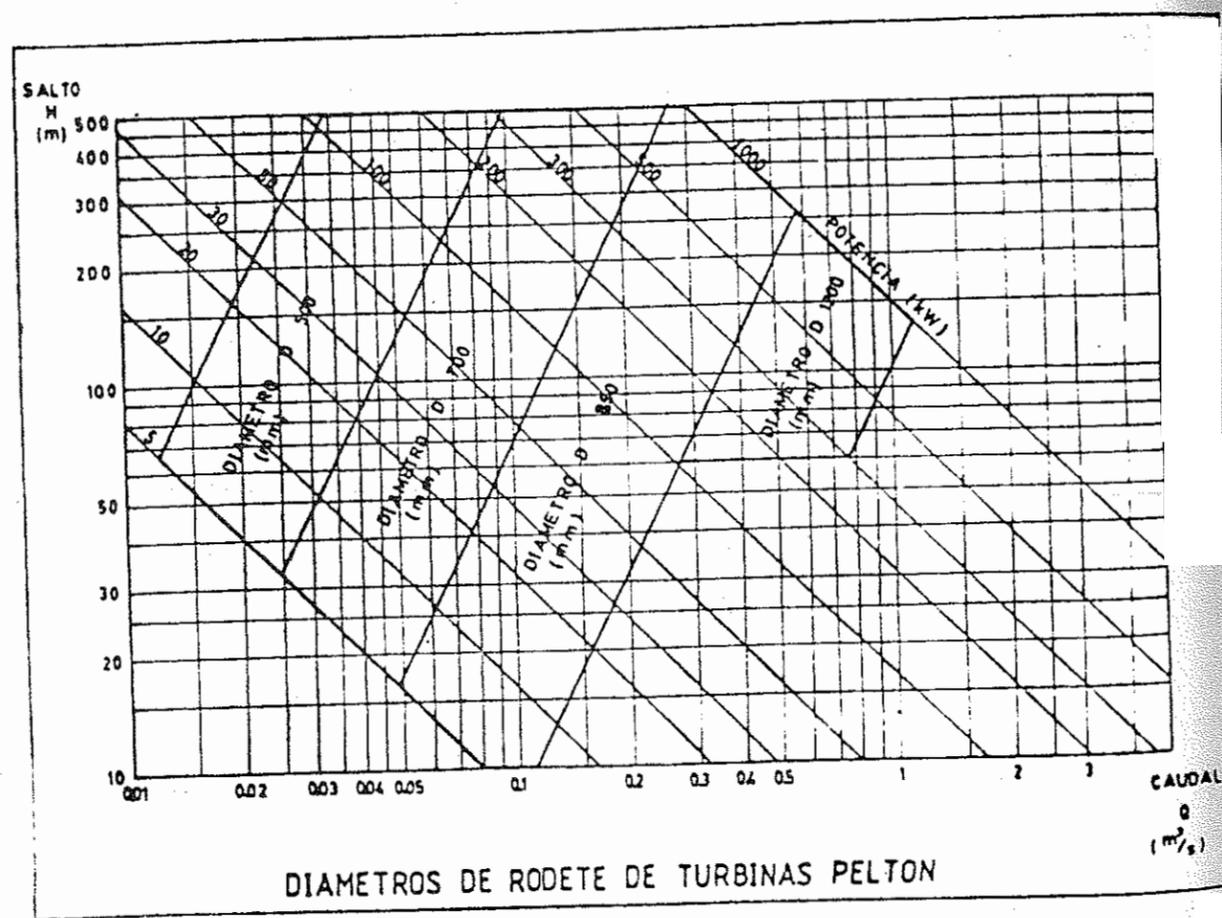
- Costos de inversión y facilidades de pago.
- Plazo de entrega.
- Costo de los repuestos.
- Eficiencia.
- Posibilidades de obtener o fabricar localmente los repuestos.
- Antecedente de vida útil de otras turbinas producidas por el fabricante.
- Infraestructura requerida para su mantenimiento.
- Complejidad de su operación.

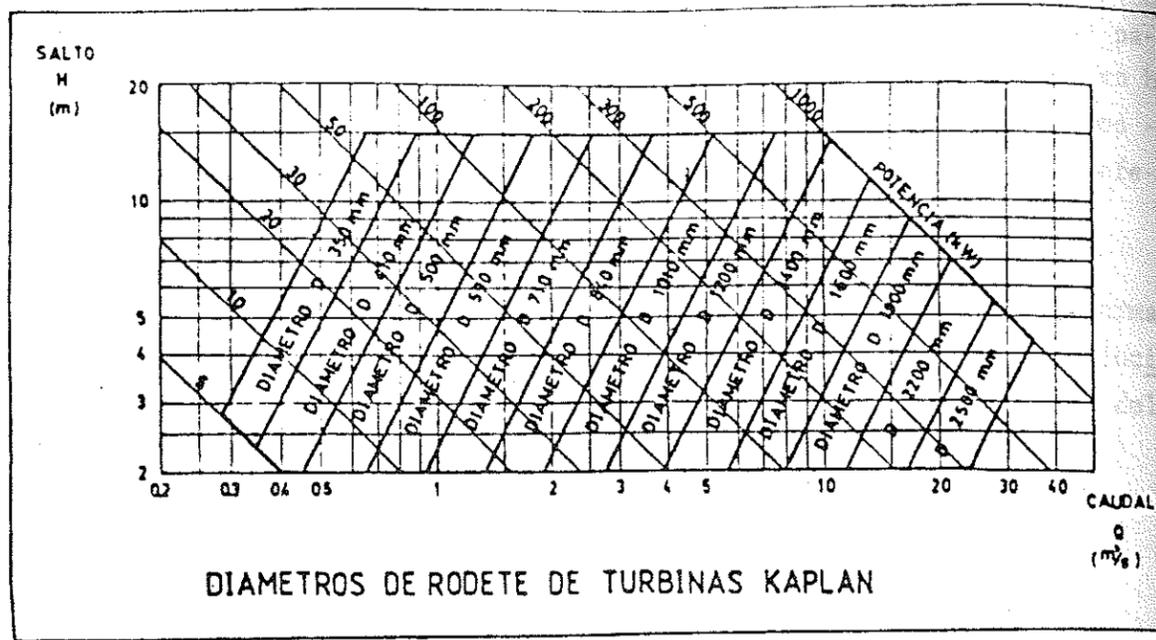
De acuerdo a la metodología descrita para seleccionar turbinas de potencias inferiores a los 1000 kW, las dimensiones de la turbina se conocen luego de la presentación de cotizaciones por parte de los fabricantes o proveedores de equipos. Dado que para los pre-diseños de la casa de máquinas se requiere conocer las dimensiones aproximadas del diámetro del

rodete de la turbina, se han elaborado unos gráficos caudal-salto que nos permiten determinarlos. Es necesario señalar que los diámetros para cada turbina que se indican en los gráficos, han sido obtenidos en base a una estandarización que no necesariamente coincidirá con la de los fabricantes, por consiguiente se recomienda utilizarlos sólo como referencia y no como algo definitivo.

En el caso de turbinas con potencias superiores a los 1000 kW, la forma de estimar el diámetro del rodete es utilizando la fórmula de la velocidad óptima de giro para cada tipo de turbina y despejar el diámetro del rodete.

$$D = \frac{K H^{1/2}}{N}$$





CAPITULO 5

COSTOS EN PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS

5 COSTOS EN UNA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA. -

5.1. ESTABLECIMIENTO DE COSTOS EN UNA OBRA. -

En todo proyecto de ingeniería ya se refiera a estudios o a construcción, o a las dos partes de un conjunto, deben contemplarse dos clases de costos: directos e indirectos.

Los costos directos son aquellos que tienen una aplicación específica tal como el costo de un kilómetro de estudios en sus diversos aspectos: topográfico, dibujo, diseño, etc; o costo de excavación en obra de arte en m³, referente a la mano de obra, a maquinaria, materiales, etc. En estos casos de costos directos si bien hay que tener cuidado en la distribución de los gastos, la definición de los mismos es sencilla y fácil de determinar.

