

3  
Zig



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

*Escuela Nacional de Estudios Profesionales*  
**A R A G O N**

## ESTADO ACTUAL DE DESARROLLO DE LAS PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS

### TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de  
**INGENIERO CIVIL**  
p r e s e n t a  
**José Cortés Villeda**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON  
DIRECCION



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

JOSE CORTES VILLEDA  
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 10 de enero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. SERGIO ENRIQUEZ ZAPATA pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " ESTADO ACTUAL DE DESARROLLO DE LAS PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, Méx., enero 13 de 1986.  
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería (21).  
Unidad Académica.  
Departamento de Servicios Escolares.  
Asesor de Tesis.

# I N D I C E

	PAG.
I. INTRODUCCION	1
1.1    Objetivo	2
1.2    Definición y Clasificación	3
1.3    Las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas en México.	5
II. DESARROLLO MUNDIAL DE LAS PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS.	7
II.1    Países en que se construyen y operan Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.	8
II.2    Planes de desarrollo actuales.	10
II.3    Programas de investigación tecnológicas sobre Pequeñas Centrales Hidroeléctricas que se desarrollan en México.	11
II.4    Plan Nacional de Electrificación Rural 1979-1982.	14
III. ASPECTOS GENERALES DE LA COMPOSICION DE UNA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA.	34
III.1    Generalidades.	35
III.2    Obra Hidráulica.	36
III.2.1 Hidrología.	40
III.3    Obra Civil.	46
III.4    Obra Electromecánica.	47
IV . OBRA HIDRAULICA	49
IV.1    Cortina o Dique Vertedor.	50
IV.2    Obra de Toma.	73
IV.3    Canal de Conducción.	79
IV.4    Tanque Desarenador y Estructura de Puesta a Presión.	84
IV.5    Tubería a Presión.	95
IV.6    Canal de Desfogue.	99
V . OBRA CIVIL	102
V.1    Desvío.	103
V.2    Tuberías, Válvulas y Compuertas.	104

	PAG
V.3 Casa de Máquinas.	116
VI. OBRA ELECTROMECHANICA	119
VI.1 Turbinas.	120
VI.2 Generador.	140
VI.3 Elevador de Velocidad.	143
VI.4 Regulador de Velocidad.	146
VI.5 Tubo de Aspiración.	146
VI.6 Transformadores.	150
VII. EJEMPLO ILUSTRATIVO	151
OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES	171
ANEXOS	176
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	185

# C A P I T U L O I

## I N T R O D U C C I O N

## I. INTRODUCCION

El incremento en el precio de los combustibles, así como la dependencia excesiva de los hidrocarburos para generación de energía, obliga a una diversificación de la oferta energética; como es el caso de la óptima explotación de los recursos hidráulicos de que dispone el país para la generación de energía eléctrica, en el sentido de racionalizar, economizar y substituir el uso de los derivados del petróleo.

En vista de tales circunstancias, en nuestro país va creciendo la idea de que se pueda realizar un Programa Nacional de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, procurando adoptar para su elaboración, soluciones de práctica -- simple, tanto para los estudios y proyectos de obra civil y equipamiento, -- como para la operación y el mantenimiento; cuidando a la vez que cada Pequeña Central Hidroeléctrica pueda ser estudiada, proyectada, implantada y operada con recursos materiales y humanos enteramente nacionales y a bajo costo.

Las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas ofrecen excelentes posibilidades de desarrollo a las comunidades rurales mediante la electrificación a base del aprovechamiento de los recursos hidráulicos. En distritos de riego, la utilización de Pequeñas Centrales es una realidad, cuya factibilidad técnica está ampliamente comprobada observando los beneficios que proporciona, como son: el riego por bombeo, el desarrollo de la agroindustria, y muchos más como se verá más adelante.

### 1.1 OBJETIVO

Al hablar en este trabajo del estado actual de las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, se quiere mostrar algunas de las prácticas más comunes que se llevan a cabo a nivel mundial para optimizar el aprovechamiento de los recursos hidráulicos por lo cual, se pretende dar una visión general de dichas prácticas, así como estadísticas que ayuden a fundamentar la mencionada necesidad de una diversificación energética y la consecuente optimización en el aprovechamiento de potencial hidroeléctrico nacional.

Así mismo, se desea exponer en forma simple las características técnicas y procedimientos para el estudio y proyecto de la obra civil y equipamiento de una Pequeña Central Hidroeléctrica.

## 1.2 DEFINICION Y CLASIFICACION

Se considera necesario clasificar las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas según diversos criterios, tanto con respecto a sus características técnicas como en relación a su aplicación.

Cabe destacar que las magnitudes, límites de potencia y salto o caída, tienen un carácter sólo aproximado y referencial, debiendo evitarse interpretaciones excesivamente rígidas.

### a) Definición General

Una Pequeña Central Hidroeléctrica es una instalación donde se utiliza la energía hidráulica para generar reducidas cantidades de electricidad; desde 5 KW hasta 5000 KW aproximadamente, por medio de uno o más conjuntos o grupos turbina/generador [Ref. 11].

### b) Clasificación según Potencia

Es necesario adoptar una terminología que permita una adecuada diferenciación desde el punto de vista tecnológico y constructivo. Para tal fin, se tomó el criterio siguiente:

Tipo de Planta Hidroeléctrica	Rango de Potencia KW
Microcentrales	5 - 50
Mínicentrales	50 - 500
Pequeñas Centrales	500 - 5000

### c) Clasificación según:

- La captación: puede ser a filo de agua (toma desde un río) o con embalse
- La operación diaria: puede ser continua o discontinua.
- Su operación : puede ser manual o automática de carga constante



(el exceso puede disiparse o utilizarse en aplicaciones complementarias)

d) Clasificación según su vinculación con el sistema eléctrico:

- Centrales aisladas
- Centrales integradas a pequeñas redes comunales
- Centrales para regiones productivas aisladas (autoproductivas tales como la pequeña minería, industria, agroindustria, etcétera).

e) Clasificación según su Concepción Tecnológica

Es bastante difícil realizar una clasificación general tomando en cuenta todos los aspectos involucrados para el diseño y construcción, ya que algunos de estos son más o menos significativos para cada uno de los elementos que constituyen una Central. Sin embargo, en forma cualitativa, se puede considerar la siguiente:

- Centrales con Tecnología Convencional. Se consideran obras civiles de calidad en la toma, canal y cámara de carga; desarenador en toma, tuberías de acero, equipo electromecánico diseñado y construido según normas de países desarrollados, tableros ampliamente instrumentados.
- Centrales con tecnología no Convencional. Se considera frecuentemente, la utilización y mejora de tomas y canales de riego existentes, la cámara de carga o estructura de puesta a presión instalada en línea sobre el canal, incluido el desarenador; tuberías de presión con materiales no metálicos, equipo electromecánico diseñado y construido con tecnologías apropiadas a las condiciones específicas del país y tableros modulares simples con un mínimo de instrumentación. [Ref. 11].

### 1.3 LAS PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS EN MEXICO

En México, y en otros países, tales como Suecia, Japón, Estados Unidos y China, las pequeñas Centrales Hidroeléctricas (P.C.H.) sirvieron para iniciar la electrificación del territorio nacional. Según los datos -- disponibles [Ref. 1] la primera planta Hidroeléctrica instalada en el País, generadora de electricidad fué instalada en las minas de Batopilas, en el estado de Chihuahua en el año de 1889. Estuvo integrada por dos -- unidades con una capacidad combinada de 22.38 KW. En el mismo año, una -- fábrica de sombreros instaló una planta generadora de electricidad con -- una capacidad de 30 KW en Puebla.

Una de las plantas industriales generadoras de más importancia entre las instaladas en México hasta fines del siglo XIX, fué la hidroeléctrica que entró en operación el año de 1894 en las fábricas de Yute de Santa -- Gertrudis en el estado de Veracruz, utilizando las aguas del Río Blanco, con una capacidad de 3730 KW. También, hacia fines del siglo, la Compañía Explotadora de las Fuerzas Hidroeléctricas de San Idelfonso, instaló varias P.C.H. con el fin principal de abastecer la demanda de electricidad de su fábrica textil. Poco después inició la venta de su energía excedente para el servicio público en la capital de México.

Otra P.C.H. industrial de importancia fué construída en 1897 por la Compañía Industrial de Orizaba, S.A. con 2200 KW. En 1898 la Compañía Mexicana de Electricidad suministró energía eléctrica al público en la capital de México desde su planta de Nonoalco. En el mismo año, la Compañía de Luz y Potencia "El Portezuelo" en Portezuelo, Puebla, construyó -- una planta que generaba 1500 KVA de capacidad.

En el año de 1899, Segura, Braniff y Cía., antecesores de la Cfa. de Luz y Fuerza de Orizaba, construyeron una planta y comenzaron a abastecer la demanda pública de electricidad en Orizaba.

Desde 1892 la Cfa. de Luz y Fuerza Motriz había estado suministrado electricidad en Guadalajara y la firma Henkel e Hijos había estado haciendo lo mismo en Toluca. También se habían formado compañías en: Tampico, Mazatlán, Campeche, Tehuantepec y Tabasco. Al transcurrir el tiempo, muchas de esas pequeñas compañías fueron absorbidas paulatinamente e integradas a los sistemas de empresas mayores.

La Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.), nació en 1937 al promulgarse, el 14 de Agosto la Ley que la creó.

En 1957 la C.F.E., junto con otras empresas privadas tenían una capacidad total instalada para el servicio público de 1'656'162 KW.

Del total para el servicio público, la C.F.E. tenía el 48% con sus

830 272 KW. En 1960 la mitad de la energía eléctrica la generaba la C.F.E. con 8 589 millones de KWH y el resto, las empresas privadas. En 1970 la producción fué de 26030 millones de KWH y para 1980 se llegó a 61 868 millones de KWH.

Al examinar el registro de plantas hidroeléctricas adquiridas y -- construídas por la C.F.E. [Ref. 3] , se observó que 47 de 95 hidroeléctricas registradas pertenecen a la categoría de P.C.H. (generan menos de 5,000 KW). A la fecha la mayoría de estas pequeñas plantas están -- fuera de servicio. La Pequeña Central Hidroeléctrica "El Chique" de -- 624 KW en Zacatecas, fué la última P.C.H. construída en México en el -- año de 1960. En el sureste del País se localizan varias microcentrales e hidroeléctricas instaladas en fincas cafetaleras que disfrutan de concesiones para uso particular [ Ref. 4]

Como ya se ha mencionado, la industria eléctrica tuvo su aplicación inicial en la extracción de minerales así como en la industria textil. Con el paso del tiempo, se desarrolló la tecnología para transmitir la energía eléctrica a grandes distancias; y las hidroeléctricas medianas -- y grandes así como las termoeléctricas empezaron a resultar más atracti -- vas económicamente, lo cual trajo como consecuencia que las Pequeñas -- Centrales Hidroeléctricas perdieran su importancia original, debido a -- que los costos de operación de las mismas no pudieron competir con los de las grandes centrales hidroeléctricas.

Hasta 1982 se registraron muchas comunidades sin energía eléctrica, por lo cual, la construcción de P.C.H. se presenta como alternativa via -- ble para satisfacer la necesidad de abasto de energía eléctrica a zonas aisladas o de difícil acceso como es el caso de muchas comunidades rura -- les en México [ Ref. 5 ] , Ver estadísticas en el capítulo 11.4

# C A P I T U L O    I I

DESARROLLO MUNDIAL DE LAS PEQUEÑAS  
CENTRALES HIDROELECTRICAS

## II.1 PAISES EN QUE SE CONSTRUYEN Y OPERAN PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS.

Para tener una idea del potencial que puede ser aprovechado mediante la implantación de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas a nivel mundial, a continuación se comenta el desarrollo que a la fecha han tenido las mismas:

- SUECIA:** Ha iniciado un programa para el desarrollo y normalización de las P.C.H., habiendo puesto ya en operación 80 P.C.H., y se tienen planes para construir 1,300 más [Ref. 5].
- JAPON:** Dispone de 1930 P.C.H. con capacidad instalada de 4161 KW. Comparada con la producción actual hidroeléctrica, se observa la gran importancia en producción que llegan a tener las P.C.H. Se sabe además, que ese país tiene un potencial de 10,000 KW. para ser cubierto con P.C.H. [Ref. 5].
- CHINA:** Durante el primer semestre de 1980 se construyeron 1700 P.C.H., cuya capacidad instalada es de 31,900 KW., lo cual corresponde a un promedio de 10 P.C.H. puestas en operación diariamente. Cabe mencionar que las P.C.H. se empezaron a construir en China desde el año de 1949 y actualmente se sabe que disponen de más de 90,000 P.C.H. con una capacidad total instalada de 6 300 000 KW; la cual es muy cercana a la que se tiene en México de 6 700 MW generada por las grandes hidroeléctricas [Ref. 5].
- BELGICA:** Se tienen informes de que en este país, desde el año de 1951 se han construido P.C.H., las cuales tienen caídas desde 2.4 hasta 6.3 metros con gastos desde 180 hasta 3700 lts/seg. generando potencias de 7.7 hasta 168 H.P. [Ref. 6]
- ANGOLA:** Igual que en Bélgica según estadísticas, a partir de 1953 se está generando energía con cargas que varían desde 7.0 a 35.3 metros y gastos de 60 a 1700 lts/seg. y potencias de 8.5 a 130 H.P. [Ref. 6]
- TANZANIA:** En este país desde 1954 cuentan con P.C.H. para la electrificación, éstas tienen una caída de agua que va desde 4.5 a 46.4 metros, con gastos de 43.3 a 2542 lts/seg. y generan potencias desde 8.8 a 370 H.P. [Ref. 6]
- TURQUIA:** Las P.C.H. se han construido aquí desde el año de 1954, las cuales son alimentadas con un gasto dentro de un rango de 100 a 500 lts/seg. desde una altura de 8.0 a 32.5 metros con lo cual generan desde 18.7 a 75.0 H.P. [Ref. 6]
- ITALIA:** Existen aproximadamente 50 P.C.H. que se alimentan con gastos que van desde 98 a 1500 lts/seg. y caídas de 3.1 a 124 metros y

-por lo tanto, generan de 10.6 a 231 H.P. [Ref. 6]

- ZAIRE:** En este país se tienen muchos lugares identificados para la -- construcción de P.C.H. y muchos más se encuentran dentro de un rango de 19.7 hasta 190 H.P. la que es producida con un gasto- de 35 a 100 lts/seg. desde una altura de 5 a 43 metros [Ref. 6]
- FRANCIA:** Dentro del continente europeo, Francia es uno de los países -- que tienen bastantes P.C.H. operando desde el año de 1957, con cargas de 2.25 hasta 18.6 metros y caudales de 150 a 3900 lts/seg. con lo cual genera potencias dentro de un rango de 7.8 a 238 H.P. [Ref. 6]
- REPUBLICA DE SUDAFRICA:** Este país tiene identificados muchos lugares para la instala- ción de P.C.H. aunque ya se encuentran operando bastantes que generan potencias de 7.2 a 40 H.P., la cual es generada con -- gastos de 64 hasta 250 lts/seg. y caídas de 9.0 a 31.5 metros. [Ref. 6].
- ESTADOS UNIDOS:** En fechas recientes, la Comisión Federal para la Regulación de la energía recibió 1190 solicitudes de permisos para construir P.C.H. En California esta misma Comisión informa que se dispo- ne de 700 KW de capacidad instalada en P.C.H., y para el año -- 2000 se espera disponer de aproximadamente 1,400 P.C.H. [Ref. 5]
- GUATEMALA:** De este País se tienen estadísticas de que a partir de 1960 se encuentran operando P.C.H. que generan potencias de 30.7 a 533 H.P. con caídas que están dentro de un rango de 4.0 a 124.9 - metros y caudales de 30 a 800 lts/seg. [Ref.6].
- PANAMA:** A través del Instituto de Recursos Hidráulicos y Electricidad, ha iniciado 40 estudios de factibilidad de P.C.H. [Ref. 5]
- COLOMBIA:** El Instituto Colombiano de Electricidad ( ICEL ), tiene un pro- grama para diseñar y construir 16 P.C.H. con potencias en el - rango de 35 hasta 15000 KW [Ref. 5]
- PERU:** Electroperú este año ha terminado un programa de diseño y cons- trucción de 50 P.C.H. [Ref. 5].
- CENTRO Y SUDAMERICA:** Independientemente de los recursos disponibles en cada país, - se ha observado en esta región, una preferencia cada vez mayor por las P.C.H. [Ref. 5].

Como se puede notar, la lista de proyectos relacionados con P.C.H. es muy larga; ya que casi todos los países del mundo están interesados en esta fuente alterna de energía.

Asimismo, dentro del contexto de trabajo del programa Latinoamericano de Cooperación Energética (PLACE), la mayoría de los países del Centro y Sudamérica están recibiendo el apoyo del Programa Regional de P.C.H. de la Organización Latinoamericana de Energía (OLADE).

## 11.2 PLANES DE DESARROLLO ACTUALES EN MEXICO

Existen en nuestro País programas institucionales que pueden servir de apoyo para la implantación de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas (P.C.H.).

El Programa nacional de energéticos cuyo principal objetivo es garantizar la autosuficiencia energética presente y futura del país, contiene dos subprogramas de gran importancia: El Subprograma de Energetización y los Programas Institucionalizados por el gobierno federal, los cuales son el Programa de Electrificación Rural, de la Comisión Federal de Electricidad 1979-1982 [Ref. 8], el Programa Nacional de Desarrollo Rural e Integral de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos 1980.

Debido a la congruencia y afinidad que se observa en los objetivos de estos programas en lo relativo a la incorporación del sector rural al desarrollo económico y social del país, "la Secretaría de Energía, Minas e Industria Paraestatal (SEMIP), a través de la Dirección General de Investigación y Desarrollo, ha iniciado acciones tendientes a la realización de proyectos interinstitucionales que apoyen los programas señalados como prioritarios, mediante la energetización de proyectos productivos o de beneficio social específicos, como las agencias de desarrollo rural" [Ref. 7].

La conveniencia de apoyar el desarrollo de las fuentes alternas de energía (contándose a las P.C.H. como una de las principales) para impulsar el desarrollo rural de nuestro país, es uno de los primeros temas que se observa en el Sumario del Programa Nacional de Energetización Rural -- (PNER) 1979 [Ref. 9] A saber:

"En la actualidad aproximadamente una cuarta parte de la población nacional no dispone de electricidad"

"La falta de energetización es una limitante para el avance de los diversos programas nacionales y regionales de desarrollo rural".

".... En el mediano y aún a largo plazo, persistirán importantes zonas del país a las que no se les podrá atender por métodos convencionales"

"Los contactos realizados con diversos organismos federales han mostrado la más amplia e interesada acogida a la posibilidad de incorporación de fuentes alternas a sus proyectos de desarrollo rural [Ref. 9]

### 11.3 PROGRAMAS DE INVESTIGACION TECNOLÓGICA SOBRE PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELECTRICAS QUE SE DESARROLLAN EN MEXICO

En el Instituto de Investigaciones Eléctricas (IIE), se implementó un programa de investigación técnica, cuyo objetivo principal era desarrollar la Tecnología necesaria para optimar el diseño, la construcción y la operación de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

Como objetivos derivados se encuentran los del orden tecnológico, institucional y de apoyo al sector industrial.

#### Objetivos Tecnológicos

- Desarrollo de tecnologías, básicamente no convencionales para la obra civil e instalaciones electromecánicas, destacando los aspectos metodológicos tendientes a la elaboración de guías de diseño.
- Desarrollo de tecnologías de diseño y construcción del equipo principal de P.C.H.
- Diseño, construcción y operación de un sistema piloto de P.C.H. con carácter de demostración en la etapa inicial y experimental.

#### Objetivos Institucionales

- Promover la adaptación y modificación de diseños de producción actuales para su aplicación en P.C.H.
- Aplicación al mercado de Productos industriales para atender algunos requerimientos específicos de P.C.H.

#### Subprograma de Ingeniería Civil e Instalaciones

- Los trabajos que se realizarían, se refieren al desarrollo tecnológico y la formulación de guías de diseño de obras civiles e instalaciones, destacando lo relacionado con la investigación de opciones tecnológicas no convencionales, métodos y materiales.

La Universidad Nacional Autónoma de México a través de la Facultad de Ingeniería, recientemente ha empezado a trabajar en un proyecto de:

"Investigación sobre componentes y equipamiento total de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas no convencionales"



Este proyecto tiene como objetivo, desarrollar e integrar el paquete - tecnológico total con elementos nacionales para establecer Pequeñas Centrales Hidroeléctricas no convencionales del rango 0 - 50 KW, como fuente alternativa de energía eléctrica en zonas rurales. Aplicar dicho paquete a la industria Nacional con fines de construcción autosuficiente de centrales - en distritos de riego del país y exportar componentes a países latinoamericanos [Ref. 10], con lo que se pretende obtener lo siguiente:

A) PARA LA INDUSTRIA NACIONAL:

- 1.- Asimilación de tecnología de vanguardia.
- 2.- Capacitación de sus recursos humanos desde el inicio del desarrollo tecnológico de componentes de P.C.H., con miras a la fabricación de estos últimos, a un costo reducido.
- 3.- Una reducción substancial en los costos de producción, al usar -- tecnología y asesoría nacionales, logrando así una amplia competitividad en el mercado nacional e internacional.
- 4.- Tener la oportunidad de participar en proyectos de importancia nacional, en beneficio de la sociedad, junto con las instituciones educativas, lo cual le otorga un prestigio como empresa, en los sectores, social, industrial y académico.

B) PARA LA U.N.A.M.

- 1.- Contribuir en forma efectiva a la solución, en corto y mediano -- plazo, del problema nacional de electrificación rural. De este modo cumple con uno de sus objetivos esenciales, de servicio a la sociedad.
- 2.- La formación, capacitación y perfeccionamiento del personal de la UNAM, y la posibilidad de que los alumnos participen en proyectos de investigación aplicada, y en la solución de problemas reales.
- 3.- Lograr una acción real del vínculo Escuela-Industria, al participar con la industria y tener posibilidad de capacitar a sus profesores y alumnos en el desarrollo de la investigación aplicada, -- asimismo, la facilidad de realizar prácticas correspondientes a -- sus estudios curriculares y prácticas de temas de investigación o de tesis.
- 4.- Adquiere una distinción sobresaliente, demostrando su alto potencial académico, al implementar un paquete tecnológico que reduce el costo de producción de energía eléctrica para zonas rurales.

## C) PARA EL PAIS:

- 1.-Se aprovecha una fuente de energía gratuita y renovable ya que existen distritos de riego con potencial identificado, para uso inmediato.
- 2.-Es una fuente anticontaminante.
- 3.-Se acrecentan los niveles de productividad en las zonas rurales, así como también las condiciones de vida de sus habitantes.
- 4.-Se arraiga a la población rural en sus localidades por la generación de empleos, tanto en la etapa de construcción de las P.C.H., y posteriormente al ser soporte de actividades de producción.
- 5.-El desarrollo tecnológico completo está al alcance de los recursos disponibles en el país, a corto plazo.
- 6.-Contribuye esta investigación con los planes y proyectos de diversas dependencias oficiales, por lo cual existe ya un interés expreso (SEMIP, SARH, IIE, IPN), además de que se logran proyectos de colaboración interdisciplinarias e institucional en beneficio de la Nación.
- 7.-Existe interés, por parte de los fabricantes nacionales, en los resultados de estas investigaciones, con el fin de comercializar el equipamiento total de P.C.H.
- 8.-No se requiere de grandes inversiones para la implantación de P.C.H. La vida útil es muy amplia (hasta 40 años), con un mínimo de mantenimiento y los costos de operación son relativamente menores que para las opciones convencionales.
- 9.-Se aprovecha la capacidad de la UNAM para realizar investigación aplicada, utilizando elementos 100% nacionales y desarrollando todos los componentes en México para su uso en el territorio nacional, así como también para su exportación a países latinoamericanos que usan P.C.H., lo cual genera la entrada de divisas al país.
- 10.-Se tiene independencia tecnológica en cuanto a P.C.H., por lo cual no se requiere el uso de patentes o el pago de derechos por el uso de alguna tecnología.

La Organización Latinoamericana de Energía (OLADE), también ha trabajado activamente en el estudio y desarrollo de esta fuente.

El desarrollo de las P.C.H. es un problema complejo y múltiple, que requiere una aproximación integral que comprenda acciones de diversa índole,

como en el programa de P.C.H. de OLADE. Una de estas acciones, está dada por los Proyectos de Implementación masiva de P.C.H. en Latinoamérica.

Dichos proyectos se sustentan en los siguientes principios:

- a) Implementación masiva como medio para impulsar el desarrollo de P.C.H. en magnitudes cuantitativamente significativas.
- b) El aporte externo orientado a apoyar aspectos críticos que estimulen - la realización de proyectos (estudios y equipamiento electromecánico), comprometiendo significativos aportes nacionales, como medida de interés y perspectivas de aplicación de P.C.H. en cada país.
- c) Organización de unidades operativas en los países participantes, capaces de programar y controlar la ejecución de conjuntos de proyectos.
- d) Fomento del empleo de Ingeniería regional para el desarrollo de proyectos.
- e) Fomento a la utilización de equipos y materiales de origen regional.
- f) Fomentar el desarrollo paralelo de estudios orientados a la utilización de la energía eléctrica en actividades productivas en el medio rural.
- g) Incorporación en los estudios de aspectos tales como la participación comunal en la ejecución de las obras, entrenamiento de operadores locales, empleo alternativo del agua, empleo de tecnologías no convencionales.
- h) Eliminación de formalidades y reducción a los aspectos esenciales de los estudios, a fin de reducir costos, pero adecuados para realizar gestiones financieras.
- i) El papel de OLADE estará dado por una combinación de apoyo económico, asistencia técnica y ayuda en gestiones financieras.

En función del avance del primer proyecto de implementación masiva y de los recursos financieros adicionales que se puedan captar, se programará la ejecución de proyectos sucesivos de aplicación masiva de P.C.H. en Latinoamérica.

#### 11.4 PLAN NACIONAL DE ELECTRIFICACION RURAL 1979 - 1982

Dentro de este Plan se considera el caso de las poblaciones en que la demanda, por su lejanía, dispersión y falta de accesibilidad, no tenga posibilidad de satisfacción a través de algunos de los sistemas de distribución existentes; deberá considerarse la opción del uso de plantas generadoras de

energía eléctrica (p.36). Se observa que si las comunidades rurales están ubicadas fuera de las zonas de integración y saturación, y si el período de tiempo que se requiere para ser abarcadas por las redes de suministro es -- muy largo, entonces es apropiado pensar en el suministro de energía eléctrica por medio de fuentes no convencionales y en particular, si el sitio dispone de recursos hidráulicos se recomendaría la construcción de una Pequeña Central Hidroeléctrica.

### Zonas de Saturación

Son áreas territoriales alrededor de la red eléctrica cuyos límites se establecen de conformidad con las condiciones de cada circuito y que representan la distancia máxima permisible, para lograr las mejores condiciones técnicas y económicas en las obras de electrificación rural [Ref.8].

### Zonas de Integración

Son las áreas que se localizan fuera de las zonas de saturación. La demanda que se ubica en ellas puede ser atendida cuando se presente alguna de las siguientes circunstancias:

- a) Que represente un número importante de usuarios o servicios, de tal manera que haga conveniente su atención mediante proyectos específicos que propicien el crecimiento en la red.
- b) Cuando encontrándose aislada, no requiera para su atención - de obra de respaldo, y que mediante un proceso específico de evaluación socioeconómica, justifique su conveniencia. [Ref.8]

### Situación de la Electrificación Rural

México está integrado por 31 Estados y un Distrito Federal, con todos los Estados C.F.E.\* ha firmado acuerdos de coordinación para llevar a cabo - Programas de Electrificación Rural.

En el año de 1980 los Estados contaban con una población de 67 803 millones de habitantes que vivían en 104 451 localidades, lo cual representa un alto grado de disgregación demográfica; -separación de los caseríos en las localidades-, que es de 641 habitantes por localidad. Es lógico pensar que debido a este marco, se dificulta la solución de problemas en los servicios para poder abastecerlos de energía, agua, caminos y clínicas médicas.

Ya que nuestro territorio cuenta con una extensión aproximada a los -- dos millones de kilómetros cuadrados, la densidad de población es de 34.6 - hab/Km.<sup>2</sup>

\* Comisión Federal de Electricidad.

A lo cual hay que considerar la mala distribución que lleva a extremos de tener en el Estado de Baja California Sur a 2.7 Hab/Km<sup>2</sup> y en el Distrito Federal a 6 394 hab/Km<sup>2</sup>, por igual porción de superficie (Ver cuadro No.1).

El programa de electrificación de centros de población, está conformado por dos subprogramas: poblados rurales y colonias populares.

Para los propósitos del subprograma de poblados rurales, se consideró como objeto de las acciones de electrificación rural a las localidades menores de 10 mil habitantes.

El número de localidades se estableció en base al IX Censo General de Población. Asimismo se utilizó la misma fuente para determinar el número de habitantes.

El área del Distrito Federal no se considera dentro del Plan, por lo que no se incluyen los datos de su población, que se calcula en 9'234 000 habitantes.

En base a las consideraciones anteriores, la población del país se estimará en más de 56.1 millones de habitantes que radican en 99 302 localidades. De estas 393 que se definen como urbanas, se concentran el 44% de la población total del país, representada por 24.6 millones. La población rural, calculada en 31.5 millones (56% del total) radica en 98 909 localidades dispersas en el territorio nacional.

### Subprograma de Poblados Rurales

Con el fin de hacer un análisis más detallado de la población rural para los propósitos de este programa, como podemos apreciar en la Fig.11.4.3., el número de localidades existentes es demasiado elevado en relación a la cantidad de habitantes. Por eso se clasifican las localidades según su número de habitantes en seis grupos. Por lo que resulta que -- 73 758 localidades que representan el 75% del total se ubican en rangos de población de 1 a 249, de tal forma que en ellas viven únicamente 5 millones de habitantes que significan el 16%. Por otro lado se tiene que 16 millones de personas, radican en 5 600 localidades de rangos de 1000- a 10 000 habitantes; o sea que el 50% de la población rural se encuentra en el 5.5% de las localidades.

En los grupos intermedios de 250 a 999 habitantes, el 34% de la población, se ubica en el 19% de las localidades (ver fig.11.4.3.)

Al analizar la distribución de la población rural en el país, se encuentra que el grado de dispersión es más acentuado en el norte y el centro del territorio, que en los del sur. Ya que los estados del sur, contienen el 68% de la población rural, asentados en el 44% de las localidades; mientras que en el resto de los estados que abarcan el 70% de la su

SITUACION GEOGRAFICA Y DEMOGRAFICA DE MEXICO

1980

Entidad	Superf. Km2.	Localidades	Población	Hab./Loc.	Densidad (hab./Km <sup>2</sup> )
Aguascalientes	5,471	915	504,918	551.8	92.3
Baja California	69,921	833	1,256,216	1,508.1	18.0
Baja California Sur	73,475	1,521	199,175	131.0	2.7
Campeche	50,812	680	418,000	614.7	8.2
Coahuila	149,982	2,104	1,530,287	727.3	10.2
Colima	5,191	613	398,482	650.1	76.8
Chiapas	74,211	7,709	2,086,967	270.7	28.1
Chihuahua	244,938	5,448	1,991,036	365.5	8.1
Distrito Federal	1,479	620*	9,457,000	15,253.2	6,394.2
Durango	123,181	3,127	1,171,946	374.8	9.5
Guajuato	30,491	4,932	3,072,641	623.0	100.8
Guerrero	64,281	3,543	2,184,609	616.6	34.0
Hidalgo	20,813	2,427	1,486,961	612.7	71.4
Jalisco	80,836	9,645	4,313,774	447.3	53.4
México	21,355	3,010	7,610,709	2,528.5	356.4
Michoacán	59,928	6,285	3,060,372	486.9	51.1
Morelos	4,950	341	940,336	2,757.6	190.0
Nayarit	26,979	1,445	744,137	515.0	27.6
Nuevo León	64,924	4,554	2,488,275	546.4	38.3
Oaxaca	93,952	4,134	2,530,319	612.1	26.9
Puebla	33,902	3,101	3,311,463	1,067.9	97.7
Querétaro	11,449	1,168	708,131	606.3	61.9
Quintana Roo	50,212	284	229,461	808.0	4.6
San Luis Potosí	63,068	3,689	1,691,355	458.5	26.8
Sinaloa	58,328	7,325	1,877,362	256.3	32.2
Sonora	182,052	5,018	1,509,159	300.7	8.3
Tabasco	25,267	1,141	1,147,284	1,005.5	45.4
Tamaulipas	79,384	5,613	1,926,435	362.6	24.3
Tlaxcala	4,016	631	541,669	858.5	134.9
Veracruz	71,699	8,021	5,254,298	655.1	73.3
Yucatán	38,402	1,548	1,034,312	668.2	26.9
Zacatecas	73,252	3,326	1,124,919	338.2	15.4
Suma	1,958,201	104,451	67,802,028	649.1	34.6

\* Se considera 16 Delegaciones Políticas

FUENTE: Datos preliminares del Censo General de Población, 1980

perficie del país, el 32% de la población rural radica en el 56% de las localidades, (Ver fig. 11.4.1).

### Población Rural Sin Electrificar

Existen en nuestro país 78,668 localidades rurales -80%- que carecen aún de energía eléctrica. En las cuales radican 10 millones de habitantes, que representan al 32% de la población total, (Ver Fig. 11.4.4).

Del total de localidades sin electrificar, 55 719, o sea el 71%, tiene de 100 habitantes y 19 768 que significan el 25%, tienen de 100 a 499 habitantes. Esto nos demuestra que el 96% de las localidades sin servicio, son poblados con menos de 500 habitantes.

Por lo que toca a la población pendiente de atender, resulta que ---- 3 078 275, -el 30.5%- reside en localidades de 500 a 2,499 habitantes; mientras que 6'890,259, -el 68.5%- radica en localidades de menos de 500 habitantes (Ver Fig. 11.4.4 y 11.4.5).

Para tener una panorámica de la situación que guardan los estados en relación a las localidades sin electrificar, se han agrupado en cuatro rangos, según el número de localidades.

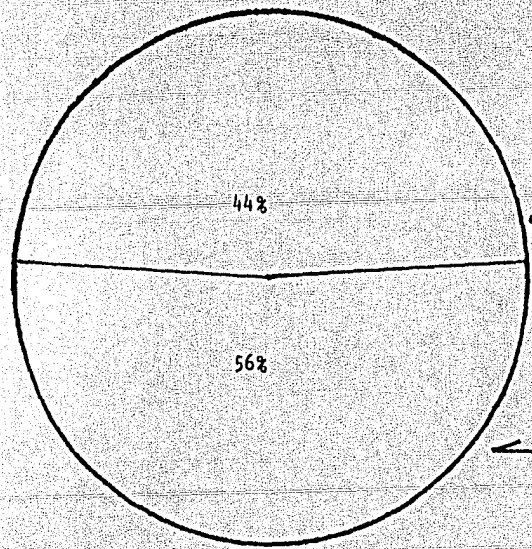
Dentro del primer grupo, se encuentran los estados que tienen hasta -- 500 localidades: Morelos, Tlaxcala, Baja California Norte, Campeche, Colima y Quintana Roo. Estos estados pertenecen al grupo que ha obtenido el mayor índice de electrificación a excepción del último. En estos Estados se encuentran 1,955 localidades sin electrificar, que representan al 2.5% del total y contienen 73,273 habitantes; que significan el 0.73% del total.

El segundo grupo está integrado por doce estados que tienen en su territorio de 501 hasta 2,500 localidades, y son: Yucatán, Tabasco, Aguascalientes, Nayarit, Querétaro, Baja California Sur, Coahuila, Durango, México, Hidalgo, Puebla y Oaxaca; los cuales agrupan una población de 3 millones -- 137 mil habitantes que representan el 31% del total, distribuidos en 16 mil 918 localidades, que representan al 21.5% del total.

Los siete estados que integran el tercer grupo, tienen de 2,501 hasta 4,500 localidades sin electrificar; ellos son: Guanajuato, Nuevo León, Sinaloa, Zacatecas, Sonora y San Luis Potosí. Suman 23,268 localidades -29.5%- en las cuales radican 2'709,499 localidades, 27% de la población total rural sin electrificar. Esto nos representa una dispersión alta y escasa población en las localidades.

Por último, el cuarto grupo con 6 estados: Chiapas, Chihuahua, Jalisco, Michoacán, Tamaulipas y Veracruz, con más de 4,500 localidades, agrupan el 46.5% del total, con 4 millones 138 mil habitantes que representan el 41% del total de la población rural sin electrificar. Se identifican por contar con los índices más altos de demanda y pocos habitantes en sus pobla

TOTAL EN EL PAIS



HABITANTES

56 192 961

LOCALIDADES

99 302

U R B A N A

24 680 131

393

R U R A L

31 512 830

98 909

NOTA:  
NO INCLUYE A LA POBLACION DEL D.F.

Fig. 11.4.1. Población Rural y Urbana [Ref.8]



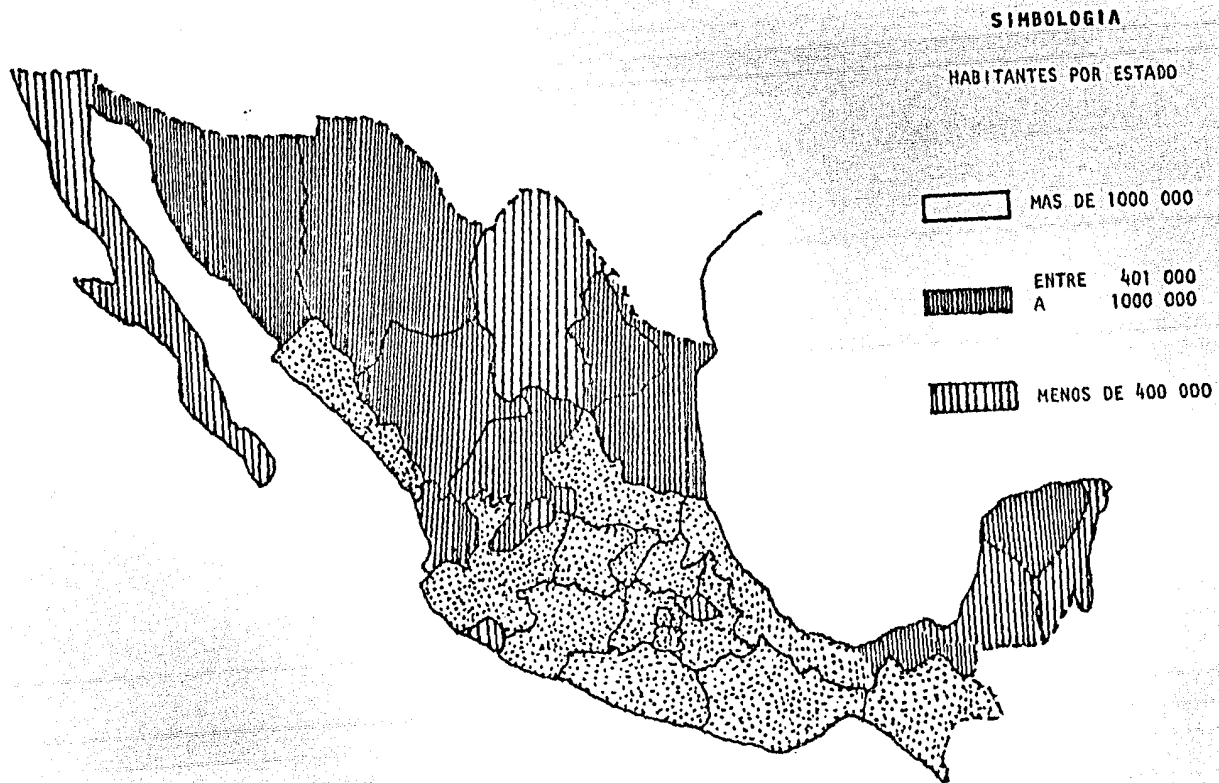


Fig. 11.4.2 Distribución de la Población

[Ref. 8]

RANGO DE P O B L A C I O N	P O B L A C I O N R U R A L	
	LOCALIDADES	HABITANTES
DE 1 A 99	57 176	1 786 311
DE 100 A 249	16 582	3 212 258
DE 250 A 499	12 150	4 857 809
DE 500 A 999	7 384	5 696 437
DE 1000 A 2 499	4 073	6 920 598
DE 2500 A 10 000	1 544	9 039 417
S U M A S	98 909	31 512 830

Fig. 11.4.3 Distribución de la Población Rural. [Ref. 8]

POBLACION	LOCALIDADES	HABITANTES
EN EL PAIS	98 909	31 512 830
CON ELECTRIFICACION	20 241	21 454 672
POR ELECTRIFICAR	78 668	10 058 158

Fig. 11.4.4 Grado de Electrificación del País.