Los costos indirectos son aquellos que pesando sobre los mismos rubros, estudios y construcción; no tienen una aplicación específica pues su valor debe repartirse en los diferentes capítulos en que se ha dividido la contabilidad, ya que dado su carácter, pesan sobre todos los trabajos que se realizan, como por ejemplo, la administración, el desgaste de la maquinaria y del equipo, la mayor parte de impuestos y las utilidades, y si bien es cierto que hay ciertos trabajos que pueden absorber una mayor parte de tal o cual costo indirecto, esto es difícil establecerlo y por consiguiente no se puede hacer otra cosa que repartirles en función del costo directo.

Para poder establecer en forma correcta el costo de una obra es fundamental determinar en primer lugar los diferentes rubros que intervienen en el proyecto. En lo referente a estudios esto es relativamente simple ya que son pocos los factores que intervienen, siendo

principalmente: sueldo del personal, costos de estudios e investigación, ensayos de suelos, investigación geológica y movilización. Por tal razón en cuanto se refiere a estudios, el costo directo es fácil de determinarlo y está compuesto por la mayor parte de las inversiones, exceptuando gastos de oficina y escritorios y parte de gastos de movilización. En cuanto se refiere a la etapa de construcción, los rubros son más indeterminados y varían en cada proyecto; pero generalmente se pueden establecer los siguientes:

Costos de Expropiación.- Que existen en la mayor parte de las obras, pudiendo estar incluidos en ellas, el valor del terreno donde se ejecuta la obra, si se trata de una obra un poco más grande incluye derechos de pago y servidumbre, adquisición del sitio de la obra. A más de estos gastos en este mismo rubro se debería prever un porcentaje por posibles daños a terceros ocasionados directamente por la realización de la obra, como tala de bosques o árboles frutales, destrucción de sembradíos o inmuebles, etc; o daños causados por las operaciones inherentes a la construcción, considerar dentro de este caso los accidentes de trabajo con los obreros de la construcción.

Costos de Replanteo.- Es otro de los rubros que formaría parte de los costos directos y que se refieren a la ubicación en el terreno de los datos del proyecto y que constan en los planos del mismo, replanteo que es indispensable realizarlo antes de comenzar cualquier movimiento de tierras.

Costos de Operaciones de Construcción.- Que pueden ser muy diferentes de acuerdo con el carácter de la obra, entre otros pueden ser: movimiento de tierras (excavación y relleno), obras de arte (mampostería, hormigón simple, hormigón armado, etc. A su vez cada rubro puede subdividirse en subrubros de acuerdo con la característica especial de la parte atacada o de la obra a construirse; así por ejemplo al hablar del rubro excavación de tierras, pueden establecerse diversas

clasificaciones de acuerdo con la calidad de los suelos a moverse, pero hay que tener en cuenta que esta clasificación puede traer discusiones y producir dificultades entre el contratante y el contratista (si la obra se contrata en su ejecución), pues es difícil establecer con límites claros la diferenciación de suelos y quizás es más práctico llegar a determinar sólo una o dos clases de suelos - como clasificables, es decir pagar por el movimiento de tierras un sólo precio unitario o máximo dos, que estarían comprendidos entre roca y tierra, siendo la primera aquel suelo que no puede excavar sin el empleo de explosivos y la otra la que puede excavar sin el uso de ellos. En lo que respecta a relleno podría establecerse dos calificaciones, el relleno sin compactación y relleno con compactación debiendo entenderse que el primero sólo se usaría para llenar oquedades fuera de la obra misma pero adyacentes a ella que pudieran ofrecer peligro para la operación de la obra, pero el relleno que formaría parte de la obra en todo caso debe ser compactado. En mampostería la clasificación si se impone, pues de acuerdo a las características de la obra puede inclusive estar formada por mampostería de ladrillo, de molón o de piedra lavada; además el mortero puede ser a base de cemento o de cal y en todos estos casos el costo unitario es diferente por la variación del material empleado y el costo de la mano de obra utilizada. En hormigón simple la clasificación se basa en la resistencia que se quiera obtener ya que de acuerdo con ella el cemento y los agregados variarán en costo de acuerdo con el volumen unitario. En el hormigón armado el costo varía en relación a la forma y a la resistencia que se quiere alcanzar ya que de ésta se deriva también la cantidad de hierro a emplearse; generalmente se usan hormigones de resistencia desde 140 kg/cm² hasta 350-400 kg/cm².

Al especificar los costos de hormigón debe tenerse en cuenta especialmente los encofrados que deben utilizarse, así si se trata de una fundación por ejemplo, por lo general no se necesita construir

enconfrados, en una obra externa el encofrado está en función a más de la estabilidad, del aspecto que se quiera obtener de la obra, pudiendo llegar a constituir un porcentaje relativamente alto del costo unitario del hormigón. También se incluye entonces el aspecto arquitectónico que bien puede exigir encofrados simples de fácil construcción o con formas especiales de costosa construcción.

En lo que se refiere a instalaciones, puede ser necesario contemplar varios aspectos; si se trata simplemente de instalaciones de pequeños equipos, el costo es relativamente uniforme y fácil de determinar, las especificaciones son sencillas y para su aplicación no se requieren conocimientos especiales. Pero si se trata de instalar maquinaria o tubería de presión de mayor capacidad, el aspecto cambia integralmente, pues se necesitan ensayos especiales de suelo, tomar en cuenta vibraciones que se producen, fuerzas en diferentes sentidos, y por tanto elaborar especificaciones prolijas que deben ser exactamente cumplidas elevando el costo del trabajo.

Costos de Supervisión.- Representan generalmente un porcentaje del costo total de la obra y están en relación directa con la complejidad y costo de la obra, de todas maneras la supervisión de las obras debe ser realizada por ingenieros de una buena experiencia en la construcción de pequeñas centrales hidroeléctricas.

Gastos de Administración.- Están incluidos en éstos los correspondientes a la dirección de la obra, gastos de bodega, oficina, contabilidad, ciertos costos de relaciones públicas, etc.

Imprevistos y riesgos.- Están constituidos por valores imposibles de determinar exactamente y que pueden tener una incidencia mayor o menor de acuerdo con la clase de obra, ubicación de la misma y prolijidad de la administración.

Es interesante tener en cuenta que al determinar las modalidades de construcción es necesario determinar también el costo de la obra, así pues se tendrá que pensar hasta donde es conveniente el empleo de maquinaria para la construcción especialmente en el movimiento de tierras. Se debe considerar que la mano de obra podría resultar barata y que desde el punto de vista socio-económico es muy conveniente proporcionar trabajo al mayor número de gente; por otro lado el costo de la maquinaria en nuestros países es bastante alto y su mantenimiento es costoso. Pero se debe considerar por otro lado que el tiempo de ejecución de una obra es un elemento importante pues de ello depende el mayor o menor costo de intereses por la inversión realizada y el retardo o aceleramiento en la construcción de la obra.

5.2 ESTIMACION DE COSTOS

La estimación de costos de un proyecto puede tener mayor o menor grado de exactitud de acuerdo a las estadísticas proporcionadas por la contabilidad de costos y también con la naturaleza misma del proyecto. En el primer caso si la contabilidad de costos ha sido bien llevada y proporciona datos históricos de un período más o menos largo, puede alcanzarse bastante exactitud en la estimación de costos locales, siempre que se tenga también en cuenta la variación del poder adquisitivo de la moneda; si es que la época o el período de datos es muy corto, la estimación tendrá menor aproximación y en cuanto al valor adquisitivo de la moneda se podrá establecer una relación correcta con las variaciones de costos y tan sólo podríamos calcular por extrapolación el factor de variación con el tiempo.