[Ref. 8]

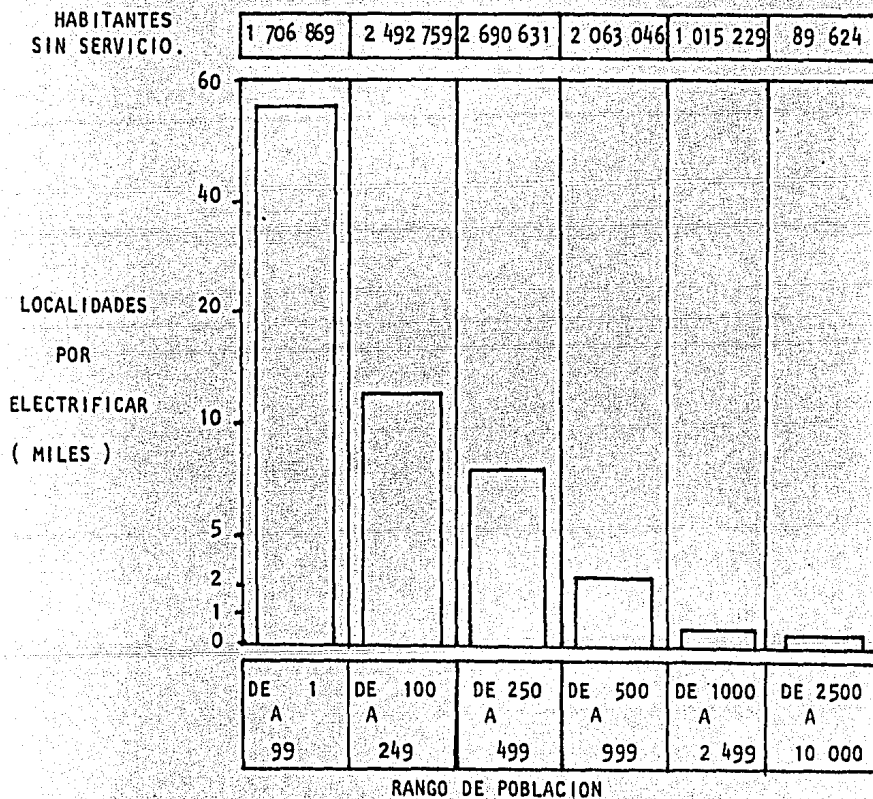


Fig. 11.4.5 Población Rural por Electrificar

[Ref. 8]

dos (Ver Fig.11.4.6.).

Del análisis anterior, se observa que la población que falta por electrificar, se encuentra diseminada en gran cantidad de localidades con escaso número de habitantes; además en la mayor parte de las localidades, las casas que la integran, se encuentran distantes unas de otras. Esto repercute desfavorablemente ya que exige la utilización de más postes para dar servicio, así también las facilidades de acceso por tierra a las localidades, es esencial para poder llevar la electricidad, y es una situación crítica bastante generalizada en las poblaciones que no han recibido el beneficio.

Aunque los aspectos antes mencionados son más o menos comunes en toda la República, algunos son más significativos en ciertas zonas o Estados según el siguiente agrupamiento:

**Cantidad:** Esto es, las regiones del país con estados que contienen un número elevado de localidades sin electrificar, como Chiapas, Jalisco, Michoacán, Tamaulipas y Veracruz.

**Rango de Población:** El número de habitantes por localidad es uno de los aspectos más generalizados, ya que más de 75 mil poblados tienen rangos menores de 500 habitantes.

**Dispersión:** Los estados más significativos dentro de este agrupamiento son: Chihuahua, Sonora, Coahuila, Baja California Norte y Sur, Durango, Oaxaca, Campeche y Quintana Roo.

**Disgregación:** La separación de los caseríos en las localidades, se presenta en los estados de Nayarit, Zacatecas, Aguascalientes, México, Hidalgo, Puebla, Oaxaca, Querétaro y San Luis Potosí.

**Accesibilidad:** Los poblados que se encuentran en zonas de aislamiento, se ubican por lo general, en las áreas montañosas del país en los estados de Chihuahua, Durango, Jalisco, Puebla, Guerrero, Oaxaca, Chiapas y Michoacán.

**Organización:** La organización de la comunidad, es básica para las acciones de promoción del uso racional de la energía y ésta sea aprovechada en procesos productivos y servicios públicos.

De esta manera, se concluyó que las localidades en donde la electrificación cumple sus propósitos de aprovechamiento social y económico, son aquellos que son mayores de 30 habitantes.

De tal forma que el universo que se tomó en cuenta para la elaboración del Plan Nacional fué de 38 944 localidades y 9'361,915 habitantes (ver Fig. 11.4.7).

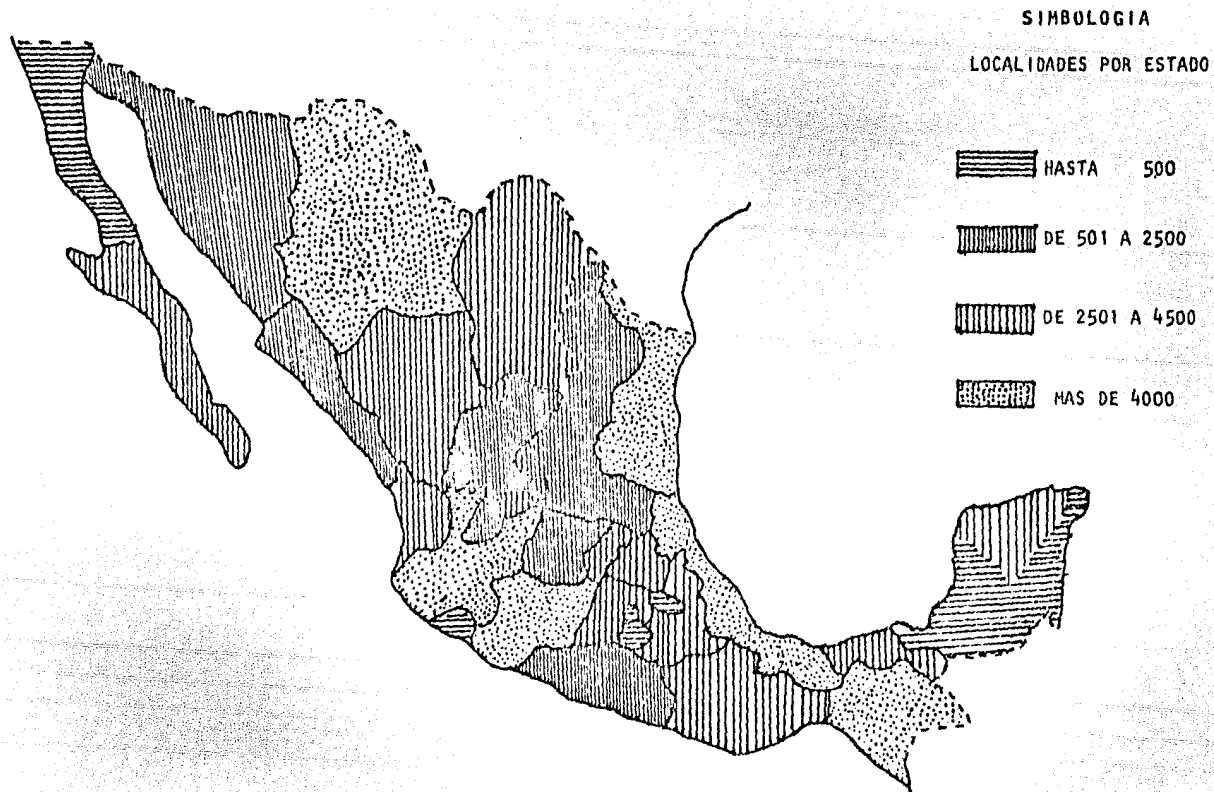


Fig. 11.4.6 Distribución de localidades rurales por electrificar.

[Ref. R]

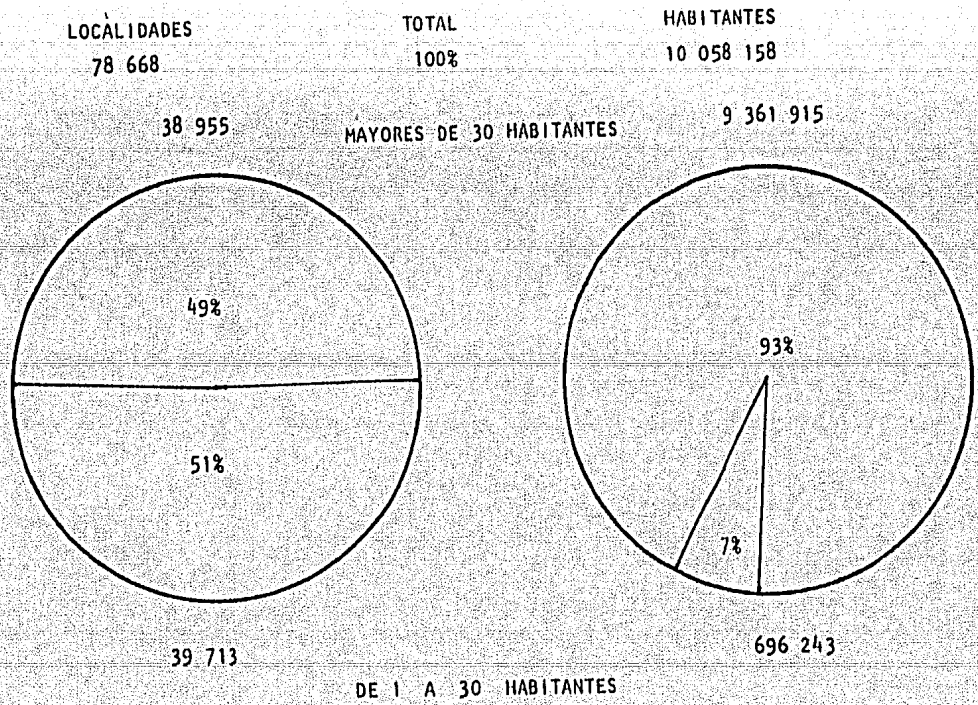


Fig. 11.4.7 Demanda total de Electrificación Rural

[Ref. 8]

Así fué posible la cuantificación de la demanda que se localiza en las zonas de Saturación y de Integración.

De los 38 mil 995 poblados sin electrificar, se ubicaron 11,137 en las zonas de Saturación y en las de Integración 27 mil 818, que representan el 28% y el 71% respectivamente. (Ver Figs. 11.4.8, 9 y 10).

### **Población Rural Electrificada**

La electrificación de poblados rurales se inició en forma institucional en el año de 1952. A lo largo de este período se han logrado importantes avances. Para 1977 se habían electrificado en el país a 20,241 localidades, beneficiando a 21.5 millones de habitantes. En números relativos, las localidades y los habitantes atendidos representan el 20% y el 68% respectivamente.

Estas cifras indican que, hasta ahora, se han electrificado las poblaciones con mayor número de habitantes; de tal forma que dependiendo de este factor, el grado de electrificación varía por estado en forma sensible, fluctuando del 99% al 44%. También se observa que hay una estrecha relación entre la densidad de población y el grado de habitantes beneficiados, de tal manera que a la densidad más alta corresponden los índices de beneficio de 95.5% y 5.6%; a los rangos de densidad media, los beneficios son de 63.6% y 45.2% respectivamente y a los restantes, de muy baja densidad, corresponden el 22.5% y el 4.3% de habitantes beneficiados.

El grado de electrificación alcanzado en cada entidad, influyó además de las características de la densidad de población y de la dispersión de las localidades, otros factores que han facilitado o dificultado, según el caso, las acciones de la electrificación rural.

De estos factores destacan, las características topográficas, el número de habitantes y localidades, la accesibilidad a los centros de población y por último, las condiciones socioeconómicas particulares de cada estado. (Ver Figs. 11.4.11, 12, y 13).



POBLADOS RURALES POR ELECTRIFICAR		
TOTAL MAYORES DE 30 HABITANTES	EN ZONAS DE SATURACION	EN ZONAS DE INTEGRACION
38,955	11,137	27,818

Fig. 11.4.8 Clasificación de la Demanda

[Ref. 8]

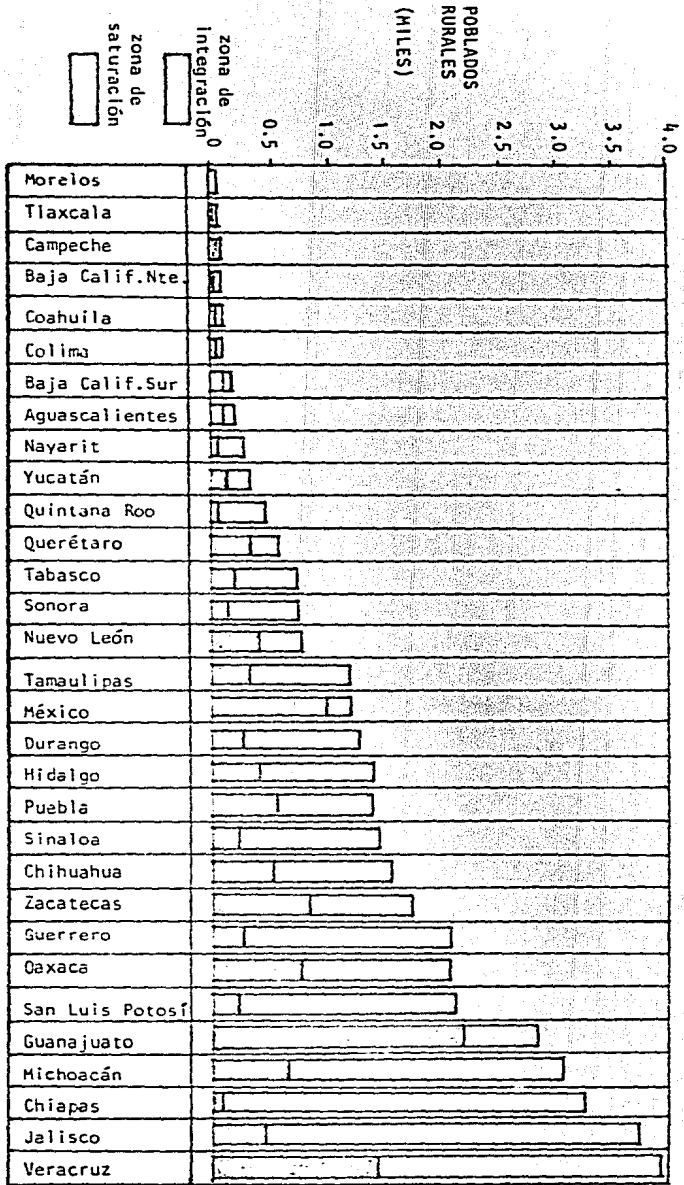


Fig. 11.4.9 Distribución de las Localidades sin Electrificar [Ref. 8]

ESTADO	TOTAL	MENORES DE 30 HABITANTES	MAYORES DE 30 HABITANTES	EN ZONAS DE SATURACION	EN ZONAS DE INTEGRACION
Aguascalientes	613	431	182	92	90
Baja Calif. Nte.	345	257	88	87	1
Baja Calif. Sur	1 445	1 265	180	89	91
Campeche	496	421	75	31	44
Coahuila	1 352	1 263	89	49	40
Colima	424	330	94	24	70
Chiapas	7 037	3 823	3 214	32	3 182
Chihuahua	4 805	3 232	1 573	491	1 082
Durango	2 441	1 183	1 258	53	1 205
Guanajuato	3 787	983	2 804	2 140	664
Guerrero	2 671	583	2 088	272	1 816
Hidalgo	1 547	152	1 395	386	1 009
Jalisco	8 724	4 986	3 738	452	3 286
México	1 534	337	1 197	990	207
Michoacán	4 908	1 850	3 058	639	2 419
Morelos	46	18	28	12	16
Nayarit	969	690	279	58	221
Nuevo León	3 688	2 911	777	359	418
Oaxaca	2 379	288	2 091	747	1 344
Puebla	1 826	413	1 413	514	899
Querétaro	708	129	579	265	314
Quintana Roo	449		449	23	426
San Luis Potosí	3 071	966	2 105	186	1 919
Sinaloa	2 882	1 394	1 488	221	1 267
Sonora	4 414	3 659	755	109	646
Tabasco	777	49	728	167	561
Tamaulipas	4 617	3 424	1 193	307	886
Tlaxcala	195	150	45	17	28
Veracruz	6 436	2 511	3 925	1 416	2 509
Yucatán	1 327	1 024	303	86	217
Zacatecas	2 755	991	1 764	823	941
TOTAL	78 668	39 713	38 955	11 137	27 818

Fig. 11.4.10 Ubicación de localidades por Electrificar [Ref. 8]

POBLACION	LOCALIDADES	HABITANTES
EN EL PAIS	98 909	31 512 830
CON ELECTRIFICACION	20 241	21 454 672

Fig. 1.1.4.11 Población Rural Electrificada [Ref. 8]

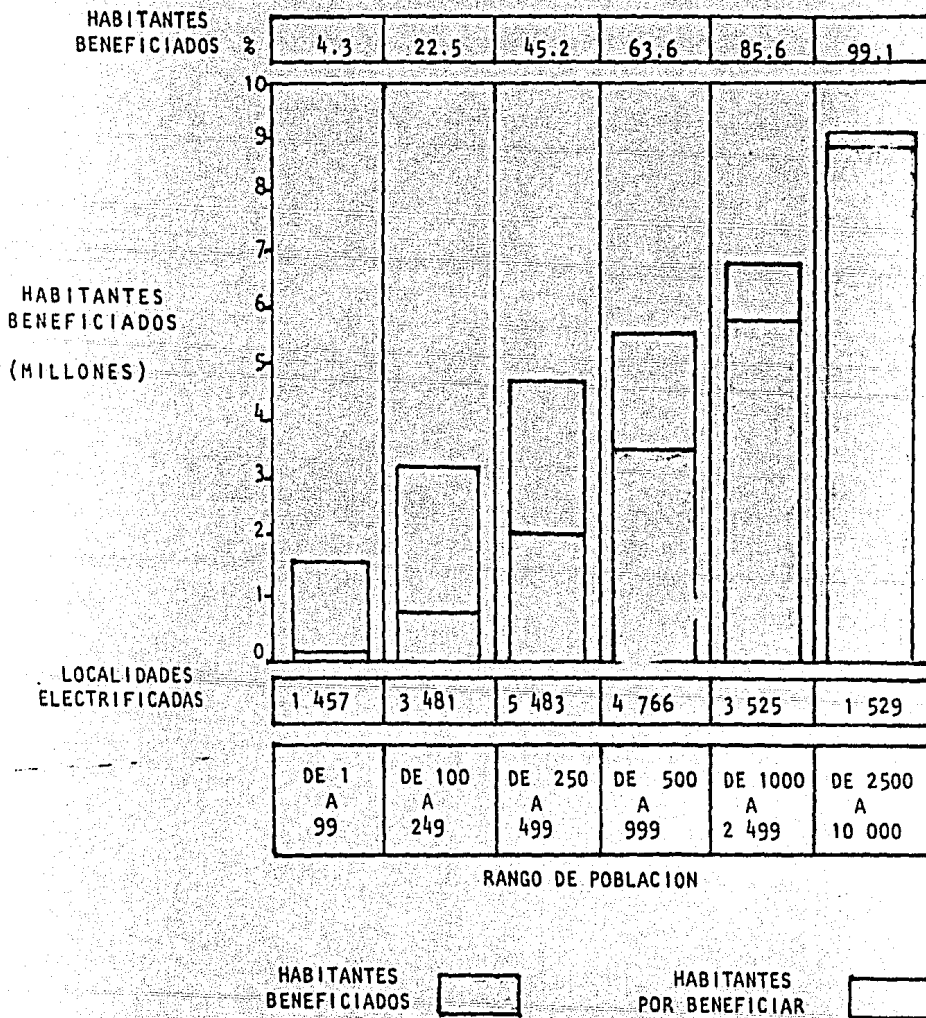


Fig. 11.4.12 Habitantes Beneficiados

[Ref. 8]

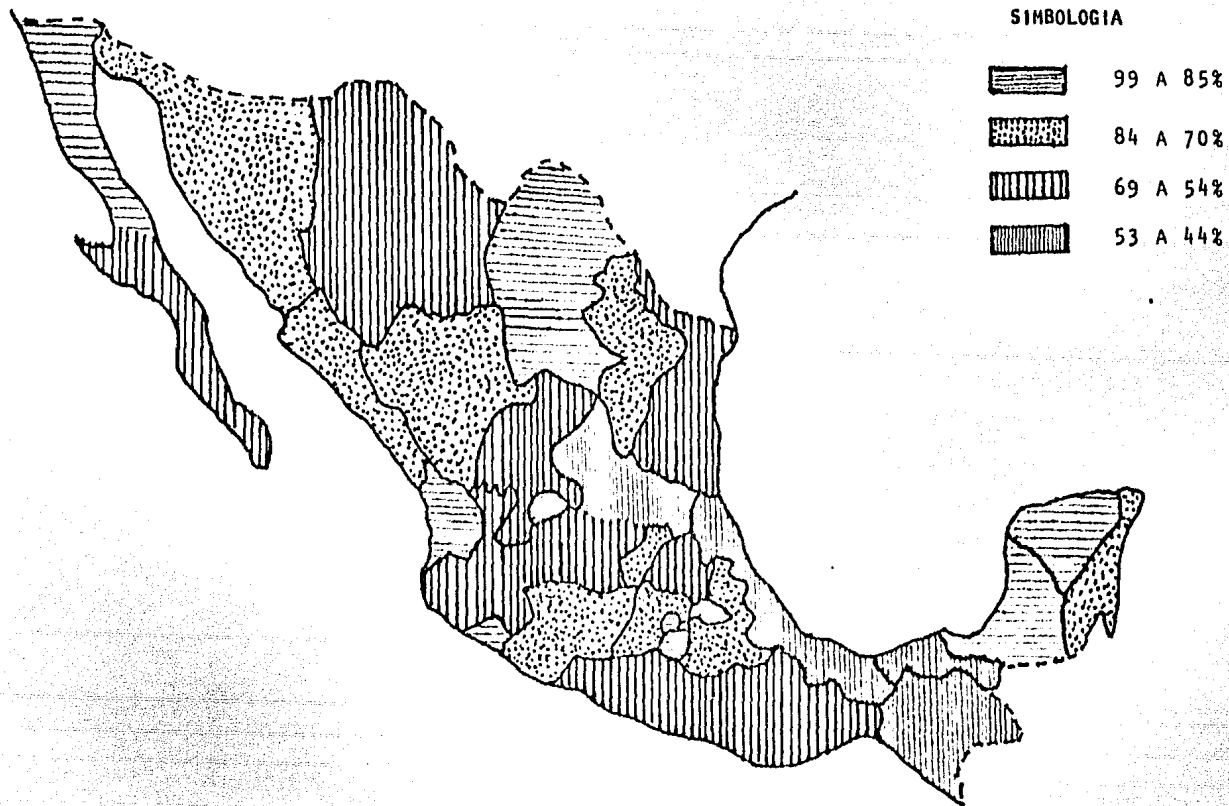


Fig.11.4.13 Grado de Electrificación Rural [Ref. 8]

# C A P I T U L O   I I I

ASPECTOS GENERALES DE LA COMPOSICION DE  
UNA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA

### III.1 GENERALIDADES

Para poder proyectar una P.C.H., es necesario evaluar los recursos hidráulicos y topográficos, para determinar los potenciales hidroeléctricos. Así como también debe captarse toda la información hidrométrica e hidrográfica que sea posible, en cartas topográficas (DETENAL), y en dependencias tales como: Comisión Federal de Electricidad (CFE) y la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH).

Se debe realizar un estudio socioeconómico en el lugar, para determinar la potencialidad socioeconómica de la comunidad rural, el número de personas a las que se les dará servicio de energía eléctrica, los posibles usos de la misma y los beneficios que brindará, así como las alteraciones que pueden resultar al instalarse una P.C.H. en una población determinada.

También es de tenerse en cuenta la actividad principal que se realiza en la comunidad rural, para ubicar con mayor certeza, el lugar apropiado para desarrollar el proyecto de la P.C.H.

Esta información se puede obtener por medio de encuestas directas en la población, en cuyo caso es conveniente con el médico rural o el profesor de primaria, si los hay, ya que ellos pueden tener un conocimiento más exacto de las condiciones socioeconómicas de la comunidad rural; o consultar los censos o estudios que se hayan realizado por otras dependencias relacionadas con el medio rural.

Son de suma importancia los estudios topográficos, para determinar la ubicación de las estructuras y valorar la carga bruta que actuará sobre la turbina. Una primera observación topográfica permitirá al proyectista determinar si es factible emplear un almacenamiento o no, ya que en terrenos montañosos el volumen que se puede retener con cortinas de gran altura será generalmente pequeño; un almacenamiento pudiera ser más factible en terrenos relativamente planos, pero con desniveles que permitan la construcción de un dique, un tablaestacado o una cortina. El estudio puede realizarse con cinta, brújula y nivel de mano, con estos instrumentos se tiene suficiente aproximación.

Los estudios geológicos tienen como fin la localización de bancos de materiales para la construcción de la misma obra. También es importante verificar que los sitios posibles para la ubicación de la cortina brinden una cimentación impermeable a buena profundidad.

Las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas están constituidas generalmente por las siguientes estructuras (ver fig. III.1.1).

- CORTINA O DIQUE VERTEDEDOR
- OBRA DE TOMA
- CANAL DE CONDUCCION
- TANQUE DESARENADOR Y ESTRUCTURA DE PUESTA A PRESION.



- TUBERIA A PRESION
- CASA DE MAQUINAS
- CANAL DE DESFOGUE

Estas estructuras se definen con mayor detalle en los capítulos siguientes al tratar cada una de las obras que integran una P.C.H.; dichas obras son:

- OBRA HIDRAULICA
- OBRA CIVIL
- OBRA ELECTROMECHANICA

### III.2 OBRA HIDRAULICA

La obra hidráulica es un conjunto de estructuras construídas con objeto de manejar el agua, cualquiera que sea su origen, con fines de aprovechamiento o de defensa.

Por lo tanto, las obras hidráulicas se pueden clasificar de acuerdo a su finalidad en:

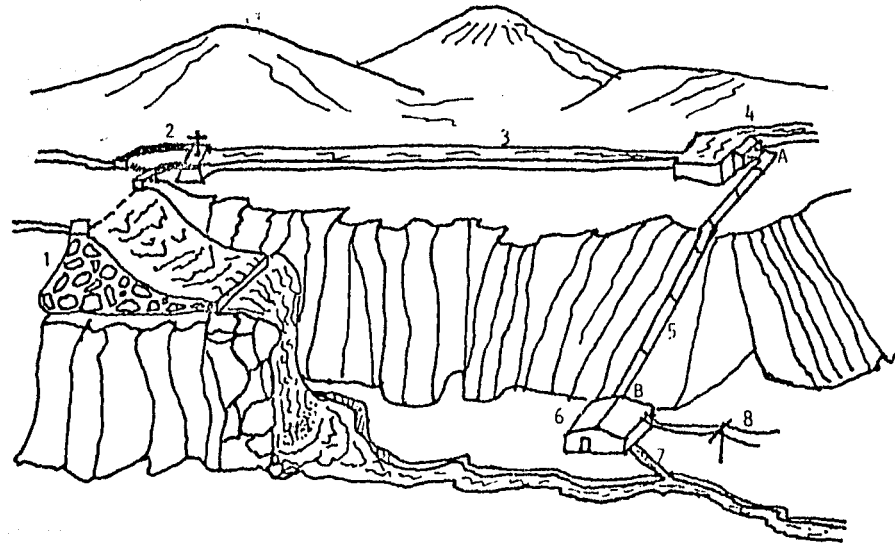
- A) Aprovechamiento
- B) Defensa

Las de aprovechamiento son:

- Abastecimiento de agua potable a poblaciones
- Riego de terrenos
- Producción de fuerza motriz
- Navegación fluvial
- Inundaciones de llanuras para dedicarlo al cultivo
- Recreación
- Usos Industriales

Las de Defensa sirven para:

- Control de inundaciones.
- Control de azolves



- |  |                           |
|--|---------------------------|
| 1.- Dique Vertedor                                       | 5.- Tuberfa de Presi3n    |
| 2.- Obra de Toma   | 6.- Casa de M3quinas      |
| 3.- Canal de Conducci3n                                  | 7.- Canal de Desfogue     |
| 4.- Tanque desarenador y Estructura de Puesta a Presi3n. | 8.- L3nea de Baja Tensi3n |

Fig. III.1.1. Arreglo general de una Pequeña Central Hidroel3ctrica

En la actualidad desde el punto de vista económico, es necesario adoptar como criterio eficaz y conveniente, en cada caso, la posibilidad de que las obras se orienten a satisfacer dos o más finalidades simultáneas estudiando el funcionamiento de los mismo y distribuyendo los costos debidos a cada finalidad. Por ejemplo; la utilización simultánea de canales para un distrito de riego y una Pequeña Central Hidroeléctrica [Ref. 12].

Los elementos que constituyen un aprovechamiento hidráulico superficial en general, son siete:

1.- Area de Captación

2.- Almacenamiento formado por una presa, que consta en general de los siguientes elementos:

- Vaso
- Cortina
- Obra de Desvío
- Obra de Toma
- Obra de Excedencias

3.- Derivación:

Por medio de una presa, se deriva el escurrimiento del río hacia el sistema de conducción.

4.- Sistema de Conducción:

Puede estar formado por conductos abiertos o cerrados a través del cual se lleva el agua desde el punto de derivación hasta la zona de aprovechamiento.

5.- Sistema de Distribución:

Se conforma de acuerdo a el fin específico del aprovechamiento; utilizando canales y tuberías a presión en plantas hidroeléctricas.

6.- Utilización directa del agua:

Procedimientos directos de riego, tomas domiciliarias en el caso de abastecimiento, navegación fluvial, recreación, etcétera.

7.- Disposición de Volúmenes Sobrantes:

Se efectúa por medio de un conjunto de estructuras construídas para este fin -Sistema de alcantarillado- en el caso de abastecimiento -agua; drenes en el caso de sistemas de riego; estructura Vertedora en el caso de plantas hidroeléctricas [Ref. 12].

A continuación en forma sucinta, se expone la importancia de cada una de las estructuras que constituyen una Pequeña Central Hidroeléctrica, que como ya se ha representado por medio de las siglas P.C.H.

En el caso de grandes plantas hidroeléctricas, siempre es necesario disponer de un almacenamiento o embalse; sin embargo, para las P.C.H. se puede llegar a prescindir del mismo, si el gasto mínimo disponible todo el tiempo y las características de tirantes, son suficientes para obtener la potencia requerida.

Sólo cuando en un cauce determinado, el nivel de la superficie libre del agua es tan bajo que representaría problemas para realizar la toma, entonces sí es necesario construir una estructura que nos permita mejorar las condiciones antes mencionadas; lo cual puede ser una cortina, un dique o un tablaestacado.

**Dique.** Es una estructura de tierra, mampostería o concreto de forma triangular que sirve para contener el agua y formar un almacenamiento.

El talud de aguas arriba puede variar de 2 : 1 a uno tan tendido como de 4 : 1 por estabilidad; generalmente es de  $2\frac{1}{2}$  : 1 ó 3 : 1. Se usan a veces taludes de aguas arriba tendidos para eliminar protecciones costosas en los taludes [Ref.13].

**Tablaestacado.** Esta formado por un conjunto de tablaestacas que es una tabla de madera o metálica que se clava en el suelo para formar junto con otras una pantalla de impermeabilización, un muro de contención, etcétera.

Las tablas estrechas (tablón) deben tener los bordes labrados para encajar perfectamente con otras que se clavan en el suelo.

No es recomendable inciarlas, un método de construcción consiste en armar el tablaestacado en una zanja abierta y luego rellenar y compactar material impermeable en la zanja, alrededor de la madera. Con este método, se evita que se separen las fibras de la madera o que se raje, lo que resulta cuando la madera se inca en arena o en grava.

Por lo tanto no se invierte mucho y en el caso de alguna Avenida no prevista, se puede volver a construir sin que represente un gran costo, ya que la madera casi siempre se puede obtener en el lugar.

**Obra de Toma.** Su importancia está en la extracción adecuada del agua, de acuerdo a una ley de demanda requerida.

Su diseño varía mucho de acuerdo con las condiciones geológicas y topográficas, el tipo y dimensiones de la cortina, así como las variaciones de gasto por extraer.

En las P.C.H., las extracciones de agua son para producir fuerza motriz. Los valores concretos de los gastos y sus variaciones se determinan por medio de los estudios hidrológicos correspondientes. El diseño de la obra de toma se hará con un gasto más o menos constante que corresponda al mínimo del escurrimiento cuando la presa se construye en un río virgen sin información hidrológica, ni regulación aguas arriba.

**Canal de Conducción.** Es importante señalar la función que desempeña esta estructura; que es la de conducir el fluido a partir de la Obra de Toma hasta el Tanque Desarenador. La sección transversal deberá ser capaz de conducir el gasto de la demanda máxima, con una velocidad que no provoque socavación, lo cual estará en función de la pendiente que se haya determinado de acuerdo a la topografía del lugar y del material que se emplee (mampostería, concreto o del terreno natural), observando que tenga un costo mínimo para la generación de energía y un beneficio máximo, o la producción de máxima energía a un costo razonable.

**Tanque Desarenador y Estructura de Puesta a Presión.** Se considera la utilización de estas dos estructuras en una sola con el fin de obtener menores costos en la construcción de las P.C.H. sacrificando un poco el funcionamiento de cada estructura por separado, ya no se manejarán costos mayores como en las grandes centrales.

La función del tanque desarenador y de la estructura de puesta a presión es importante porque en el primero se van a alojar las partículas sólidas suspendidas en el agua, y a la vez funciona como cámara de carga, para darle presión a la tubería; además sirve como unión entre el canal de conducción y la tubería, y evita el flujo de aire hacia esta última y por medio de unas rejillas, se impide el paso de material flotante que ocasionaría problemas a la tubería a presión y a la turbina.

**Tubería a Presión.** Esta debe tener un diámetro con un espesor que sea capaz de proporcionar un máximo de energía con un mínimo de pérdidas, esto se logra en base a un buen diseño, una velocidad permisible y con una determinada altura bruta aprovechable para la turbina.

El material empleado en la tubería determina parte de las pérdidas hidráulicas.

**Canal de Desfogue.** Es el canal que se encarga de desalojar el agua turbinada hacia el río. Se diseña de acuerdo a la figura IV.6.1

### III.2.1 HIDROLOGIA

Es la ciencia que trata acerca del agua, su ocurrencia, circulación y distribución sobre y debajo de la superficie terrestre, para poder utilizarla para diversos fines.

De la gran cantidad de datos hidrológicos de que se puede disponer, el flujo en los ríos es el más importante; el escurrimiento mínimo cuando se trata de derivaciones para aprovechamientos como es el caso del presente trabajo.

La medición del gasto de un río, se puede hacer en diversas formas. El método más común es por medio de un molinete sujeto a un cable que se introduce en el agua para medir la velocidad de la misma.

-Esta medición se repite dos o tres veces en una sección transversal al flujo y en diez o veinte áreas verticales de cada sección transversal del río. Multiplicando la velocidad media en una vertical por un ancho y profundidad representativas (área transversal al flujo) y sumando el resultado de todos los productos, se obtiene el gasto total en la sección observada [Ref. 17]

$$Q = \sum_{i=1}^n V_i A_i$$

También se puede conocer el gasto, midiéndolo cuando pasa a través de un vertedor, empleando la fórmula:

$$Q = C L H^{3/2}$$

Donde:

Q = gasto

C = coeficiente de descarga

L = longitud efectiva del vertedor

H = carga sobre la cresta

Otra forma de obtener el gasto es por medio de la fórmula de Manning-Strikler, para lo cual se debe conocer la sección transversal del río, la pendiente longitudinal del mismo en un tramo de cuando menos diez veces el ancho y estimar un coeficiente de fricción en el tramo; se emplea la fórmula:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2}$$

Donde

Q = gasto en m<sup>3</sup>/seg

A = área de la sección transversal en m<sup>2</sup>

R<sub>h</sub> = radio hidráulico (área/perímetro mojado)

S = pendiente longitudinal

n = coeficiente de fricción de Manning

Este método se aplica principalmente cuando no existe ninguna estructura de medición o después de que se presentó una avenida. [Ref.15]

**Hidrogramas.** Es una gráfica en la que se representa el gasto que pasa por una sección particular de un río, como función del tiempo, - los tiempos en el eje de las abscisas y los gastos en el eje de las ordenadas. [Ref.15].

Los gastos en las ordenadas serán gastos instantáneos, diarios, mensuales o anuales.

En la Figura III.2.1. se muestran dos hidrogramas típicos; el primero corresponde a intervalos de tiempo relativamente grandes y el segundo a los valores instantáneos de gasto de una avenida aislada.

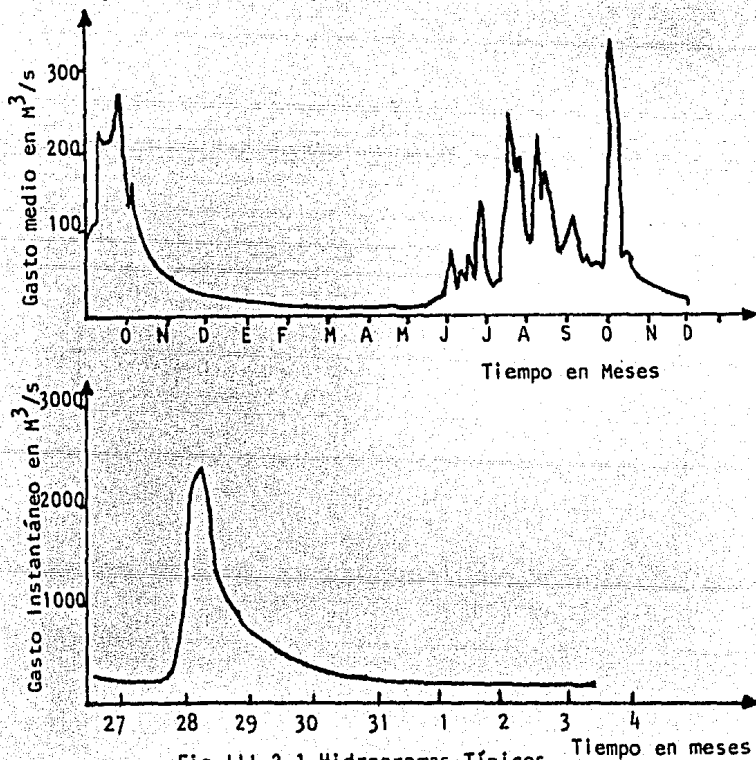


Fig.III.2.1 Hidrogramas Típicos

Se debe notar que las áreas bajo las curvas representan volúmenes -- diarios, mensuales o anuales respectivamente, los que se pueden valorar -- con un planímetro. Por consiguiente, es fácil y rápido determinar la cantidad de agua que escurre a través de una sección de un río, entre dos fechas determinadas.