Debemos tener como un concepto básico que por las razones indicadas el presupuesto de un proyecto es válido sólo dentro de un período corto y por lo tanto cuando no se lo lleva a construcción inmediata después de los estudios, debe actualizarse su presupuesto. Por otra parte, la exactitud del presupuesto referido al carácter mismo del proyecto, puede ser muy variable si se trata de realizaciones en zonas de geología no bien conocida, o intervienen en porcentaje alto implementos del exterior, no solamente por la variación de lo que estos materiales pueden tener sino especialmente por la prontitud con que deben ser proporcionados en forma tal que el presupuesto del tiempo no sufra alteraciones de consideración, pues una variación en el presupuesto del tiempo incide en forma notable en el presupuesto de inversiones si la variación del presupuesto de tiempo se debe no a la necesidad de retardar las obras por la bondad de su ejecución, sino a la disminución del ritmo de trabajo o paralización del mismo por la falta de ciertos implementos o materiales, la incidencia es mayor ya que los gastos de personal y administración no disminuyen según el ritmo de trabajo o por la paralización de él en forma temporal. El carácter

de la obra permite hacer un presupuesto estimativo de costos más o menos exacto si la obra es simple o compleja; si las construcciones son superficiales o no, si los implementos a utilizarse son comunes de fácil adquisición o muy diversificados y de adquisición limitada, por lo cual para su distribución o construcción es necesario conocer antes de nada la demanda. Para establecer el estimativo de costos deben contemplarse varios capítulos, siendo el primero de ellos el replanteo de la obra en lo relativo a su costo y no a su acción material, es decir que el primer rubro de inversiones se refiere al costo del replanteo de la obra que en ciertos casos puede alcanzar cifras relativamente altas.

Concretamente al referirnos al replanteo de proyectos hidroeléctricos, el costo es un tanto bajo, ya que las obras en el terreno son de menor extensión que en el caso de otros proyectos hidráulicos.

Expropiaciones: en este capítulo existen diversos criterios o leyes de acuerdo con la clase de obra, el Estado y ciertas instituciones tienen derecho de ocupar el terreno en el que se construirá la obra pero previo el acuerdo de pago del valor de la propiedad ocupada. Cuando las obras destruyen o dañan inmuebles, el dueño del proyecto está obligado a repararlo por lo menos en las condiciones en que estuvo antes de ser destruido. En el caso de la destrucción de cultivos o plantas, el pago se hace no sólo de acuerdo al valor del cultivo en el momento en que fue dañado sino también teniendo en cuenta la producción que podría dar el cultivo; en caso de tratarse de árboles de acuerdo con su especie se valorarán por la madera capaz de producir, o por los frutos que se obtienen de él. Generalmente todos estos valores se establecen si no ha sido posible dejar de acuerdo mutuo por medio de peritos. Naturalmente los valores de expropiación de terrenos pueden variar mucho de acuerdo con la ubicación y calidad de los terrenos ya sea que se trate de terrenos urbanos o rurales. Por consiguiente para poder realizar un trabajo correcto en la estimación de costos de expropiación es necesario que en los estudios se haya tomado todas las notas que permitan establecer las características de los terrenos

y se proporcione también los valores catastrales y de transacciones comerciales en la época anterior inmediata, así mismo debe indicarse la capacidad agrícola y la clase de cultivos que existen en los terrenos a ocuparse con lo cual el dueño del proyecto estará en capacidad de iniciar negociaciones con los propietarios de los terrenos, una vez terminadas las cosechas o si es posible permitiendo que realice las cosechas correspondientes a fin de no incrementar el costo de la obra con el valor de aquellas. En ciertos casos cuando los costos son altos se puede llegar a convenios para realizar el pago en un período conveniente. La expropiación se hace más difícil cuando se trata de otros recursos naturales que no sea la tierra, como por ejemplo el agua, una cantera, una mina de cal, etc; recursos que también hay que declararlos de utilidad pública pero en los cuales el juicio de expropiación tiene normas menos estrictas y especialmente el avalúo se hace más complejo ya que a más del valor intrínseco real de ese recurso natural hay que considerar el valor del usufructo cesante, o sea el valor de los perjuicios de utilidades que pueden producirse por la pérdida del goce o el usufructo del recurso que se trata de expropiar, así por ejemplo si se trata de expropiar un caudal de agua de una hacienda, no se tendrá en cuenta solamente el valor comercial del agua sino también las pérdidas que puede sufrir el propietario por los terrenos que dejará de cultivar por falta de agua o el menor rendimiento que va a tener por dicha falta en los cultivos y la depreciación total que va a tener la propiedad al quitarle ese recurso. Finalmente para formular el estimativo de costos de expropiaciones, se necesita disponer de todos los datos de las últimas transacciones comerciales que le permitan establecer criterios justos en los valores a calcularse.

Costo de Mano de Obra.- En él estará incluido también la parte relativa al operador de las maquinarias y a los capataces de cuadrillas, excluyendo

los empleados o trabajadores que tengan atribuciones mayores que la del capataz de cuadrilla, cuyos sueldos deberán incluirse en el rubro de administración. Para establecer el costo de mano de obra debe disponerse de los datos del volumen y clase de trabajo a realizarse ya sea en obras de tierra, ya sea en construcciones de cualquier clase, como de albañilería, carpintería, herrería, mecánica, etc. Establecidos estos volúmenes se recurrirá a la contabilidad de costos para establecer la capacidad del obrero en la realización de tal o cual trabajo y el costo de mano de obra en relación a la unidad de trabajo, o sea establecer el costo unitario por mano de obra para cada clase de trabajo de acuerdo al costo directo y a los indirectos atribuibles al rubro, separando aquellos costos indirectos que deberán ser prorrateados en otros rubros o en la totalidad de ellos. En esta forma se podrán obtener el número total de jornaleros que se necesitará en el proyecto y el costo total por mano de obra en el proyecto.

Estos datos a su vez nos permitirán establecer una distribución de la mano de obra de acuerdo con el tiempo en que se proyecte realizar la obra y de acuerdo con las posibilidades de financiación de la misma.

En la financiación, el costo de mano de obra tiene una incidencia relativamente baja; cuando los trabajos son algo complejos, necesitan empleo de maquinaria y de materiales para obras de mampostería-hormigón o de bienes, pudiendo en estos casos representar de un 10% a un 20% del costo total de construcción, siempre que la administración sea correctamente llevada, y precisamente es una demostración de una mala administración cuando el porcentaje del costo de mano de obra excede en un número dado de acuerdo con la clase de construcción. En los trabajos donde el empleo de material es relativamente limitado no se utiliza maquinaria en gran escala, la incidencia del costo de mano de obra es mucho mayor y puede alcanzar hasta un porcentaje del 50% aproximadamente del costo total de la obra. En cualquier plantamiento debemos tener en cuenta que en nuestros países latinoamericanos, la mano de obra es

relativamente barata, que es necesario crear fuentes de trabajo y que la maquinaria es de alto precio, que no existen formas de mantenimiento adecuadas y que las reparaciones son costosas. En contraposición a esto se debe tener en cuenta que el empleo de maquinaria generalmente acorta el tiempo de ejecución de una obra, la cual puede rendir también y por tanto habría que contrabalancear los efectos de un sistema y del otro para emplear los métodos más aconsejados en la construcción de las obras sin que se pueda dar una regla general para ello.

Costo de Materiales. - Para establecer el costo de los materiales es necesario determinar una clasificación de ellos previamente, y en esta clasificación deberíamos considerar dos grandes grupos: materiales de procedencia local y materiales importados, entre los primeros a su vez debemos tener en cuenta dos clases principales, a saber: materiales naturales y materiales elaborados, indicando entre estos últimos no los que necesitan una simple manipulación para ser empleados sino aquellos que tienen que ser fabricados como el cemento.