**Curva Masa.** Es un método gráfico que permite visualizar, en un período largo, la tendencia en el flujo de un río.

Es también en una forma conveniente para determinar el almacenamiento - que se requiere para obtener un gasto de extracción confiable. [Ref.15]. (Ver figura III.2.2.).

**Curvas de Duraciones - Gastos.** Para una apreciación del régimen de una corriente simplemente se puede hacer una lista - de valores de escurrimiento y obtener los valores mínimos, medios o máximos. Sin embargo, para estudios de cierto grado de detalle se puede saber que tan frecuentemente ocurren flujos mínimos y flujos máximos durante el período de observación. Para ello se puede construir una curva de duración de gastos en la que se grafique la magnitud de gastos contra -- porcentajes de tiempo que dichos gastos se exceden. Se pueden construir curvas de duración para cualquier período, sean flujos diarios, medios - mensuales o medios anuales.

Una curva de frecuencia de gastos máximos anuales es una gráfica -- que muestra la relación entre la magnitud del gasto máximo y su probabilidad de ocurrencia. [Ref.15]

Las curvas de frecuencia se usan para seleccionar las condiciones - del gasto de diseño en estructuras hidráulicas y para análisis económicos en obras de control de avenidas.

Existen varios métodos para estimar gastos de avenidas máximas en - cuencas menores de 15 Km<sup>2</sup>; los cuales se explican con detalle en la referencia 18 y son los siguientes.

- Método de McMath
- Método de Chow
- Método de Cook
- Método de Beasley
- Método de Reich y Hiemstra

Gasto que se requiere en una planta hidroeléctrica. De acuerdo a la siguiente expresión para el cálculo de la potencia, se tiene que:

$$P_e = 9.81 Q H \eta$$



Donde:

- $P_e$  = potencia efectiva en KW  
 $Q$  = gasto de operación en  $m^3/seg$   
 $H$  = carga neta de trabajo en metros  
 $\eta$  = eficiencia de la turbina en %

Con la expresión anterior se obtiene la relación entre una potencia dada y el producto  $QH$ . Se pueden presentar dos casos:

- a) Una planta hidroeléctrica de gran caída, en donde prácticamente la carga es constante, entonces:

$$P = K Q$$

La potencia es directamente proporcional al gasto  $Q$ .

- b) Una planta hidroeléctrica de pequeña caída por ejemplo a pie de cuesta (o una PCH).

$$P = C Q H$$

La potencia es directamente proporcional al producto  $QH$ . [Ref.12]

Entonces a partir del gasto que se obtenga del río en estudio, se graficará un hidrograma para época de estiaje y otra para época de avenidas, cada uno será representativo del caso más desfavorable y de esta forma obtener el gasto mínimo constante, el cual será de operación; así como la variación de los caudales (gastos), y la avenida máxima para diseñar cada una de las estructuras que integran una Pequeña Central Hidroeléctrica.

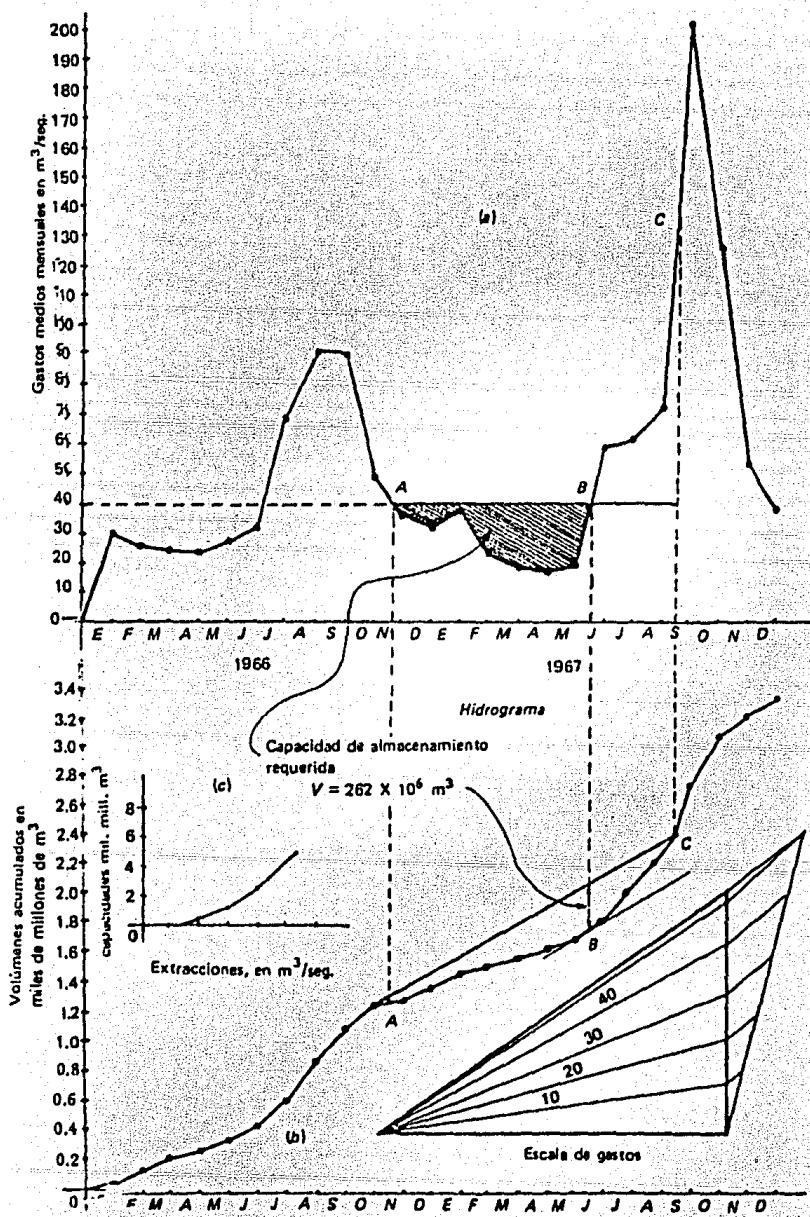


Fig. III.2.2 Curva masa del flujo de un río

### 1 1 1.3 OBRA CIVIL

Los materiales que se deben utilizar para la construcción de las estructuras que integran una Pequeña Central Hidroeléctrica, serán aquellos que se localicen en bancos cercanos al lugar donde se localizará la P.C.H. además de ser abundantes y contar con buena calidad de los mismos. La mano de obra se tratará que sea de la localidad. Las condiciones geológicas deben ser las mejores posibles en lo que se refiere a permeabilidad y estabilidad del lugar donde se construirán las estructuras.

Los estudios de mecánica de suelos se justifican para las obras mayores como: presas para crear embalses y sus obras civiles accesorias, - casas de máquinas, etcétera, y cuando exista incertidumbre y riesgos de importancia. Por el contrario en el caso de las PCH, en donde deban realizarse sólo excavaciones y evaluación visual del terreno.

El levantamiento topográfico y la nivelación deben restringirse a las áreas de mayor interés, y en el caso de las centrales más pequeñas - pueden omitirse completamente, salvo en áreas puntuales (Obra de toma, - Estructura de Puesta a Presión, etcétera.) y usar métodos artesanales de trazado de perfiles.

Se propone que la población rural asuma la iniciativa de proveer la mano de obra necesaria y algunos materiales tales como los agregados del concreto ( grava y arena ), mampostería, piedra, madera y el acarreo de materiales y equipo.

Además se debe considerar prioritariamente el empleo de tuberías - de materiales no convencionales (PVC, polietileno, asbesto-cemento, etcétera) a fin de reducir las inversiones.

En algunos casos, como en el empleo de tubos de polietileno, el levantamiento detallado del perfil de caída y el acarreo de materiales, -- así como la evaluación visual de terreno no es significativo. [Ref.11].

También se debe considerar dentro del campo civil la investigación-tecnológica para los elementos o estructuras más económicas y eficientes como lo son:

- Diseños típicos de toma y sistemas de captación.
- Diseño y cálculo de canales, estudio de utilización múltiple para fines de riego.
- Diseño de desarenadores en toma y/o en la cámara de carga.
- Diseño y cálculo de anclajes y soportes de tubería.

- Diseño de compuertas, válvulas y rejillas.
- Metodología de instalación de tubería y equipos.
- Diseños típicos de casas de fuerza o de máquinas.
- Diseños Típicos de cámaras de carga.

Además existe la posibilidad de utilizar y adaptar obras existentes, tales como tomas artesanales y canales, diseñando y especificando las mejoras a introducirse.

#### 1.1.4 OBRA ELECTROMECHANICA

La tecnología desarrollada debe orientarse a la simplificación de la instalación, puesta en marcha y operación de los equipos, en forma tal -- que se adapte a la participación de la comunidad rural en el proyecto.

El equipo a utilizar debe ser adecuado a funcionar en condiciones -- desfavorables, tanto en lo que respecta a mantenimiento como a operación.

La eficiencia de los equipos electromecánicos deberá ser de la más - alta tecnología posible a fin de asegurar una adecuada economía del recurso hidráulico, tamaños y costos razonables del equipo y funcionamiento -- confiable. Lo antedicho, siempre y cuando la mayor eficiencia dependa de un buen diseño y permita maximizar el uso de materiales locales.

En cuanto a los tipos de saltos a considerar en el desarrollo de las tecnologías específicas y de los equipos y materiales, deberán elegirse - en función de las características de los recursos aprovechables y de la - cantidad de energía a generar. Así, por ejemplo en una localidad montañosa con limitados caudales de agua, debería preferirse la utilización de - turbinas de baja velocidad específica, mientras que en lugares con llanuras y abundantes recursos hidráulicos con pequeñas caídas debería optarse por el empleo de turbinas de alta velocidad específica.

Dentro de la obra electromecánica, se consideran los siguientes componentes:

- Turbinas hidráulicas
- Sistemas de transmisión, turbina/generador (para bajas potencias).
- Reguladores de velocidad para turbinas, (óleo-mecánicos, eléctrico-electrónicos).

- Alternadores síncronos, sistema de excitación, reguladores de voltaje.
- Dispositivos de seguridad contra enbalamiento.
- Tableros de mando e instrumentación de tipo modular y estandarizado.
- Pararayos.
- Líneas de baja tensión; postes de madera de obtención local y otros tipos.

# C A P I T U L O   I V

OBRA HIDRAULICA

#### IV.1 CORTINA O DIQUE VERTEADOR

Se denomina cortina a la estructura que actúa como barrera interrumpiendo la circulación del agua en el curso de una corriente para hacer posible su derivación y aprovechamiento.

Esta definición se refiere a cortinas para presas derivadoras que es el caso más usual en las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

##### Criterios de Diseño:

- 1.- La elevación de la cortina está en función de los requerimientos hidráulicos de la estructura de puesta a presión, el canal y la obra de toma, tales como: pendiente hidráulica y pérdidas locales de energía.
- 2.- La cortina deberá contar en toda su longitud o en parte de su corona, con una sección vertedora que se diseña en base a la avenida máxima prevista.
- 3.- Es de mucha importancia definir correctamente las características geométricas para garantizar que la energía cinética y la forma del movimiento del agua desalojada por el vertedor sean tales que no produzcan socavaciones en el lecho del río.
- 4.- La geometría de la sección transversal de la cortina se definirán en base a dos condiciones: Estabilidad y Eficiencia hidráulica del vertedor.

##### Parámetros Geométricos para Cortinas de Sección Vertedora, hasta de 8 mts. de altura.

Su diseño se puede dividir en tres partes básicamente:

Cuerpo de la cortina

Perfil vertedor

Estructura Terminal

Los fundamentos para dimensionarlos, son los mismos que en las grandes presas, aunque en las pequeñas se debe simplificar en lo posible tanto el diseño como el proceso constructivo, (ya que es difícil disponer de mano de obra calificada en las comunidades rurales), y dentro de las condiciones de seguridad y funcionamiento requerido por el proyecto. Por tal motivo, obtendremos algunos resultados generales de aplicación sencilla, a partir de los criterios de diseño se desarrollarán algunas expresiones algebraicas.

**Cuerpo de la Cortina:**

Las fuerzas que actúan sobre las presas grandes de concreto del tipo de gravedad son las sigs. [Ref.14].

- a) Presión Hidráulica Externa
- b) Presión Interna o subpresión
- c) Presión del azolve
- d) Presión Producida por el hielo
- e) Terremotos: Oscilatorios, Trepidatorios.
- f) Paso de la Estructura
- g) Reacción de la cimentación

Por lo tanto, para las cortinas de poca altura como es el caso de una Pequeña Central Hidroeléctrica únicamente se considerarán como fuerzas actuantes las sigs.

- Presión Hidráulica
- Presión de azolve
- Peso propio de la cortina
- Subpresión

Los requisitos de estabilidad que se toman en cuenta en el diseño de las cortinas (considerándolo como muro de contención), son:

- El vuelco -volteo-
- El deslizamiento.



ESQUEMA DE LA CORTINA -NOMENCLATURA-

B.L. = bordo libre

H = altura de la cortina desde el nivel del terreno.

h = tirante sobre el vertedor.

p = profundidad del dentellón.

B = base del cuerpo de la cortina

$Y_1$   $Y_2$  = tirantes conjugados del salto hidráulico menor y mayor respectivamente

Z = espesor de la estructura terminal.

L = Longitud.

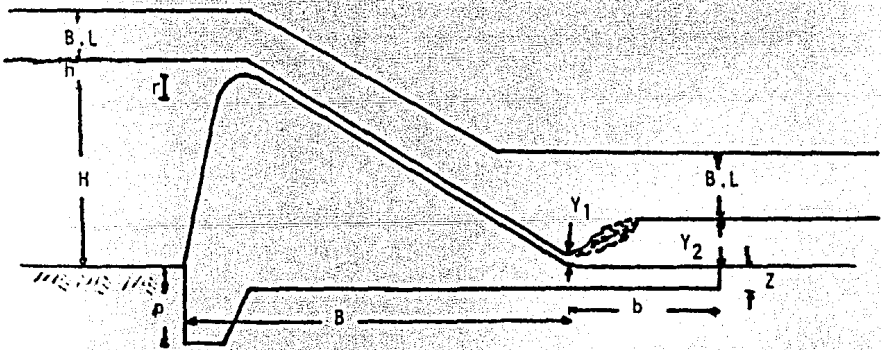


Fig. IV.1.1

#### IV.1.1. Peso Propio de la cortina

Para poder evaluar de una forma más sencilla y segura ésta y otras fuerzas, supondremos que la forma de la cortina es la de un prisma triangular, ver fig. IV.1.2. En este cuerpo geométrico equivalente se analizará una cortina de máxima sección con un ancho unitario. Podemos notar -- que con esta simplificación se ha considerado como la altura de la cortina el valor de  $H + h$ ; ésto no es arbitrario ya que se ha supuesto que la corona de la cortina se ajuste a una circunferencia de radio  $h$ , y el talud de aguas, abajo tendrá un ángulo de aproximadamente  $45^\circ$  y por lo tanto, los taludes reales de la cortina serán prácticamente las representadas en la fig. IV.1.2.

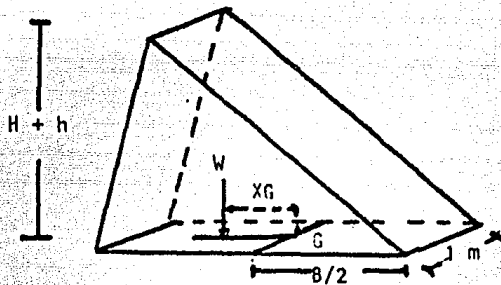


Fig. IV.1.2

Debido a la forma geométrica que se ha considerado:

$$W = \frac{1}{2} B \gamma_m (H + h) \text{ -----(IV.1.1).}$$

→ Donde:  $\gamma_m$  = peso volumétrico de la mampostería.

La distancia de esta fuerza al centro de gravedad de la cortina  $G$ , vale  $X = \frac{1}{6} B - \frac{1}{3} (H + h)$ ; por lo tanto el momento de esta fuerza con respecto a  $B$  es:

$$M_w = \frac{1}{2} B \gamma_m (H + h) \left( \frac{1}{6} B - \frac{1}{3} (H + h) \right) \text{ -----(IV.1.2).}$$

#### IV.1.2 Presión Hidráulica

En la fig. IV.1.3. se muestra un diagrama de cuerpo libre de las presiones hidrostáticas que actúan en la cortina, que para poder identificarlas se han separado en una componente horizontal y una vertical.

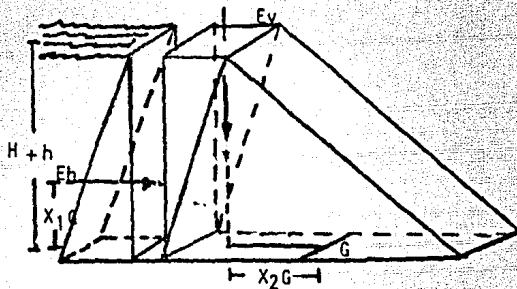


Fig. IV.1.3.

### Componente Horizontal.

Todas las fuerzas horizontales que actúan sobre el muro, será el empuje horizontal a considerar.

$$E_h = \frac{1}{2} \gamma (H + h)^2 \text{ ----- (IV.1.3).}$$

Donde  $\gamma$  es el peso volumétrico del agua. Su brazo de palanca hasta el punto G es:

$$x_{1G} = \frac{1}{3} (H + h)$$

Por lo tanto el momento provocado por la fuerza con respecto del punto G es:

$$M_h = \frac{1}{6} \gamma (H + h)^3 \text{ ----- (IV.1.4).}$$

### Componente Vertical

Las fuerzas consideradas para esta componente, se considerarán para un talud de aguas arriba de  $t = \frac{1}{3}$ , por lo tanto, el empuje será:

$$E_v = \frac{1}{6} \gamma (H + h)^2 \text{ -----(IV.1.5).}$$

y con un brazo de palanca de  $X_{2G} = \frac{1}{2} B - \frac{1}{3} (H + h)$  se obtendrá el momento vertical actuante con respecto a G

$$M_v = \left[ \frac{1}{2} B - \frac{1}{3} (H + h) \right] \frac{1}{6} \gamma (H + h)^2 \text{ -----(IV.1.6).}$$

### IV.1.3 Subpresión

En la fig. IV.1.4. se representa el diagrama de subpresiones. En el cual intervendrá un coeficiente del suelo para su cálculo, este coeficiente lo determinará la permeabilidad del suelo de cimentación.

Como sabemos, en la naturaleza no existen suelos completamente permeables ni impermeables, por eso son recomendados los valores siguientes. -- por organizaciones que tienen bastantes experiencia en el manejo del coeficiente.

U.S. Burcau of Reclamation	recomienda	Cs = 1.0	
U.S. Army Corp of Engineers	propone	Cs = 0.7	[Ref.13]

S.A.R.H., propone el siguiente criterio:

Cs = 1.0 para suelos más permeables	[Ref.19]
Cs = 0.5 para suelos impermeables.	

Ya que no contamos con más datos y puesto que nuestra intención es la de obtener una fórmula más general, utilizaremos el criterio del U.S. Army Corps of Enginners, donde Cs = 0.7 y tener mucho cuidado de no desplazar la cortina en terreno demasiado permeable, en caso contrario se utilizará un coeficiente de 0.5

$$S = 0.35 \cdot B (H + h) \text{ -----(IV.1.7).}$$

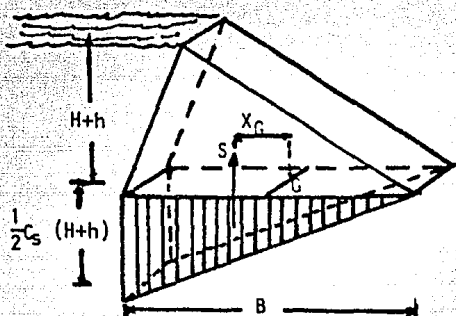


Fig. IV.1.4

La distancia de S al centro de gravedad es  $X_G = \frac{1}{6} B$

Por lo tanto el momento debido a la Subpresión es:

$$M_s = \frac{1}{6} 0.35 \gamma' B^2 (H + h) \text{ ----- (IV.1.8) .}$$

#### IV.1.4 Presión de Azolves

Cuando se requiere una cortina de poca altura, el empuje de azolves se debe tomar en cuenta ya que en época de avenidas, el acumulamiento de éstas puede alcanzar la altura de la cresta vertedora. A diferencia de las grandes, en las que tienen mayor importancia los efectos producidos por los sismos.