El costo de los primeros o sea de los materiales naturales que son principalmente arena y piedra estaría dado fundamentalmente en función de la ubicación de dichos materiales siempre que se trate de una calidad que corresponda a las normas establecidas. En otras palabras, el costo mismo de estos materiales en el lugar en que se encuentran es generalmente el mismo para una región dada, ya que sólo depende de la inversión que haya que hacer en mano de obra para obtenerlos cuando se trata de arena y añadiéndose el costo de explosivos y de maquinarias de trituración cuando se trata de piedra; pero puede tener costos finales muy variables debido al transporte ya que en términos generales para la época este costo representa el valor del acarreo del m^3/km ; lo que nos indica que de acuerdo a la ubicación del yacimiento del material con respecto a la obra, el costo del material puede variar en proporciones relativamente considerables; el costo de los materiales fabricados como cales y

especialmente cemento es bastante uniforme puesto que inclusive existen precios fijados y estables para cualquier lugar del país y sólo hay que añadir a estos precios, costo de transporte relativamente cortos ya que existen almacenes y bodegas de reparto en la mayor parte de los centros poblados; pero en la cal los precios no garantizan la calidad del material puesto que no hay ningún organismo efectivo de control y los intermediarios y aún productores para obtener mayor utilidad emplean cualquier clase de materia prima en la elaboración de cales y aún las mezclan con ciertas tierras, lo que entraña un peligro en las construcciones.

En la madera los costos son también relativamente uniformes pero tampoco existe un control de calidades y generalmente como no existen plantas de tratamiento se la expende recién cortada y por lo mismo con la posibilidad de que sufra deformaciones de consideración, lo cual se debe tener en cuenta no sólo para las obras definitivas de madera sino también para las obras provisionales como cerchas, encofrados, entibados, etc.

En ciertos casos se puede tomar también la tierra como material natural si es que se la emplea para la formación de terrocemento y debe tenerse en cuenta que su empleo es solamente aconsejable cuando la longitud de transporte es prácticamente nula, o sea cuando el terrocemento se construye con la tierra que se encuentra en el sitio de la obra sin necesitar ningún otro tratamiento que la trituración de bloques o terrenos.

En resumen el costo de materiales locales es fácil de determinar con bastante exactitud si se hace una investigación prolija de las fuentes y los costos de transporte, que pudieran influir cuando sea necesaria la construcción de vías provisionales; la única variación difícil de prever sería la relacionada con la economía misma del país, por lo cual hay que insistir en que los presupuestos no puedan

realizarse para épocas diferidas.

Costo de Materiales de Importación.- En estos costos deben también estar incluidos los equipos que van a formar parte de la obra como compuertas, bombas, motores, etc, y por lo mismo deben dividirse en dos rubros, el primero de los cuales abarcaría los que constituyen materiales propiamente dichos como hierro, cobre, etc, y el segundo el que correspondería a equipos aún cuando si éstos son simples como las compuertas, también se los computa en toneladas. Para los primeros se puede establecer el precio ya sea de acuerdo a los valores del mercado libre o ya sea a los valores de importación sin gravámenes o sin parte de ellos cuando los presupuestos son para obras del Estado o de instituciones que gozan de exoneración de todos o de parte de los impuestos. Debe también tenerse en cuenta que algunos materiales no pueden importarse libremente por existir similares fabricados en el país. Para los materiales de importación constituidos por equipos, en la mayor parte de los casos no es posible tener cotizaciones en el mercado nacional en forma directa y es necesario pedir a los representantes que presenten cotizaciones que no son valederas sino para un tiempo limitado; estas cotizaciones pueden ser en fábrica, en el puerto de embarque o en el puerto de llegada y debe exigirse que comprendan todos los valores que involucran el costo real como embalaje, transporte, seguros, imprevistos, etc.

5.3 COSTOS - METODOLOGIA, COMPOSICION Y CALCULO

5.3.1 A) METODOLOGIA.-

En general, no se puede aplicar en P.C.H., una metodología de cálculo de costos aplicada para centrales de gran potencia, y mucho menos adoptar criterios y curvas de costos construídas con la experiencia de la implementación de grandes centrales hidroeléctricas.

En vista de esto, para elaboración de estimativos de costo de P.C.H., se adoptan metodologías basadas en los siguientes conceptos básicos:

1.- Los servicios y obras serán ejecutados aprovechando al máximo posible:

- . mano de obra y materiales existentes en la localidad
- . equipos de construcción obtenidos de manera más económica dentro de las diversas alternativas posibles en la región, cedidos por Organismos Públicos, de vecinos del lugar, etc.

2.- Cantidades de servicios y obras. Todas las cantidades de servicios y obras deberán ser obtenidas a través del levantamiento directo de los diseños del proyecto. Para orientar, facilitar y evitar el encarecimiento de servicios y obras, se presenta en este manual una relación de la mayor parte de estructuras e ítems de servicios posibles de existir en un proyecto, a ser cuantificados, con sus respectivas unidades para medición.

3.- Precios unitarios de servicios

Los precios unitarios a ser adoptados para la estimación del costo de la obra deberá necesariamente representar las condiciones específicas del sitio, la época del inicio y las características propias del proyecto. Para esto los precios unitarios deberán preferentemente ser obtenidos a partir de:

- Obras civiles
 - . Consultas a personas de la zona
 - . Investigación de precios en organismos de tipo prefaturas Banco, Organismos de Obras Públicas etc.
 - . Utilización de coeficientes que consideren transporte, difi-

- Equipos permanentes (turbina, generador, compuertas, etc).
 - . adquisición-consulta a los fabricantes.
 - . montaje-consulta al fabricante o investigación de precios a empresas especializadas en el asunto.
 - . transporte-consulta a empresas transportadoras, a fabricantes, o composición de costos con levantamiento de precios a través de investigaciones.

5.3.2 B) COMPOSICION DE PRECIOS UNITARIOS Y CALCULOS

Se debe hacer incapié, que la estimación de costos de una P.C.H. deberá siempre reflejar las condiciones específicas locales, condiciones del mercado en la época de implantación del proyecto. Por tanto los precios unitarios deberán ser obtenidos a través de investigación de composiciones de costos, de conocimiento de rendimiento de mano de obra y equipos disponibles, investigación de mercado y consultas a fabricantes de equipos.

En caso de dificultades para obtener información que posibilite la elaboración de composiciones adecuadas, en este capítulo se establecen composiciones simplificadas como una ALTERNATIVA para obtención de valores aproximados de precios unitarios y que pueden ser utilizados para obtención de rubros que representen una ESTIMATIVA PRELIMINAR

Los criterios básicos adoptados en estas composiciones o en estas recomendaciones para el cálculo de precios unitarios son los siguientes:

- Todos los coeficientes son aproximados y, por tanto, deben ser exhaustivamente analizados antes de su aplicación.
- Los precios de mano de obra y de materiales deberán ser investigados prioritariamente en el mercado local, siendo los últimos comparados con las alternativas de adquisición de materiales en otras plazas, a través de consultas en revistas o tablas de tipo boletines, o artículos publicados por los organismos públicos. Hecha esta investigación, se deberá adoptar los precios unitarios de materiales que sean considerados más económicos y convenientes para la obra, así como el precio de mano de obra de la región.

- Los precios de equipos de construcción tratados en este Manual representan coeficientes para equipos, lubricantes y combustibles.

El precio a ser aplicado sobre un coeficiente de equipamiento incluye valores horarios de depreciación, costo de mantenimiento, excluyéndose lubricantes, aceites y mano de obra del operador, estando este último incluido en el coeficiente relativo a mano de obra en general. Por tanto la aplicación del precio investigado en el mercado deberá tener el debido cuidado para verificar si la información coincide con los criterios adoptados en este Manual. En caso negativo, los precios investigados en el mercado deberán ser convenientemente adoptados de acuerdo con los siguientes procedimientos.

- a) Precio horario investigado incluidos todos los costos, o sea con lubricantes, combustible y operador. Aplicar este precio sobre el coeficiente de equipamiento, no se calculan los ítems lubricantes y óleo diesel, descontándose el coeficiente de mano de obra en la parte relativa al operador, así:

máquina = 0,4 h x precio del servicio completo.

lubricante = 0,02 L x cero

óleo diesel = 0,70 x cero.

mano de obra = 0,014 x salario mínimo - 0,4h x 0,016 x salario mínimo = 0,008 x salario mínimo.

El valor de 0,016 es constante para cualquier tipo de equipo y fue obtenido suponiendo un salario medio de operador de máquinas como siendo 2 salarios mínimos, 240 horas por mes y tasa de cargas sociales de 96%; así : $0,016 = (2/240) \times 1,95$

- b). Precio horario investigado, incluye todos los costos, excepto la mano de obra del operador.

En este caso, el procedimiento a ser adoptado será el mismo que en el ítem anterior, con excepción del ítem de la mano de obra, que no sufrirá descuento.

- c) Precio horario de equipo cedido por Organismos Públicos; en este caso, analizar cuidadosamente el valor que el propietario de la obra irá a pagar al Organismo Público por la utilización del equipo y los valores, que tendrá que pagar aparte para operación del equipo.

En caso de un equipo a ser cedido a la obra gratuitamente más costo de operación a cargo del propietario, el cálculo pasará a ser:

máquina 0,4 h x cero

lubricante 0,02 L por precio de mercado

otro diesel 0,70 a x precio de mercado

mano de obra 0,014 por salario mínimo

- d) Costo horario de equipo de un propietario particular, dependerá de la necesidad o no del propietario en considerar en el costo el valor de amortización e intereses.

En el caso de utilización de equipos usados que ya están amortizados, el procedimiento recomendado es el citado en ítem c. En caso de equipamiento adquirido específicamente para construcción de la obra, el precio del uso horario deberá ser calculado por la expresión.

$$\text{Precio horario} = \frac{\text{costo de adquisición de equipos}}{5000 \text{ horas}}$$

El precio horario así calculado lleva en cuenta la vida útil media de 10.000 h (depreciación), costo medio de mantenimiento durante la vida útil e impuestos. Para el cálculo del costo unitario de servicio basta sustituir el costo del mercado por el precio horario calculado.

- Coeficiente de mano de obra y cargas sociales.

El coeficiente de mano de obra está representado en forma de porcentaje del valor del salario mínimo mensual.

La tasa de cargas sociales debe incluir todos los costos relativos a obligaciones del empleador, tales como remuneraciones extras, compensaciones por el costo de la vida, vacaciones, fiestas cívicas, seguros contra accidentes de trabajo, etc.

- Tasa de beneficios y gastos indirectos del contratista. Se puede admitir una tasa del 25% , englobando los siguientes costos y cargas:

- . gastos administrativos del contratista (costos de oficina, ingeniería, viajes, etc.), estimados en 10%.
- . riesgos, imprevistos del contratista (posibilidad de no conseguir la productividad programada, dificultades en la contratación de la mano de obra, costos financieros, etc.) estimado en 5%.
- . beneficios o utilidades del contratista, estimados en 10%.

En caso de una obra a ser ejecutada íntegramente con personal y equipo propio, la tasa de beneficios y gastos indirectos podría reducirse al 15%.

5.4. INDICADORES DE COSTOS UNITARIOS

En este capítulo se presentan algunos lineamientos cuantitativos para estimar costos de una PCH para fines de planeamiento y determinación de órdenes de magnitud solamente, ya que es imposible determinar previsiones confiables de costos para proyectos específicos para partir de indicadores globales, requiriéndose en cada caso de un análisis particularizado de la estructura de los costos, en función de las características específicas del proyecto.

En los gráficos que se muestran más adelante se dan indicadores de costos unitarios para las inversiones totales en PCH, así como para sus tres principales componentes; estudios de pre-inversión, equipamiento y obras civiles. Las curvas han sido preparadas a partir de la información disponible en varios países de América Latina, en consecuencia sería recomendable que la Unidad de Planificación de PCH de cada país, prepare las curvas correspondientes a su propia realidad, lo cual puede ser aproximado con algunos puntos experimentales que determinen factores de corrección a los gráficos que se presentan en este manual.

a) Costos unitarios de la inversión total de PCH

En la fig. N°1, página 268 se muestran costos unitario totales de PCH en dólares por KW instalado de la planta para diversas potencias y saltos.

ASPECTOS CONSIDERADOS EN LA PREPARACION DE LA FIG. No. 1

- Se han procesado datos de 35 proyectos en tres países de Latinoamérica, con índices de correlación con respecto al gráfico del orden de 70%.
- Las curvas inferiores con respecto a la alternativa de tecnologías no convencionales se han preparado como agregación de los costos de estudios con los del equipamiento y las obras civiles, para equipos de suministro nacional.
- Los costos se refieren al año 1980, habiéndose ajustado los valores de la información empleada según los índices que se muestran en la Fig. N°2, página 269, en la cual además se proyecta una tendencia de incremento para años futuros.
- Las curvas presentadas tienen solo valor estadístico relativo, en la medida que se pueden esperar variaciones considerables de país a país con respecto a proyectos específicos.
- Las variaciones con respecto a cada país se pueden deber a:
 - Disponibilidad y costos de mano de obra
 - Disponibilidad y costo de materiales
 - Costos y fletes del equipamiento
 - Costos de ingeniería
 - Condiciones geográficas y accesos
 - Tipo de cambio con respecto al dólar
 - Características y controles del mercado de divisas
 - Variaciones de índices de costos en el tiempo.
- Las variaciones con respecto a cada proyecto específico se deben a:
 - Distancias y accesos
 - Características físicas (geología, hidrología geomorfología, mecánica de suelos, ecología, etc.)
 - Amplias variaciones en las magnitudes de la obra civil.
- Se consideran centrales con un solo grupo electromecánico.
- Los saltos altos, medios y bajos, se definen según el clasificador de Potencia y salto de OLADE