La distribución de estas presiones se supone triangular y, de manera análoga a los empujes hidrostáticos, se divide en dos componentes; una horizontal y otra vertical. Únicamente se considerará la componente horizontal ya que la componente vertical no se toma en cuenta debido a que el caso más desfavorable ocurre al no considerarla, según Hernández H. [Ref.19 p.98] tiene un valor de:

$$Az = \frac{\gamma_s' h^2}{2} \left( \frac{1 - \sin \theta_a}{1 + \sin \theta_a} \right) \text{-----(IV.1.9).}$$

Donde:

Az = es la componente horizontal del empuje de sedimentos o azolves.

$\gamma_s'$  = es el peso volumétrico sumergido de los azolves

h = es la altura que alcanzan los azolves en la cortina

$\theta$  = es el ángulo de fricción interna de los azolves

Según L'Herminier [Ref.20 p.26] los valores aproximados de  $\theta_a$  son:

MATERIAL	Granos redondeados uniformes.	Granos angulosos con granulométrico cont.
arenas sueltas	28°	34°
arenas compactas	38°	46°

Ya que estamos hablando de un río, los arrastres serán redondeados y se depositarán en capas de diámetros o tamaños uniformes, por lo que se supone que el  $\theta_a = 28^\circ$ .

Como ya se mencionó anteriormente que los azolves pueden alcanzar -- una altura igual a H; pero con el fin de simplificar la fórmula final se supone la hipótesis de que la altura alcanzada por los azolves será ---- h = H + h considerando que h es pequeña en comparación con H, y teniendo en cuenta que la hipótesis está del lado de la seguridad.

Ya que la variación de estas presiones es lineal -diagrama triangular de presiones-, la distancia entre el punto G y la componente horizontal del empuje de sedimentos es  $\frac{1}{3} (H + h)$ .

En base a lo anterior, la fórmula (IV.1.9), queda:

$$Az = \frac{1}{2} \gamma_s' (H + h)^2 \left( \frac{1 - \sin 28^\circ}{1 + \sin 28^\circ} \right)$$

$$Az = 0.181 \gamma_s' (H + h)^2 \text{-----(IV.1.10)}$$

El momento de la fuerza es:

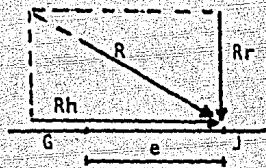
$$M_A = 0.06 \gamma_s' (H + h)^3 \text{-----(IV.1.11)}$$

#### IV.1.5 Cálculo de la excentricidad

Se suman todas las fuerzas que actúan sobre el cuerpo de la cortina y obtenemos una sola fuerza, de la cual sabemos que sus efectos mecánicos son iguales que los del conjunto; a dicha fuerza se le denomina resultante. Como se puede apreciar en la figura IV.1.5, la directriz de la resultante se corta con el plano de la base en el punto J; a la distancia entre dicho punto y el centro de la base G, se le llama excentricidad, o sea,  $e = GJ$ .

La resultante la podemos descomponer en dos fuerzas; una horizontal y otra vertical, que se crucen en el punto J.

Tenemos entonces que:



$R_v = F_v$ : suma de todas las fuerzas verticales

$R_h = F_h$ : suma de todas las fuerzas horizontales

El momento total de la resultante respecto al punto G será:

$$M_R = \Sigma M = e \Sigma F_v + 0.0 \Sigma F_h = e \Sigma F_v$$

Donde  $\Sigma M$  representa la Suma de todos los momentos producidos por las fuerzas respecto al punto G, se tiene entonces

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma F_v} \text{-----(IV.1.12).}$$

#### IV.1.6 Determinación de la longitud de la base (B)

La regla del tercio central según Hernández [Ref.19] establece:

$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{-----(IV.1.13).}$$

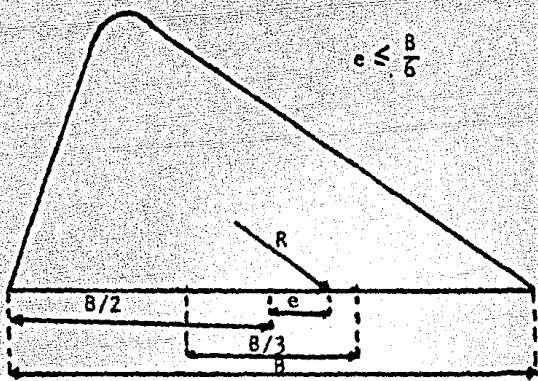
Ver la fig.IV.1.5., si sustituimos la ec.(IV.1.12) en la ec.(IV.1.13).

$\left| \frac{eM}{EF_v} \right| \leq \frac{B}{6}$ , es decir se deben cumplir dos condiciones:

1a.  $\frac{\Sigma M}{\Sigma F_v} \leq \frac{B}{6} \text{-----(IV.1.14).}$

2a.  $\frac{M}{F_v} \geq \frac{B}{6}$  ..... (IV.1.15).

REGLA DEL TERCIO CENTRAL



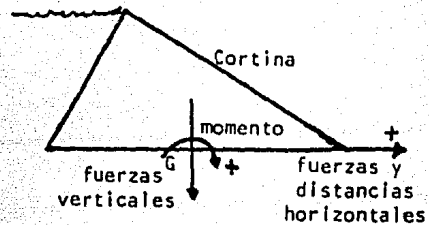
Según Hdez. [Ref. 19]

Fig. IV.1.5



La forma en que determinaremos cual de las dos condiciones anteriores, debemos utilizar será aquella en la que se analice a presa llena, ya que es la condición más desfavorable y teniendo en cuenta la figura IV.1.6. En dicho sistema, las fuerzas consideradas, la suma de momentos y la suma de fuerzas verticales serán positivas, por lo tanto a presa llena se deberá utilizar la condición  $\frac{M}{F_v} \leq \frac{B}{6}$

Fig. IV.1.6



Para poder utilizar esta expresión es conveniente utilizar el límite superior de la misma, es decir  $\frac{M}{F_v} = \frac{B}{6}$  y se tiene que, de acuerdo a las ecuaciones (IV.1.1) a (IV.1.11) ..... se considera  $a = H + h$

$$M = \frac{1}{6} a \left[ -B \delta_m \left( \frac{1}{2} B - \frac{1}{3} a \right) + \delta_m^2 a^2 - \delta_m a \left( \frac{1}{2} B - \frac{1}{3} a \right) + 0.35 \delta_s B^2 + 0.361 \delta_s' a^2 \right]$$

Y

$$\Sigma F_v = a \left[ \frac{1}{2} B \delta_m + \frac{1}{6} \delta_m a - 0.35 \delta_s B \right]$$

Sustituyendo en la condición límite tenemos

$$\frac{B}{6} = \frac{\frac{1}{6} a \left[ -B \delta_m \left( \frac{1}{2} B - \frac{1}{3} a \right) + \delta_m^2 a^2 - \delta_m a \left( \frac{1}{2} B - \frac{1}{3} a \right) + 0.35 \delta_s B^2 + 0.361 \delta_s' a^2 \right]}{a \left( \frac{1}{2} B \delta_m + \frac{1}{6} \delta_m a - 0.35 \delta_s B \right)}$$

Desarrollando esta expresión tenemos

$$B^2 + \frac{1}{3} a \frac{2 \delta_m - \delta_m}{\delta_m - 0.7 \delta_s} B - a^2 \frac{\frac{4}{3} \delta_m + 0.361 \delta_s'}{\delta_m - 0.7 \delta_s} = 0$$

Resolviendo esta ecuación obtenemos B

$$B = \frac{a}{6(\delta_m - 0.70\delta_s)} \left[ \sqrt{(2\delta_m - \delta_m)^2 + 36 \left( \frac{4}{3} \delta_m + 0.361 \delta_s' \right) (\delta_m - 0.70\delta_s)} - (2 - m) \right]$$

Dividiendo entre a

$$\varepsilon = \frac{B}{a} = \frac{1}{6(\gamma_m - 0.70\gamma)} \left[ \sqrt{(2\gamma - \gamma_m)^2 + 36\left(\frac{3}{4}\gamma + 0.361\gamma's\right)(\gamma_m - 0.70\gamma)} - (2\gamma - \gamma_m) \right] \quad (\text{IV.1.16}).$$

Con  $\gamma = 1,000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$  y considerando  $\gamma's = 800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$  se obtiene la tabla - IV.1.1

TABLA IV.1.1

$\gamma_m$	$\varepsilon = B/a$
1500	1.0400
1600	1.0028
1700	0.97
1800	0.9419
1900	0.9166
2000	0.8939
2100	0.8733
2300	0.8376
2500	0.8073

#### IV.1.7 Revisión de los esfuerzos de compresión

Los esfuerzos producidos en la sección propuesta, no deben exceder - los esfuerzos de la mampostería, ésto es:

$$f \leq \sigma_c \text{ -----IV.1.17).}$$

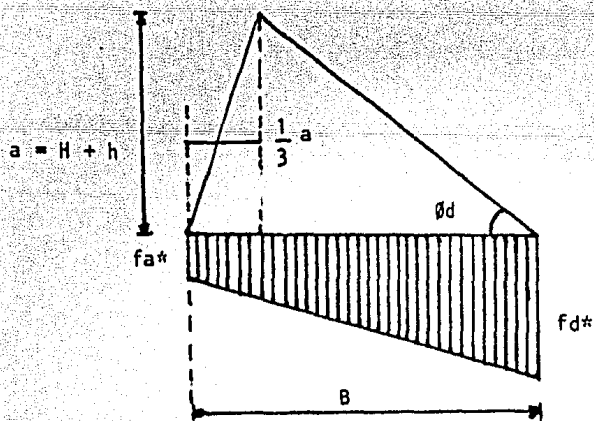
Donde  $\sigma_c$  es el esfuerzo admisible de la mampostería a la compresión.

$f$  es el esfuerzo real que se produce en la sección por efecto de las fuerzas actuantes.

La fig. IV.1.7 nos muestra la distribución de los esfuerzos verticales en la base de la cortina; los esfuerzos máximo y mínimo,  $f_{d^*}$  y  $f_{a^*}$  respectivamente, se pueden valuar de la siguiente manera:

$$f_{a^*} = \frac{F_v}{A} \left( 1 - 6 \frac{e}{B} \right)$$

$$f_{d^*} = \frac{F_v}{A} \left( 1 + 6 \frac{e}{B} \right)$$



Distribución de fuerzas verticales en la base de la cortina

Fig. IV.1.7

Conociendo el ancho B con la fórmula (IV.1.16) o con la tabla (IV.1.1) se asegura que no existirán tensiones en la base, ya que el mayor esfuerzo vertical será  $fd^*$ . Para diseñar con la fórmula de  $fd^*$  se tiene una excentricidad  $e = \frac{B}{6}$  con lo cual el mayor esfuerzo vertical vale:

$$fd^* = \frac{\sum Fv}{A} \left( 1 + \frac{6}{B} \cdot \frac{B}{6} \right) = 2 \frac{\sum Fv}{A} \text{-----(IV.1.18).}$$

Donde A es el área de la base que se considera de espesor unitario.

El esfuerzo máximo se obtendrá por medio de los planos principales en el punto D, que son aquellos en los que no existen esfuerzos tangenciales y para éstos se producen los esfuerzos máximos y mínimos normales. El plano del paramento de la cortina será uno de los principales, el otro será perpendicular a éste. Entonces el máximo esfuerzo que se produce en el cuerpo de la cortina es:

$$f_{\text{máx}} = fd^* (1 + \text{tg}^2 \theta_d) \text{-----(IV.1.19).}$$

Si el talud del paramento aguas arriba de la cortina es 1:3, entonces

por a se obtiene:  $\text{Tg } \theta_d = \frac{1}{B - \frac{1}{3}a}$  y dividiendo numerador y denominador

$$\text{Tg } \theta_d = \frac{1}{\left( \epsilon - \frac{1}{3} \right)} \text{ siendo } \epsilon = \frac{B}{a}, \text{ y sustituyendo en}$$

la ecuación (IV.1.19) junto con la ecuación (IV.1.18)

$$f_{\text{máx}} = 2 \frac{\sum Fv}{A} \left( 1 + \frac{1}{\left( \epsilon - \frac{1}{3} \right)^2} \right) \text{-----(IV.1.20).}$$

y para la condición límite de la ecuación (IV.1.17)

$$\sigma_c = 2 \frac{\sum Fv}{A} \left( 1 + \frac{1}{\left( \epsilon - \frac{1}{3} \right)^2} \right) \text{-----(IV.1.21).}$$

Sustituyendo el valor de  $\sum Fv$  y  $A=B=1.0$

$$\sigma_c = \frac{2}{B} a \left( \frac{1}{2} B \gamma_m + \frac{1}{6} \gamma_a - 0.35 \gamma B \right) \left( 1 + \frac{1}{\left( \epsilon - \frac{1}{3} \right)^2} \right) \text{--(IV.1.22)}$$

$$\sigma_c = a \left( \delta_m + \frac{1}{3E} \delta^4 - 0.70 \delta^4 \right) \left( 1 + \frac{1}{\left( \epsilon - \frac{1}{3} \right)^2} \right)$$

Despejando a

$$a = \frac{\sigma_c}{\left[ \delta_m + \left( \frac{1}{3E} - 0.70 \right) \delta^4 \right] \left[ 1 + \frac{1}{\left( \epsilon - \frac{1}{3} \right)^2} \right]} \quad \text{---(IV.1.22)}$$

El criterio a seguir es la obtención de  $a = H + h$  máximo que permiten los esfuerzos de diseño al cumplir simultáneamente con la condición de que la resultante de fuerzas pase por el límite tercio central de la base. Por lo cual se supone que el peso volumétrico de la mampostería está comprendido entre  $1500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \leq \delta_m \leq 3000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$ . Según el reglamento de construcciones -- del Distrito Federal, [Ref.22, p. 44] el esfuerzo de compresión admisible de la mampostería depende de la resistencia del mortero empleado.

Resistencia del mortero (Kg./cm. <sup>2</sup> )	Esfuerzo admisible por compresión	
	$\sigma_c$ en Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_c$ en Kg/m <sup>2</sup>
mayor que 50 Kg/cm <sup>2</sup>	14	140 000
menor que 50 Kg/cm <sup>2</sup>	11	110 000

Tabla IV.1.2

En base a la fórmula (IV.1.22) y los datos anteriores se construirá la siguiente tabla para obtener los valores máximos de  $a = H + h$ , Tabla IV.1.3., desde el punto de vista de la compresión, de tal forma que se pueda utilizar la tabla IV.1.1. en el diseño de la cortina.

$\gamma_m$	Para $c = 50$	a para $c = 50$
1500	0.4822	0.3788
1600	0.4541	0.3568
1700	0.4291	0.3371
1800	0.4067	0.3195
1900	0.3865	0.3037
2000	0.3683	0.2893
2100	0.3516	0.2763
2200	0.3365	0.2643
2300	0.3225	0.2534
2400	0.3097	0.2433
2500	0.2979	0.2340
2600	0.2869	0.2254
2700	0.2767	0.2174
2800	0.2672	0.2100
2900	0.2584	0.2030
3000	0.2501	0.1965

Tabla IV.1.3

#### IV.1.8 Revisión por deslizamiento

El deslizamiento ocurre cuando la cortina en conjunto no puede ofrecer la resistencia suficiente a la suma de las fuerzas horizontales. Por lo tanto es importante revisar este concepto en la base de la cortina

La resistencia que se opone al deslizamiento está dado por las fuerzas  $\psi_1$  y  $\psi_2$  mostrados en la fig.IV.1.8., Donde:

$\varphi_1$  = es la máxima fuerza que se puede desarrollar en la sección por concepto de fricción y su valor es  $\varphi_1 = f \Sigma F_v$  donde  $f$  es un coeficiente - que depende de los materiales de la cortina. Para materiales comunes  $f = 0.70$

$\varphi_2$  = es la máxima fuerza que se puede desarrollar en la sección antes de - que el cuerpo de la cortina alcance los máximos esfuerzos permisibles por cortante, y vale:

$$\varphi_2 = \tau_c A \text{ donde } \tau_c \text{ es el máximo esfuerzo cortante permisible.}$$

Así que para la condición de equilibrio se debe cumplir que:

$$\Sigma F_h \leq \varphi_1 + \varphi_2 \quad \circ$$

$$F_s \Sigma F_h = \varphi_1 + \varphi_2 \quad \text{donde } F_s = \text{factor de seguridad, que para la condición de equilibrio inestable, } F_s = 1.0$$

Por lo tanto:

$$\frac{f \Sigma F_v + \tau_c A}{\Sigma F_h} \geq F_s \text{-----(IV.1.23).}$$

Y según la referencia 19 pp.111 a 112 los valores recomendables para los parámetros que intervienen son:

$$f = 0.70, \quad 4 \leq F_s \leq 5 \quad 0.10 \tau_c \leq \tau_c \leq 0.25 \tau_c$$

Para mayor seguridad se adopta un  $F.S. = 5$  y un  $\tau_c = 0.18 \tau_c$  y sustituyendo los valores de  $\Sigma F_v$ ,  $\Sigma F_h$  (Para -----)  $\Sigma F_h = E_h + A_z$  usar las fórmulas (IV.1.3) (IV.1.10) se obtiene:

$$a \leq \frac{0.36 \tau_c}{5(\delta^4 + 0.361 \delta^5) - 0.70 \left[ \frac{1}{3} \delta^4 + (\delta_m - 0.70 \delta^4) \epsilon \right]} \text{-----(IV.1.24).}$$

Si sustituimos los valores de  $\tau_c$  mostrados de la tabla IV.1.2, y consideramos que el peso volumétrico sumergido de los azolves es  $\delta^s = 800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$ , entonces graficaremos la ecuación (IV.1.24), para determinar el valor de  $a = H + h$ , desde el punto de vista del deslizamiento, ver Tabla IV.1.2 y tabla IV.1.1 del presente trabajo, se pueden utilizar en el diseño de la cortina.

$h$ m	para $c = 50 \text{ Kg/cm}^2$	Para $c = 50$
1500	8.425	6.610
1600	8.465	6.650
1800	8.5426	6.716
2000	8.6312	6.781
2200	8.7165	6.848
2500	8.8477	6.9517
2800	8.9829	7.058
3000	9.07	7.13

Tabla IV.1.4

## IV.1.9 Perfil de la cresta vertedora

El criterio que se utiliza para el diseño de este perfil, es aquel en el cual la geometría del mismo corresponda a lámina inferior de un chorro de agua descargando libremente por un vertedor de pared delgada. Se han desarrollado diversos métodos para determinar de manera precisa dicha geometría CFE USBR, pero debido a las limitaciones constructivas que existen en el medio rural, no es conveniente hacer uso de esos métodos para este proyecto y se propone el siguiente criterio.

Se ajustará la cresta vertedora a un perfil circular de radio  $r = h$ , (ver Fig. IV.1.1), y se obtiene:

$$h = \left( \frac{Q \text{ max}}{C_d L} \right)^{2/3}$$

Donde:

Q max = caudal máximo esperado  
 C<sub>d</sub> = coeficiente de descarga  
 L = longitud del vertedor (longitud transversal a la corriente).