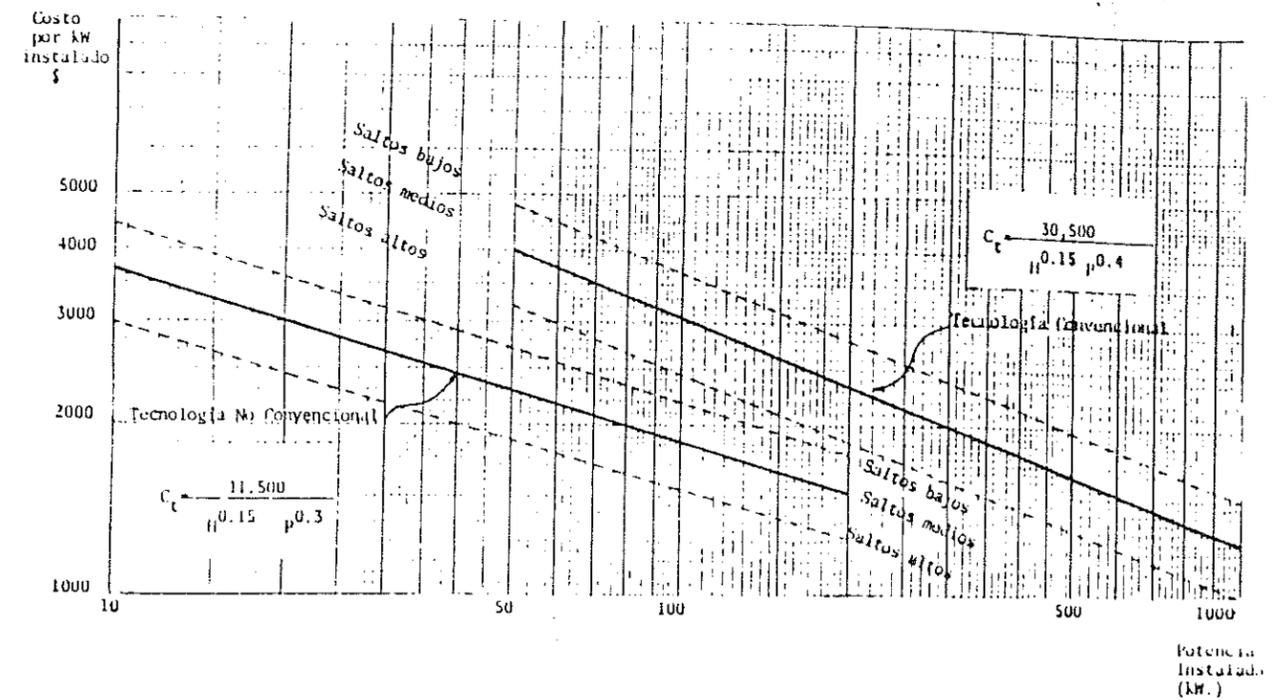


FIG. N° 1. INDICADORES REFERENCIALES DE COSTOS UNITARIOS DE INVERSION

5.4.1. CONCLUSIONES DE LAS CURVAS DE COSTOS TOTALES UNITARIOS

- Los costos de P.C.H. pueden variar entre 1000 y 5000 US.\$/kW instalado.
- Los costos unitarios incrementan rápidamente para las potencias menores.
- Las centrales con saltos reducidos son más costosas que las de saltos mayores
- El empleo de Tecnologías no convencionales para obras civiles y equipos de fabricación y tecnología nacional, determinan costos unitarios menores que los correspondientes a tecnologías convencionales y equipos importados. Esta ventaja tiende a disminuir para potencias mayores.

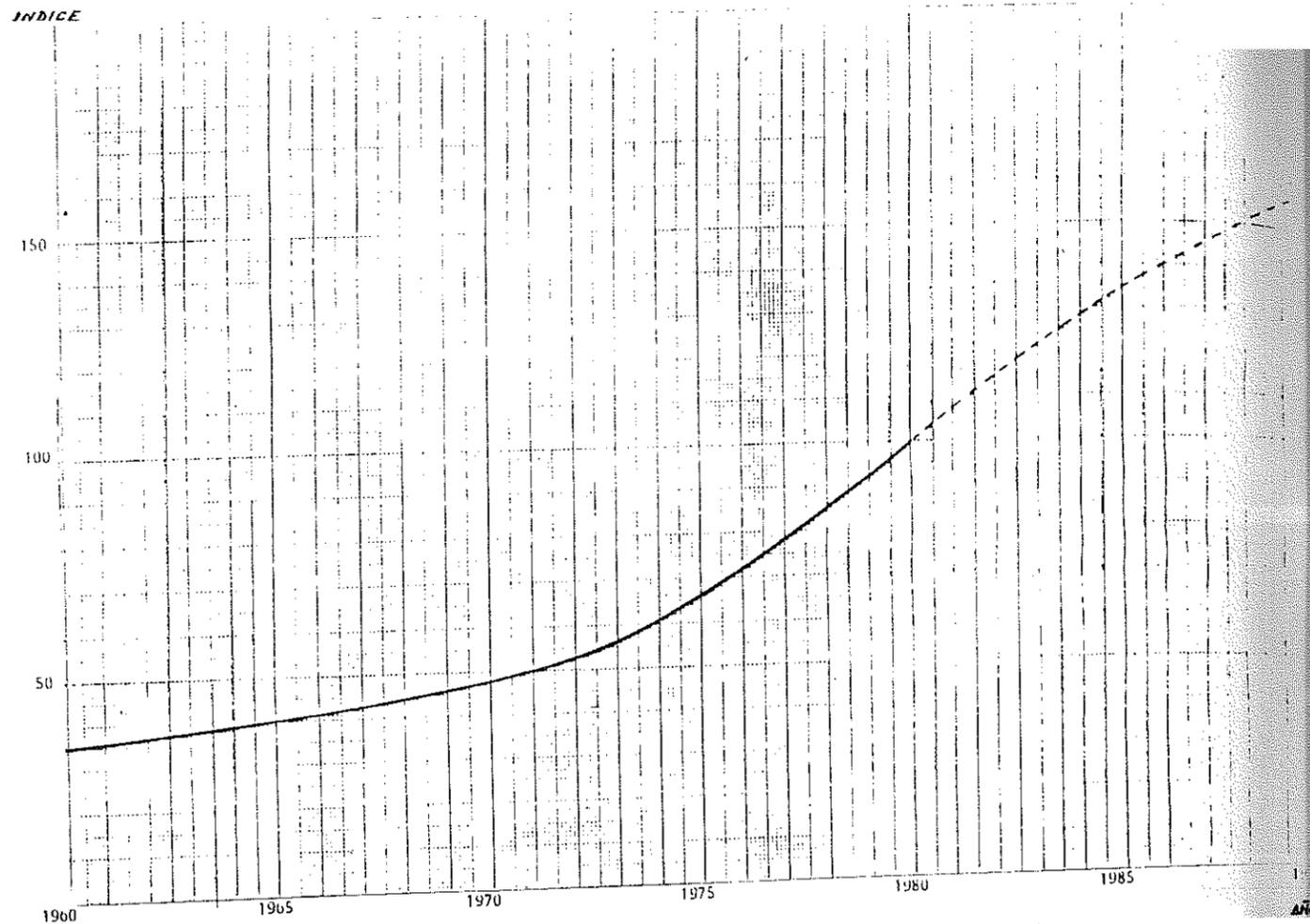


FIG. N°2 INDICE DE AUMENTO DE COSTOS DE BIENES
(AÑO BASE 1980 = 100)

5.4.2 b) Costos Unitarios de Estudios de Pre-inversión

Con frecuencia se incide en costos de estudios desproporcionados con la inversión total, siendo conveniente establecer límites de costos de estudios como en porcentaje del costo total del proyecto.

Como elemento de orientación referencial, en la Fig. N° 3. pág. 270 se proponen valores máximos deseables de costos de estudios. Si bien se recomienda que estos sean definidos para cada país como parte de su política para el desarrollo de P.C.H., relacionándolos con los alcances mínimos requeridos para los estudios.

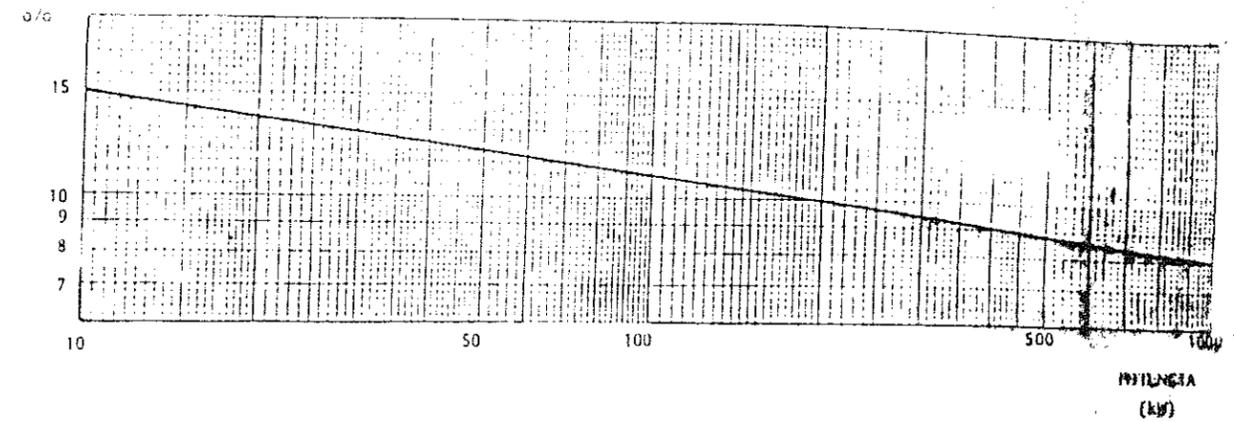


FIG. N°3 PORCENTAJE MAXIMO DEL COSTO TOTAL CORRESPONDIENTE A ESTUDIO

5.4.3 c) Costos Unitarios de Equipamiento Electromecánico

En las Figuras N°4. y N°5. se muestran los costos unitarios del Equipamiento electromecánico para equipos importados de fabricantes de países desarrollados y equipos de fabricación nacional con tecnologías desarrolladas o adaptadas en el país y no sujetas al pago de regalías.