El valor del coeficiente de descarga según Rehbock (Sotelo Ref.23 p. 270), para el caso que se presenta

$$C_d = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \cdot y$$

$$\mu = 0.312 + 0.09 \frac{h}{H} + \sqrt{0.3 - 0.01 \left(5 - \frac{h}{r}\right)^2}$$

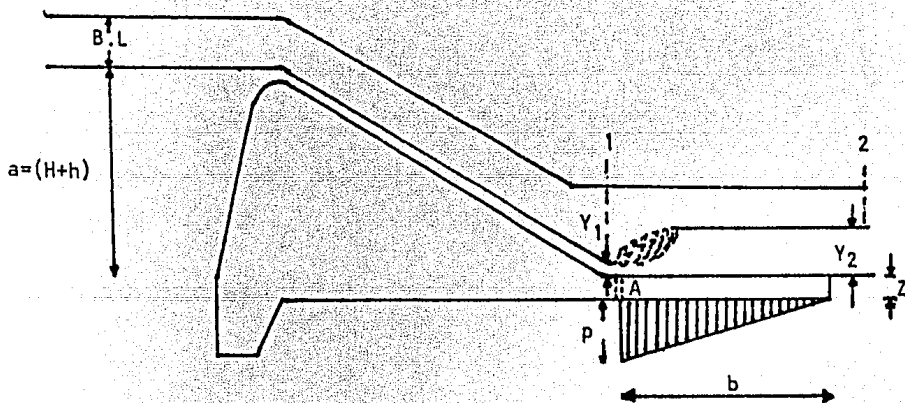
Con los valores de  $\frac{h}{r} = 1$  y  $\frac{h}{H} = 0.2$  a  $1$ , se observa que  $2.03 < C_d < 2.07$

Entonces:

$$h = 0.62 (Q \max/L)^{2/3} \text{-----(IV.1.25)}$$

Podemos asegurar que el coeficiente de descarga obtenido está dentro de lo permisible, ya que los perfiles tipo Creager dan coeficientes del orden de  $C_d = 2.15$ , con el cual nos da una diferencia de un 5%, que para caudales pequeños lo consideramos despreciable.

fig. IV.1.9



IV.1.10 Estructura Terminal

Esta estructura queda definida por su longitud  $b$ , y su peralte  $Z$ , -- (Ver Fig. IV.1.1)

Longitud de la losa

Esta longitud tiene como función la de proteger el cuerpo de la cortina de socavaciones producidas por la turbulencia del salto hidráulico, ésta ha recibido gran atención por parte de los investigadores pero no se ha desarrollado un método satisfactorio para su cálculo. Esto se debe a -

-las complicaciones prácticas derivadas de la inestabilidad general del fenómeno y la dificultad en definir las secciones de inicio y fin del salto.

Se acepta comunmente que la longitud  $L$  de l salto se defina como la distancia medida entre la sección de inicio y la sección inmediatamente a guas abajo en que termina la zona turbulenta.

Según el USBR [Ref. 13], la longitud del salto en un canal rectangular horizontal varía de acuerdo al número de Froude ( $Fr$ ).

Tabla IV.1.5 Longitud del salto en canales rectangulares.

$Fr_1 = V_1 / \sqrt{gY_1}$	1.7	2	2.5	3	3.5	4	5	6	8	10
$L/Y_2$	4	4.35	4.85	5.28	5.55	5.8	6	6.1	6.12	6.1

La longitud del salto en un canal trapezoidal, es mayor debido a la asimetría que se produce por efecto de la distribución no uniforme de las velocidades.

Según Siénchin [Ref. 23], vale  $L = A(Y_2 - Y_1)$  -----(IV.1.26).

Donde  $A$  depende del talud del canal según la tabla siguiente.

Talud $K$	0	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5
$A$	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15

La condición general para que el salto se produzca, está expresada -- por la ecuación:

$$\frac{Q^2}{gA_1} + Z_{G1} A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + Z_{G2} A_2 ,$$

Para cualquier forma geométrica de la sección conviene conocer ecuaciones particulares de las secciones más visuales que aunadas a sus representaciones gráficas, permitan el cálculo directo del conjugado mayor, a partir de las condiciones en la sección del conjugado menor o viceversa. [Ref. 24].

## Sección rectangular

a) conocido el regimen subcrítico

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 Fr^2} - 1 \right) \text{-----(IV.1.27)}$$

que permite conocer el conjugado mayor en un canal rectangular conocido el menor y el número de Froude.

b) conocido el regime supercrítico

$$\frac{Y_1}{Y_2} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 Fr^2} - 1 \right) \text{-----(IV.1.28)}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gY_1}} \text{-----(IV.1.29)}$$

## Peralte de la losa

El peralte de la losa de protección, que se indica como Z en la fig. IV.1.9, se diseña de acuerdo a la subpresión que exista en el punto A. -- (Fig. IV.1.9); si hay drenaje en dicho punto, la subpresión en tal punto vale

$$P = \frac{1}{2} Cs \gamma \frac{b}{B + b} (a + Z) \text{-----(IV.1.30)}$$

Para que exista equilibrio en el punto A (Fig. IV.1.9), el peso del prisma de mampostería de altura Z y área transversal unitaria, que deberá ser mayor o igual que la subpresión P, es decir:

$$\gamma_m Z \geq \frac{1}{2} Cs \gamma \frac{b}{B + b} (a + Z) \text{-----(IV.1.31)}$$

De aquí se obtiene que:

$$Z = \frac{Cs \gamma b a}{2 \gamma_m B + b(2 \gamma_m - Co \gamma)} \text{-----(IV.1.32)}$$

$$Z = Fs \frac{Cs \gamma b a}{2 \gamma_m B + b(2 \gamma_m - Co \gamma)} \text{-----(IV.1.33)}$$

Donde:

Fs es un factor de seguridad,  $Fs \geq 1.0$

#### IV.1.11 Requisitos de Estabilidad

Las presas de gravedad deben proyectarse para que resistan, con un amplio factor de seguridad, tres causas de destrucción:

- 1.- El vuelco
- 2.- El deslizamiento
- 3.- Esfuerzos excesivos

Esta última no se considera en el presente trabajo ya que requeriría de un estudio más detallado.

- 1.- El Vuelco. Existe una tendencia en las presas de gravedad a volcarse girando alrededor del talón aguas abajo en la cimentación o alrededor de la arista de aguas abajo de cada sección horizontal. Si el esfuerzo vertical en la arista de aguas arriba que se calcule en cualquier sección horizontal, sin la subpresión, excede a la subpresión en ese punto, se considera que la presa es segura contra el vuelco con un amplio factor de seguridad. Si la subpresión en el paramento de aguas arriba excede al esfuerzo vertical en cualquier sección horizontal, calculado sin subpresión a lo largo de la grieta horizontal supuesta aumenta la tendencia en la presa a volcarse con relación al paramento de aguas abajo. En estas condiciones, sin embargo B5 en la fig.IV.1.10 es menor que el esfuerzo tolerado en la cimentación, se considera a la presa segura contra el vuelco. [Ref.14]

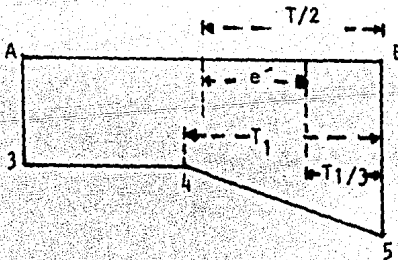


Fig. IV.1.10

2.- El Deslizamiento: La fuerza horizontal EV, tiende a desalojar la presa en una dirección horizontal. Esta tendencia la contrarrestan las resistencias producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto o de la cimentación.

El factor de fricción de corte [Ref.26], un sistema que normalmente se emplea en las presas altas, se recomienda no usarlo en el proyecto de las P.C.H. Las características cohesivas del concreto o de la roca, que afectan mucho al factor de fricción de corte, deben determinarse por medio de pruebas especiales de laboratorio o estimarse por algún ingeniero que haya tenido mucha experiencia en este campo específico. Para estructuras pequeñas (P.C.H.), en las que no resulta económico ejecutar estas pruebas u obtener los servicios de un experto, el método usual de comprobar la estructura contra el desalojamiento horizontal es por medio de la determinación de un factor de deslizamiento.

El factor de deslizamiento permisible es el coeficiente de fricción estática entre dos superficies de deslizamiento [Ref.13], reducido por un factor de seguridad conveniente. Si f representa el factor de deslizamiento permitido en una presa, se considera segura contra el deslizamiento cuando  $\frac{EV}{EW - U}$  es igual o menor que f.

Los valores exactos del coeficiente de fricción estática no se pueden determinar sin el auxilio de las pruebas de laboratorio, para los valores de los factores de deslizamiento que se dan en seguida, y tienen amplios factores de seguridad para el concreto contra el deslizamiento sobre varios materiales de cimentación, puede usarse como guía general:

Materiales:	f
Roca sana, con superficie limpia e irregular.....	0.8
Roca, con algunas fisuras y laminaciones.....	0.7
Grava y arena gruesa.....	0.4
Arena .....	0.3
Choy (arcilla laminar).....	0.3
Limo y arcilla.....	es necesario hacer pruebas.

Con frecuencia se construyen dentellones en estructuras construídas sobre cimentaciones que no son de roca. El dentellón, si se le dan las dimensiones adecuadas y si lleva el refuerzo conveniente, evita el desalojamiento de la estructura por su resistencia interna al esfuerzo cortante -- del mismo dentellón y del volumen adicional de suelo que debe moverse antes de que la estructura se pueda deslizar. Para alcanzar este objetivo, el dentellón se puede proyectar como viga volada cargada con una fuerza horizontal, igual a la diferencia en exceso de la resistencia al deslizamiento.

#### IV.2 OBRA DE TOMA

Su función es la de permitir y controlar la salida del agua almacenada en una presa o de una fuente determinada. Pueden dejar salir las aportaciones de forma gradual, como en el caso de una presa reguladora; derivar los volúmenes recibidos, canales o tuberías, como en el caso de una presa derivadora; o dar salida al agua con gastos que dependen de las necesidades aguas abajo de la presa.

La función que se le va a dar a la obra de toma en una Pequeña Central Hidroeléctrica, es la de una presa derivadora.

Otras funciones de esta estructura es la de regular el gasto hidráulico, proteger al canal contra la adición de basura y materiales flotantes, además de que reduce la cantidad de azolves en el canal.

Los tres tipos de obra de toma más usuales en las P.C.H. por sus características de simplicidad son:

- a) Conducción a superficie libre
- b) Con galería a presión
- c) A pie de presa

La solución que más se utiliza es la primera y se caracteriza por contar con:

- 1.- Umbral o entrada, con una elevación mayor respecto al lecho del río, y permitir la acumulación de azolves en el pequeño embalse, para que después sean deshechados por medio de una compuerta lateral de limpieza situada en la cortina. (Ver. fig. 111.2.2)

- 2.- Reja con claros amplios, de tal forma que no obstruya el paso del agua y a la vez impida el paso de materiales flotantes.
- 3.- Compuerta de entrada para controlar el acceso del agua al canal de fuerza.

#### Criterios de Diseño

- 1.- La Obra de Toma se deberá ubicar en el cauce, de ser posible, de tal forma que el material de arrastre que entre al canal sea mínimo; o bien identificar las condiciones necesarias para derivar el caudal con un mínimo de arrastre de sedimentos.
- 2.- Las dimensiones que se elegirán para la obra de toma serán aquellas en la cual la velocidad de entrada sea capaz de proporcionar el gasto de diseño del canal.
- 3.- Las dimensiones de la reja de entrada serán aquellas con las cuales cumpla su función de retener los materiales gruesos y no produzcan grandes pérdidas de energía.
- 4.- El ángulo de derivación con respecto al cauce, será aquel en el cual, - los efectos de contracción y las vórtices en la entrada de la toma sean mínimos cuando los gastos derivados, en relación con el cauce, sean relativamente pequeños [Ref.21 p.246].
- 5.- Las dimensiones de la obra de toma y su desnivel respecto a la cresta - vertedora de la cortina será aquella con la cual no se produzcan regímen supercrítico en su entrada.

#### Solución del Proyecto

La ubicación de la obra de toma es la primera en identificarse, la elección del sitio es muy importante para proteger el canal. Los sitios ideales son los que se encuentran en la margen cóncava de un tramo curvo del río y es mejor localizarlas en la salida de una curva, en la orilla correspondiente a la ribera cóncava del tramo curvo [Ref.21 p.234]

El siguiente paso es determinar el ángulo de derivación, el cual es aquel que se forma con la dirección del flujo de la corriente y el canal de la obra de toma; este ángulo está en función de la relación del gasto derivado y el gasto original. El ángulo de derivación a utilizar, se recomienda que sea aquel que se obtiene para las mínimas relaciones del gasto derivado entre el gasto en el río antes de la derivación,  $Q_c/Q_f$ , ya que ésta es variable con el tiempo. [Ref.27].

El criterio más utilizado toma un ángulo de derivación de  $30^\circ$  en las obras de toma. (Ver fig. IV.2.1) [Ref. 27].

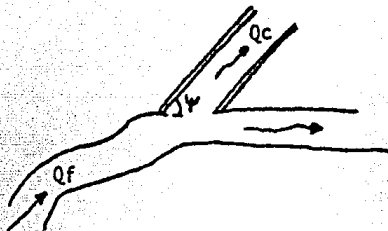


Fig. IV.2.1

El diseño de la entrada se determina a partir de las velocidades recomendable en ella. Estas velocidades no deben ser tan grandes ya que arrastrarían las partículas gruesas dentro del canal, ni tan pequeñas, pues provocarían que las partículas gruesas se sedimenten antes del conducto de limpieza y con esto se reduciría la geometría de la entrada y alteraría el funcionamiento del canal provocando fenómenos hidrodinámicos impredecibles. Además en la obra de toma no debe haber régimen supercrítico.

La comisión federal de Electricidad (CFE), recomienda tomar una velocidad de entrada  $V_r = 0.75$  m/s [Ref. 15] ( $0.5 < V_r \leq 1.0$  m/s). Esta velocidad disminuirá después de haber entrado en la obra de toma lo suficiente como para que se depositen allí las partículas gruesas de arena, cuyo diámetro medio será de 0.0008 m. Según la CFE, la velocidad de sedimentación de las partículas es

$$* \quad V = a \sqrt{d} \quad (\text{cm/seg}) \quad d = \text{diámetro de las partículas en mm.}$$

#-----(IV.2.1).

Y "a" es un coeficiente tal que

para $d > 1$ mm	$a = 36$
para $0.1 \leq d \leq 1$ mm	$a = 44$
para $d < 0.1$ mm	$a = 51$

Con el fin de que las partículas se sedimenten, se requiere dar una pendiente a partir de la entrada en la plantilla de la toma, y que las partículas sólidas tiendan a depositarse a medida que llegan al conducto de limpieza (Ver fig. IV.2.2); esta pendiente, según Gómez Navarro [Ref. 28], es del orden de 1:20.

Para obtener la geometría de la entrada de la obra de toma, se debe tener especial cuidado al determinar las pérdidas en ella, que prácticamente son dos:



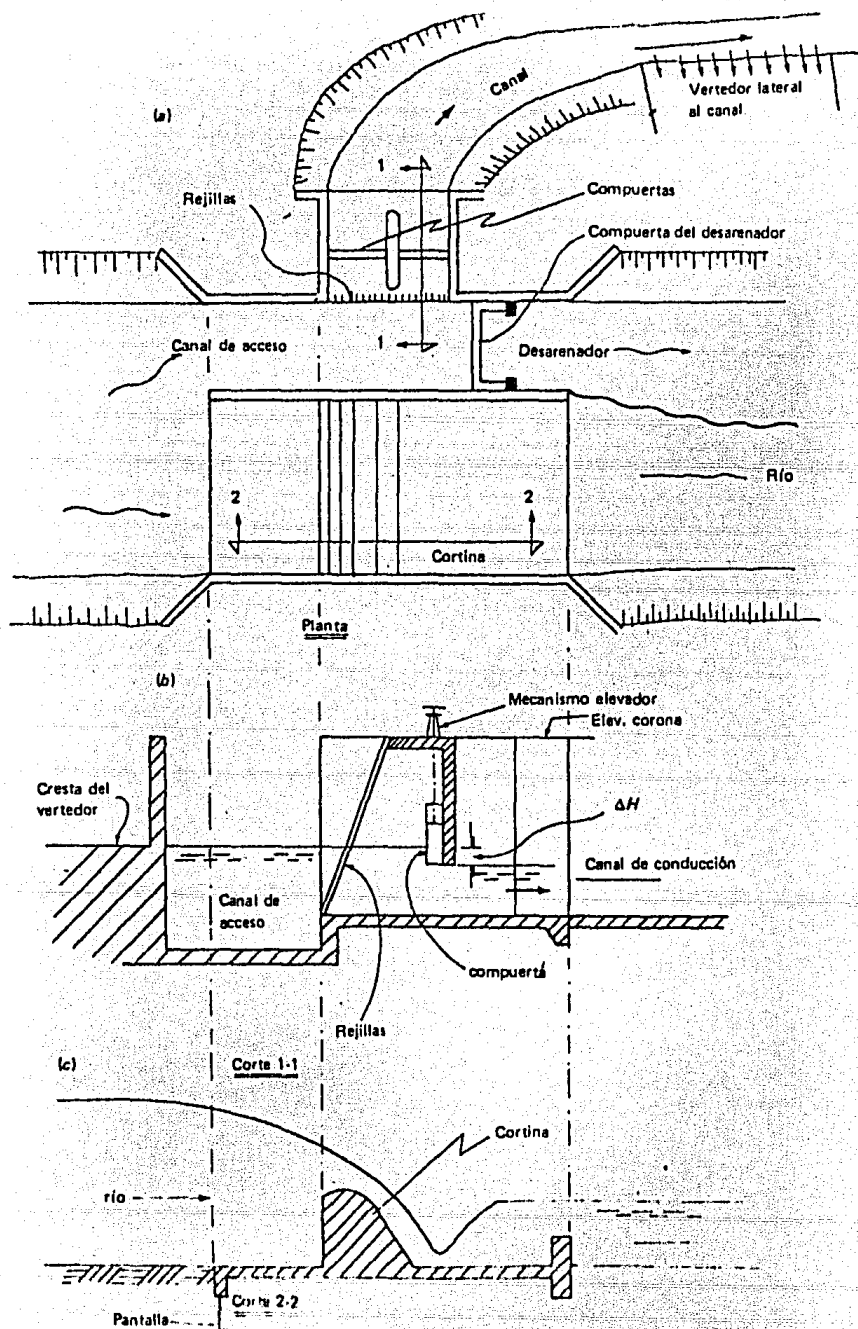


Fig. IV.2.2 Croquis de una Presa derivadorayobra de toma

- a) Las pérdidas debidas a la reja de entrada  $h_r$   
 b) Las pérdidas por contracción en la entrada  $h_c$

Donde:

$$h_c = K_c \frac{V_1^2}{2g} \text{-----(IV.2.2).}$$

El coeficiente  $K_c$ , según Henderson [Ref.25 p.238] equivale a 0.23

y  $h_r$ , según Mosonyi [Ref.27 p.252] vale

$$h_r = \psi \left( \frac{s}{e} \right)^{4/3} \frac{V_1^2}{2g} \text{ Sen} \alpha \text{-----(IV.2.3).}$$

Donde  $\psi$  = coeficiente que depende de la sección transversal de la reja y tiene los siguientes valores:

Tipo de Sección							
$\psi$	2.42	1.83	1.67	1.03	0.92	0.76	1.79

y  $\alpha$  es el ángulo de inclinación de la reja.