ELEMENTOS INCLUIDOS EN EL EQUIPAMIENTO ELECTROMECHANICO

- Turbina
- Regulador de velocidad
- Generador
- Tablero eléctrico e instrumentación
- Instalación (sin incluir anclajes)

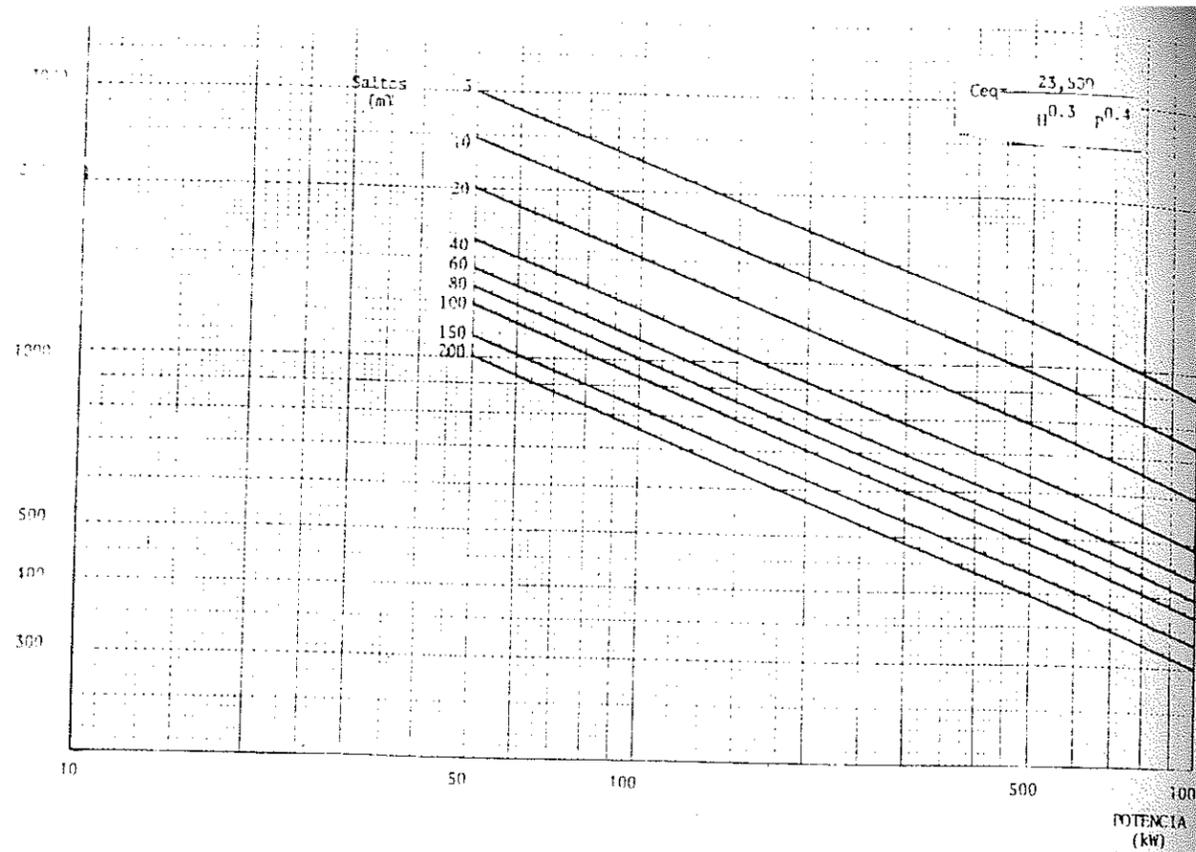


FIG. N°4 COSTO POR KW INSTALADO DEL EQUIPAMIENTO ELECTROMECANICO IMPORTADO

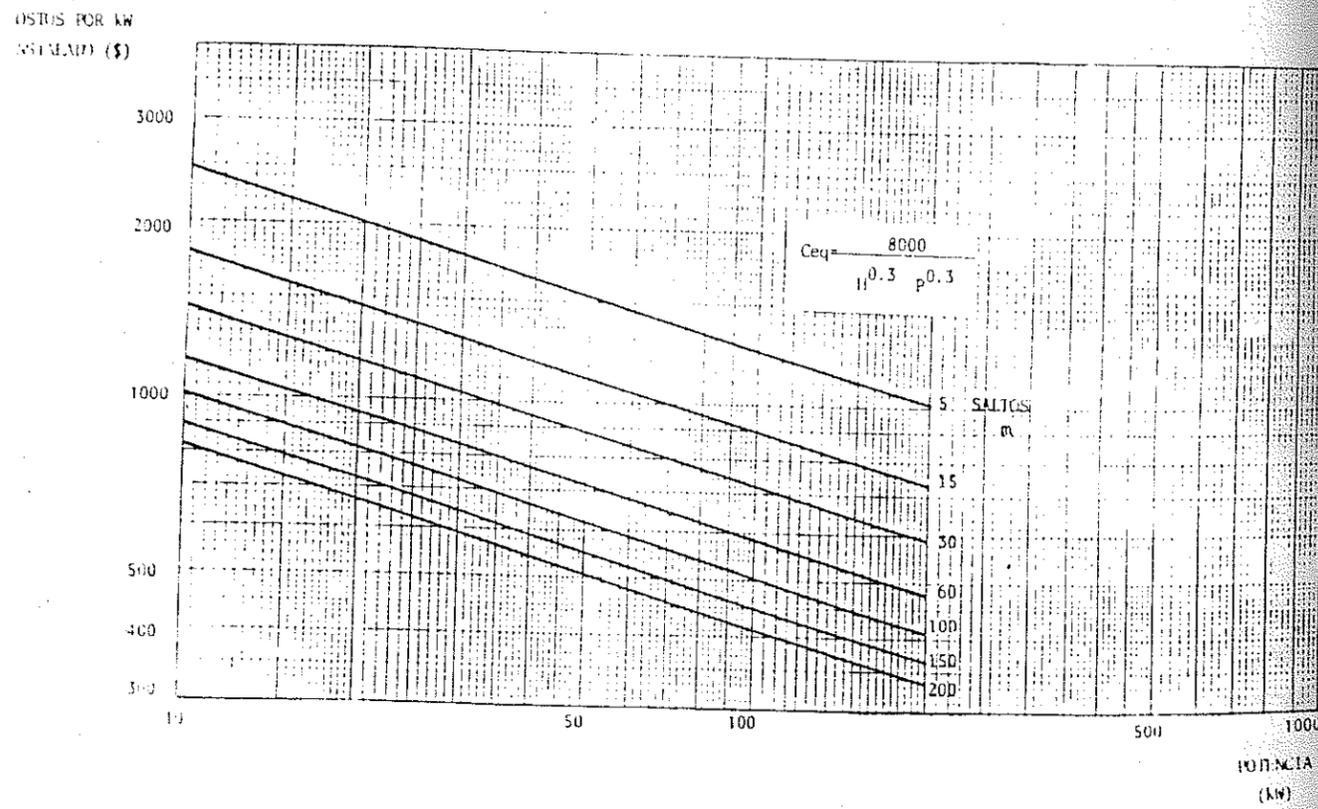


FIG. N°5 COSTO POR KW INSTALADO DEL EQUIPAMIENTO ELECTROMECANICO EN NACIONES LATINOAMERICANAS Y CARIBIAS

ASPECTOS CONSIDERADOS EN LA PREPARACION DE LAS FIGURAS N°4. y N°5.

- Para la Figura N°4. se han procesado datos de 25 casos y las curvas tienen un coeficiente de correlación del 97%.
- Para la Figura N°5. se han procesado datos de 10 casos con equipos de fabricación de un solo país Latinoamericano. Las curvas se desarrollaron en correlación con las de 5.4. y el coeficiente de correlación es reducido.
- Los costos están dados en dólares de 1980, habiéndose ajustado los valores procesados con la curva N° 2. página 269.
- Las desviaciones para cada país se pueden deber a:
 - Fletes y Seguros
 - Aranceles de importación
 - Impuestos
 - Transporte local
 - Leyes promocionales para el desarrollo industrial
 - Tipo de cambio de moneda
 - Características y controles del mercado de divisas
 - Variaciones de los índices de precios en el tiempo.
- Las desviaciones con respecto a cada proyecto específico se pueden deber a:
 - Acceso y fletes locales
 - Costos de instalación.
- En los costos del equipamiento está implícita la selección del tipo óptimo de turbina para cada caso según el salto y la potencia.

De las figuras N° 4. y N° 5. se pueden extraer algunas conclusiones generales de orientación en la selección del equipamiento.

5.4.3.2 CONCLUSIONES DE LAS CURVAS DE COSTOS UNITARIOS DE EQUIPAMIENTO ELECTROMECHANICO.

- Los costos unitarios del equipamiento electromecánico para P.C.H. pueden variar entre 300 y 3000 US.\$/kW instalado.
- Los costos unitarios se incrementan rápidamente para las potencias menores.
- Los costos unitarios se incrementan rápidamente para los saltos menores en proporción de tres a uno para saltos de 5m y 200 m respectivamente.
- En general, los equipos de fabricación y tecnologías nacionales pueden costar la mitad de sus equivalentes importados.

5.4.4 d) Costos Unitarios de las Obras Civiles

En la Fig. N° 6. Se muestran indicadores de costos unitarios de las obras civiles los cuales tienen un carácter solamente referencial

5.4.4.1 ELEMENTOS CONSIDERADOS EN LAS OBRAS CIVILES

- Excavaciones, senderos y construcción para:
- Presas y toma
 - Canal
 - Cámara de carga
 - Desarenador
 - Tubería y anclajes
 - Accesorios (compuertas, rejillas, etc.)
 - Casa de máquinas y anclajes del equipamiento.
 - Canal de fuga.

Cabe precisar que estos elementos de costo no incluyen los sistemas de transmisión y distribución eléctrica. En el cuadro siguiente se hacen algunos comentarios sobre la preparación de las curvas de costos de Obras Civiles.

ASPECTOS CONSIDERADOS EN LA PREPARACION DE LA FIGURA N° 6.

- Son una correlación aproximada de la diferencia entre los costos unitarios totales menos los costos de estudios y los costos de equipamiento, confrontando valores para un conjunto de 25 proyectos simulados que arrojaron correlaciones del orden de 60%.
- Las variaciones sobre casos específicos son muy amplias.
- Para las correlaciones con tecnologías convencionales se asumen las condiciones tecnológicas del proyecto
- Para las correlaciones con tecnologías no-convencionales se asumen las condiciones tecnológicas del proyecto señaladas para el párrafo anterior.
- Los costos estan dados en dólares de 1980.
- Las desviaciones con respecto a cada país se pueden deber a:
 - Costos y disponibilidad de materiales para la construcción.
 - Costos de mano de obra
 - Condiciones geográficas y accesos.
- Las desviaciones con respecto a cada proyecto se pueden deber a:
 - Características físicas del proyecto (Geología, geomorfología, hidrología, mecánica de suelos, longitudes de canal, topografía, agregados, etc.)
 - Métodos de construcción.
 - Profundidad de los estudios de ingeniería
 - Experiencia de ingeniería de diseño.

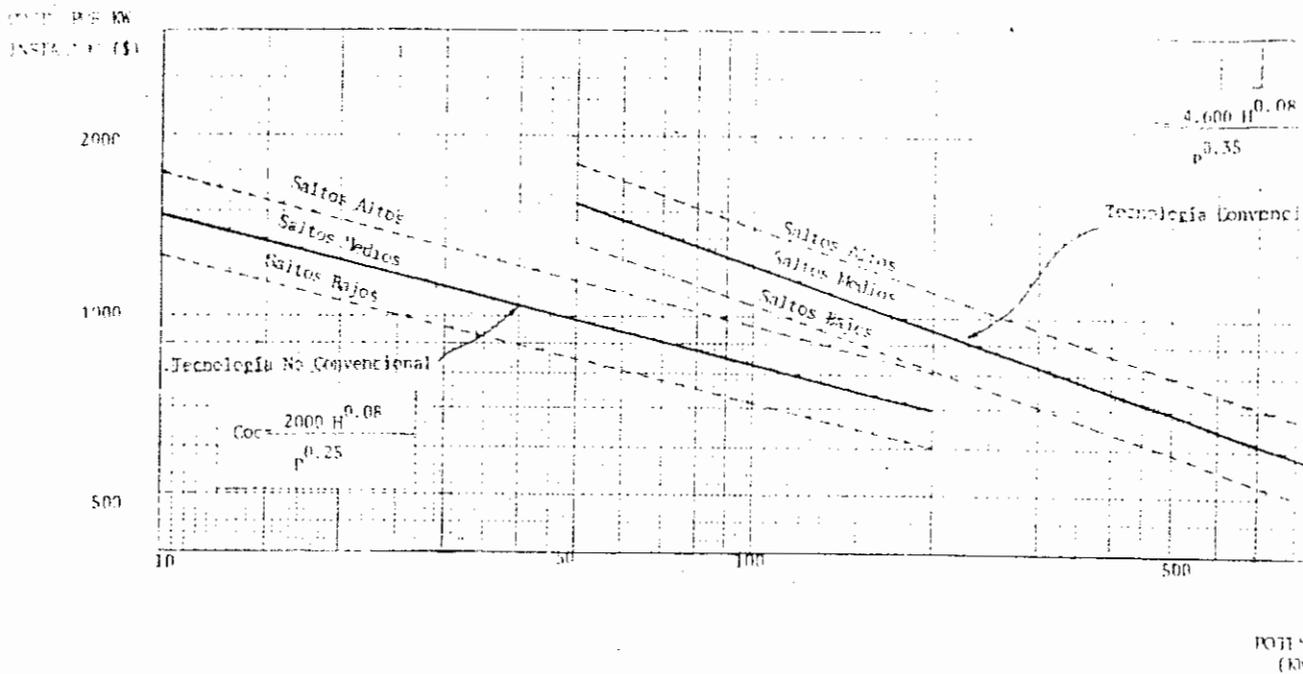


FIG.Nº 6 COSTOS POR KW INSTALADO DE LAS OBRAS CIVILES PARA P.C.H.

De la Fig.Nº 6. se pueden extraer algunas conclusiones generales que orientan sus límites de aplicación y las tendencias encontradas.

5.4.4.3 CONCLUSIONES DE LAS CURVAS DE COSTOS UNITARIOS DE LAS OBRAS CIVILES

- Son válidas solamente para fines de estimación aproximada a nivel de planeamiento; los metrados físicos de las obras constituyen los elementos adecuados de aproximación a nivel de proyectos específicos.
- Los costos unitarios de las obras civiles pueden variar entre 450 y 1800 US\$/kW instalado.
- Los costos unitarios se incrementan para las potencias menores pero no tan rápidamente como para el equipamiento electromecánico.
- Los costos unitarios se incrementan para los saltos más elevados, pero en forma más atenuada e inversa que para el caso del equipamiento.
- A iguales condiciones, el empleo de tecnologías no convencionales tiene un costo menor que el correspondiente al empleo de tecnologías convencionales, siendo más significativa la ventaja de las tecnologías no convencionales en las potencias menores.