$S$  es el espacio o distancia ocupada por un elemento de la reja

$e$  es la distancia o claro libre entre los elementos de la reja

Ambos se deben medir en el sentido perpendicular al flujo de la corriente, como se muestra en la fig. IV.2.3

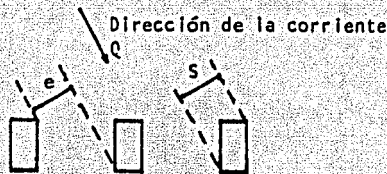


Fig. IV.2.3

Por lo tanto, con la aplicación de la ecuación de la energía entre las secciones 0 y 1 de la fig. IV.2.4 se tiene que:

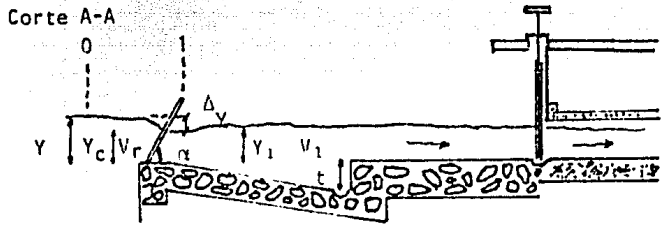
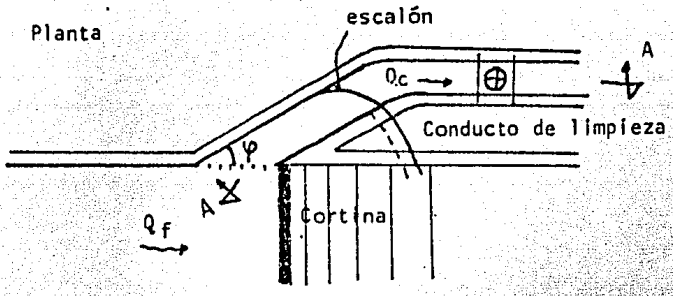


Fig. IV.2.4

$$Y = Y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + hc + hr$$

$$\Delta Y = \frac{v_1^2}{2g} + Kc \frac{v_1^2}{2g} + \phi \left( \frac{S}{e} \right)^{4/3} \frac{V_r^2}{2g} \text{ Sen } \alpha \text{-----(IV.2.4)}$$

#### IV. 3 CANAL DE CONDUCCION

Es la estructura que conduce el agua desde la obra de toma hasta el tanque desarenador. El flujo del agua en el canal es a superficie libre, lo cual no implica que el canal deba estar descubierto.

##### Criterios de Diseño

- 1.- La geometría del canal será aquella que permita el paso de cierto caudal, que no necesariamente será el caudal de diseño de la turbina, -- (podría tener un excedente para fines de riego).
- 2.- La pendiente del canal se determinará de tal forma que la velocidad resultante no produzca sedimentación ni desgaste en el conducto.
- 3.- El radio de las curvas del canal deberá ser el que corresponda al mínimo incremento en las pérdidas por fricción debidas al flujo espiral producido por la curva.
- 4.- Los espesores del material de construcción del canal se diseñarán de tal forma que sean capaces de resistir los esfuerzos a los que estarán sujetos.

##### Soluciones Constructivas

- 1.- Canal de tierra. Se excava directamente sobre el terreno natural, o son productos de rellenos de suelo a los que, como acabado, se les da una cierta compactación. La geometría de su sección transversal será la de un trapecio, ya que ofrece una mejor eficiencia hidráulica. A pesar de ser económico no se recomienda su uso en las grandes plantas hidroeléctricas, debido a que los sedimentos, producto de la erosión -- pudieran causar daños considerables en las turbinas. Sin embargo, su utilización en las P.C.H., se hará siempre y cuando las características físicas del suelo lo permitan, ya que se deberá contar con un tanque de sedimentación al final del canal.
- 2.- Canal Revestido. Estos canales son los que en sus paredes y plantilla se les ha aplicado un recubrimiento por medio de losas de concreto, y madera, tabique, mampostería natural, suelo cemento, etcétera. Los canales de este tipo son los más apropiados para las hidroeléctricas ya que son más resistentes a la erosión. La geometría de su sección transversal será trapecial o rectangular, aunque en túneles son más -- comunes las secciones en herradura y las circulares.
- 3.- Canales Prefabricados. Este tipo de canales son tubos de sección -- circular que funcionan parcialmente llenos; el material de que se -- construyen es el mortero de arena-cemento, de asbesto-cemento, de con

creto, etcétera. Para cuadales pequeños son muy útiles y pueden ser más económicos que un canal revestido.

Los parámetros que se utilizan para diseñar los canales en las Pequeñas Centrales Hidreléctricas, en orden de importancia son: velocidad del flujo, pendiente y la geometría de la sección transversal del canal.

La velocidad tiene las siguientes restricciones:

-Se debe evitar la sedimentación de las partículas sólidas en el canal. - Por lo tanto la velocidad debe ser mayor que un límite llamado velocidad mínima.

Chow ha propuesto un valor de 0.75 m/s (2.5 ft/seg) [Ref. 16 p. 158].

Para poder evitar las erosiones en el canal, se han propuesto varios valores para la velocidad máxima permisible, según el material de construcción del canal. En el caso de canales de tierra, se determina casi siempre la velocidad máxima absoluta; cuando se tiene el caso de canales revestidos, las velocidades que son permitidas por concepto de desgaste del canal, son elevadas, como se muestra en la tabla IV.3.1; por lo general, siempre mayores que la velocidad crítica, por lo que siempre los valores máximos permitidos estarán por debajo de estos valores, ya que se quiere que los canales trabajen en régimen subcrítico.

Velocidades máximas permitidas condensadas por desgaste [Ref.27]

Tipo y resistencia del revestimiento		velocidad Max por desgast.m/s
ladrillo o tabique húmedo con resistencia a la compresión de 16 a 30 Kg/cm <sup>2</sup>		1.4
Roca sedimentaria blanda		2.4
Clinker, con resist.a la Comp. de 120 Kg/cm <sup>2</sup>		5.8
Revestimiento de madera		6.0
Concreto con resistencia en probetas a los 28 días de curados de:	210 Kg/cm <sup>2</sup>	7.4
	170 "	6.6
	130 "	5.8
	110 "	4.4
	90 "	3.8

Tabla IV.3.1

Es recomendable que el canal trabaje en régimen subcrítico por las siguientes razones:

- Cuando el canal se diseña para un flujo supercrítico y se considera que no se contará con mano de obra calificada en este tipo de proyectos, ya que se pueden presentar cambios en las especificaciones de diseño y el proceso constructivo, tales como; cambios en la pendiente, o irregularidades en los acabados que provocarían un cambio en el régimen del flujo, provocando con ésto un salto hidráulico, que a la vez produce un funcionamiento irregular y pérdidas de energía..
- Estas pérdidas de energía se incrementan con el cuadrado de la velocidad ( de la fórmula de Vente Chow ) y el régimen supercrítico implica velocidades elevadas.
- Prácticamente no se obtiene ninguna economía por el uso de áreas de sección transversal del flujo menor, como la que se obtendría con el flujo supercrítico, ya que en estas obras, los canales suelen ser de poca longitud, además de que los gastos que se manejan en las P.C.H. serán relativamente pequeños, por lo que las dimensiones de su sección transversal serán tan pequeñas en régimen subcrítico como en régimen supercrítico, por razones constructivas y de seguridad.
- Los derrames que ocurren en un canal descubierto que trabaja en régimen supercrítico son más difíciles de predecir y por lo tanto de controlar.

La pendiente tiene como principales limitaciones las que a continuación se mencionan:

- Debe ser compatible con la velocidad, cuyas limitaciones ya se han expuesto anteriormente. Hidráulicamente se determinará tomando en cuenta la topografía del terreno y la ubicación de la obra de toma así como la estructura de puesta a presión.

El área de la sección transversal se diseñará a partir de las siguientes recomendaciones:

- A) Estará en función de la pendiente y la velocidad que se haya elegido.
- B) Debe estar dentro de las dimensiones constructivas adecuadas al equipo disponible.
- C) Si se utiliza canal prefabricado, éste debe ser congruente con las dimensiones comerciales de éstos.
- D) En flujo uniforme, los tres elementos principales son: velocidad, pendiente y geometría de la sección transversal, se correlacionan por medio de la ecuación de Manning-Strickler. Ver Fig. IV.3.1 para determinar la tirante normal.

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} R_h^{2/3} \text{-----(IV.3.1).}$$

Donde:

S= pendiente hidráulica (igual a la del canal en flujo uniforme).

V= velocidad media en el canal.

Rh= radio hidráulico  $= \frac{A}{P_m} = \frac{\text{área}}{\text{perímetro mojado}}$

n= coeficiente de rugosidad de Manning que depende del material con que se revista el canal.

Esta ecuación y la de continuidad son las que se utilizarán y debe tenerse cuidado de que el valor de la velocidad se encuentre dentro del rango permisible especificado anteriormente, es decir  $V_{\min} = 0.75 \text{ m/s}$   $V < V_c$  donde  $V_c$  es la velocidad crítica para el canal, y su valor se puede determinar resolviendo la siguiente igualdad:

$$\frac{Q_c}{g} = \frac{A_c^3}{B_c} \text{-----(IV.3.2).}$$

Donde:

$Q_c$ = es el gasto de diseño del canal

$g$  = es la aceleración de la gravedad =  $9.81 \text{ m/seg}^2$

$A_c$ = es el área de la sección correspondiente a flujo crítico.

$B_c$ = es el ancho del espejo de agua en la sección correspondiente a flujo crítico.

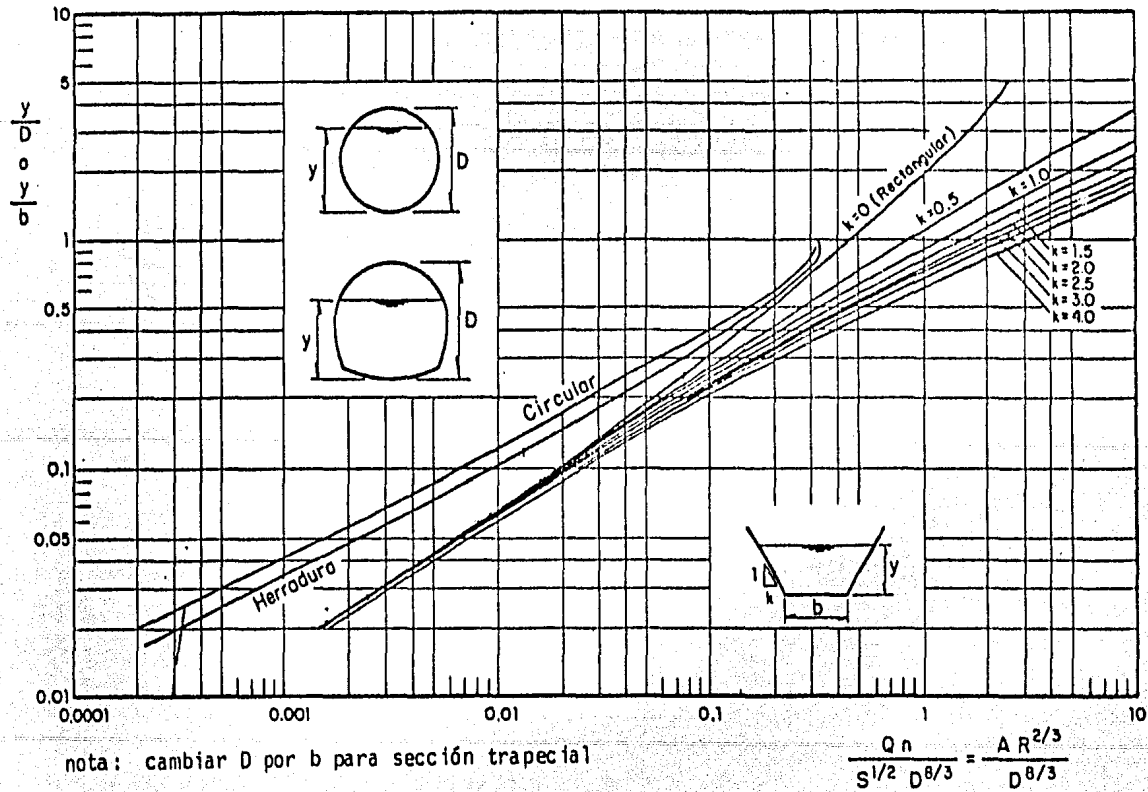


Fig. IV.3.1  
Curvas para determinar la tirante normal



#### IV.4 TANQUE DESARENADOR Y ESTRUCTURA DE PUESTA A PRESIÓN

En las Grandes Centrales Hidroeléctricas, el tanque desarenador y la estructura de puesta a presión se diseñan y funcionan en forma separada. Esta es una de las diferencias entre las Pequeñas y Grandes Centrales.

En las Pequeñas Centrales, con el fin de economizar la estructura de puesta a presión tiene la doble función de almacenar el flujo excedente y su regulación, (Gómez Navarro) [Ref. 28 ps.516-577]. Así que en las P.C.H., resulta conveniente "sacrificar" un poco el funcionamiento, en este sentido, con el fin de obtener unos costos aceptables.

##### Tanque Desarenador

Recibe este nombre el elemento del aprovechamiento que se dispone al final del canal de conducción, y cuya función es la de precipitar a su fondo las partículas sólidas suspendidas en el agua, para impedir su entrada a la tubería, evitando de esta forma los daños que pudieran causar a la turbina. La geometría tiene el propósito de disminuir la velocidad ya que con ello las partículas caen por gravedad, depositándose en el sitio reservado para esto.

##### Estructura de Puesta de Presión

Es la que sirve de unión entre el canal de conducción y la tubería a presión, cuyos objetivos son: impedir la entrada de aire a la tubería, e eliminar el exceso de agua, asegurar un nivel más o menos constante del flujo y distribuir uniformemente el agua transportada por el canal hasta la tubería de presión.

Por lo tanto la estructura que propone, tiene la doble función de sedimentar los sólidos y servir como toma adecuada para la tubería de presión. Teniendo en cuenta lo anterior, a continuación se dan los criterios de diseño para esta estructura.

##### Criterios de Diseño:

- 1.- La estructura se debe localizar en el canal y la tubería de presión.
- 2.- La longitud del tanque será la necesaria para que, al producirse el descenso de las partículas sólidas, no se introduzcan en la tubería.
- 3.- El área de la sección transversal será la que se obtenga con una velocidad tal que las partículas (de tamaño mayor o igual al que pueda ocasionar daños en la turbina), inicien su descenso.

- 4.- La profundidad y el ancho del tanque, se diseñarán de acuerdo a un tiempo razonable de lavado y a un volumen adicional suficiente para almacenar sedimentos.
- 5.- Además el tanque debe contar con una compuerta y un conducto de lavado para realizar desazolves periódicos.
- 6.- La geometría de la estructura será aquella, con la cual se eviten al máximo las pérdidas de energía y las zonas muertas o de remolinos, cuya existencia propicia la acumulación de sedimentos.
- 7.- Se contará también con una compuerta en el origen de la tubería, con el fin de poder hacer reparaciones, en la tubería o en la turbina cuando así se requiera.
- 8.- Debe asegurarse de que la materia flotante que logre pasar a la tubería sea de un tamaño tal que no provoque alteraciones en el funcionamiento de la turbina; para lograrlo, se debe disponer de una rejilla de dimensiones adecuadas.
- 9.- Esta estructura se dotará de un vertedor lateral capaz de desviar el máximo caudal transportado por el canal; de modo que se prevenga la descarga del flujo causado por algún cierre en la válvula de la turbina, o bien a la entrada de la tubería.
- 10.- Si lo permiten las condiciones topográficas, se procurará que la tubería se ensamble a la estructura, con su eje en la dirección del flujo a fin de evitar los remolinos.
- 11.- Para evitar la entrada de aire a la tubería, ésta se localizará a una profundidad adecuada.
- 12.- Se colocarán los apoyos necesarios para alojar los mecanismos de operación de las compuertas.
- 13.- Las dimensiones y materiales de los muros deberán ser los adecuados para resistir los empujes del terreno y del agua que actúan sobre ellas.

#### Soluciones Constructivas

El tanque sedimentador o desarenador se localiza generalmente junto a la obra de toma; y se construye de concreto armado. Por otro lado la estructura de puesta de presión se dispone como otro tanque al final del canal; también de concreto armado. Esta solución es la que comúnmente se utiliza en las Centrales Hidroeléctricas convencionales.

La solución constructiva en P.C.H. no convencionales, incluyen además

de la integración del tanque sedimentador, y la estructura de puesta de presión en una sola estructura, la utilización de materiales tales como concreto pobre, mampostería, suelo-cemento y otros que sean de bajo costo y cumplan con las características de seguridad y servicio.

#### CONCEPTOS TEORICOS

Profundidad crítica para la tubería

Es aquella, para la cual el aire, producto del vértice que se forma desde la superficie del agua hasta la entrada de la tubería, deja de introducirse en la misma.

En base a experiencias, algunos autores han propuesto los siguientes valores:

profundidad crítica  
de una tubería.

Según Winkel [Ref.30 p. 98],

$$h_{cr} = \frac{1}{4} V^2 / 2g \text{ ----- (IV.4.1).}$$

Donde:  $V = \frac{4Q}{D^2}$  y Q es el gasto de operación de la turbina.

De acuerdo al criterio soviético, Tirado [Ref.29 p.13], reporta que

$$h_{cr} = 0.5 \left( \frac{V_o}{\sqrt{gD}} \right) \text{ ----- (IV.4.2).}$$

Donde:  $V_o = Q/0.64A$  y  $A = \pi D^2/4$

Gómez Navarro [Ref.28 p. 575],

$$H_{cr} = 5 V^2 / g \text{ ----- (IV.4.3).}$$

Donde:  $V = Q/A$ ;  $A = \pi D^2/4$

Según Chow [Ref. 16],

$$H_{cr} = 1.5 \phi \text{ de la tubería a presión. ----- (IV.4.4).}$$

Si el resultado dá profundidades pequeñas, optaremos por utilizar - cualquiera de los criterios restantes o alguna solución intermedia.

Se debe tener en cuenta al diseñar el tanque, que la distancia entre la superficie del agua y la parte superior de la tubería debe ser mayor o igual que la profundidad crítica de la tubería..

#### Sedimentación de las Partículas Sólidas

Las principales características que influyen en la sedimentación de sólidos en el seno de un líquido son la velocidad del flujo y la viscosidad del líquido que se trate. Por lo que las velocidades pequeñas resultan positivas para la sedimentación de partículas pequeñas. Según Du Buat [Ref 12, p.553], las velocidades de sedimentación de materiales sólidos de diversos tamaños son:

MATERIAL	VELOCIDAD DE SEDIMENTACION
Arcilla plástica	0.081 m/s
Arena fina	0.16 m/s
Arena gruesa	0.216 m/s

Según la CFE [Ref.15 p.572], la velocidad de sedimentación de las -- partículas está dada por la fórmula de camp.

$$V = a\sqrt{d} \text{ -----(IV.4.5)}$$

Donde:

V = velocidad máxima de sedimentación en cm/s

d = diámetro de las partículas de sedimentación en mm

a = coeficiente de camp:

$$a = 36 \text{ para } d > 1 \text{ mm}$$

$$a = 44 \text{ para } 0.1 \leq d \leq 1 \text{ mm}$$

$$a = 51 \text{ para } d < 0.1 \text{ mm}$$

Por lo tanto, según esta fórmula:

MATERIAL	TAM. MEDIO	VELOCIDAD DE SEDIMENTACION cm/s	VELOCIDAD SEDIMENTACION m/s
Arcilla Plástica	0.007	4.27 cm/s	0.04
Arcilla Fina	0.15	17.04	0.17
Arena Gruesa	0.80	39.35	0.39

El tamaño máximo de las partículas que se permite en las máquinas, está en función de la velocidad del agua en la turbina; a su vez, la velocidad del agua depende del caudal, de la carga total y del tipo de turbina que se esté utilizando. Por lo que a mayor velocidad del agua en la turbina, menor será el tamaño de las partículas que, se permite, lleguen a ella. Cuando las partículas inician su descenso, requerirán de una longitud,  $L_0$ , para llegar a una profundidad predeterminada  $Y$ , se han propuesto diversos métodos para determinar la longitud de caída según la teoría del efecto retardados de la turbulencia aceptada por CFE, [Ref. 15 p.674]; y para partículas finas, establece:

$$L_0 = \frac{V Y_0^{3/2}}{W Y_0^{1/2} - 0.132V} \text{-----(IV.4.5).}$$

Donde:

$V$  = velocidad del agua en m/s, la cual deberá ser menor o igual que la velocidad de sedimentación de las partículas.

$W$  = es la velocidad de caída de las partículas en m/s, que depende del tamaño -o diámetro- de las partículas en m/s, y de la viscosidad del agua. [Ref.15 p.1138] Gráfica IV.4.1

$Y_0$  = profundidad prestablecida a donde se desea que lleguen -- las partículas sólidas.

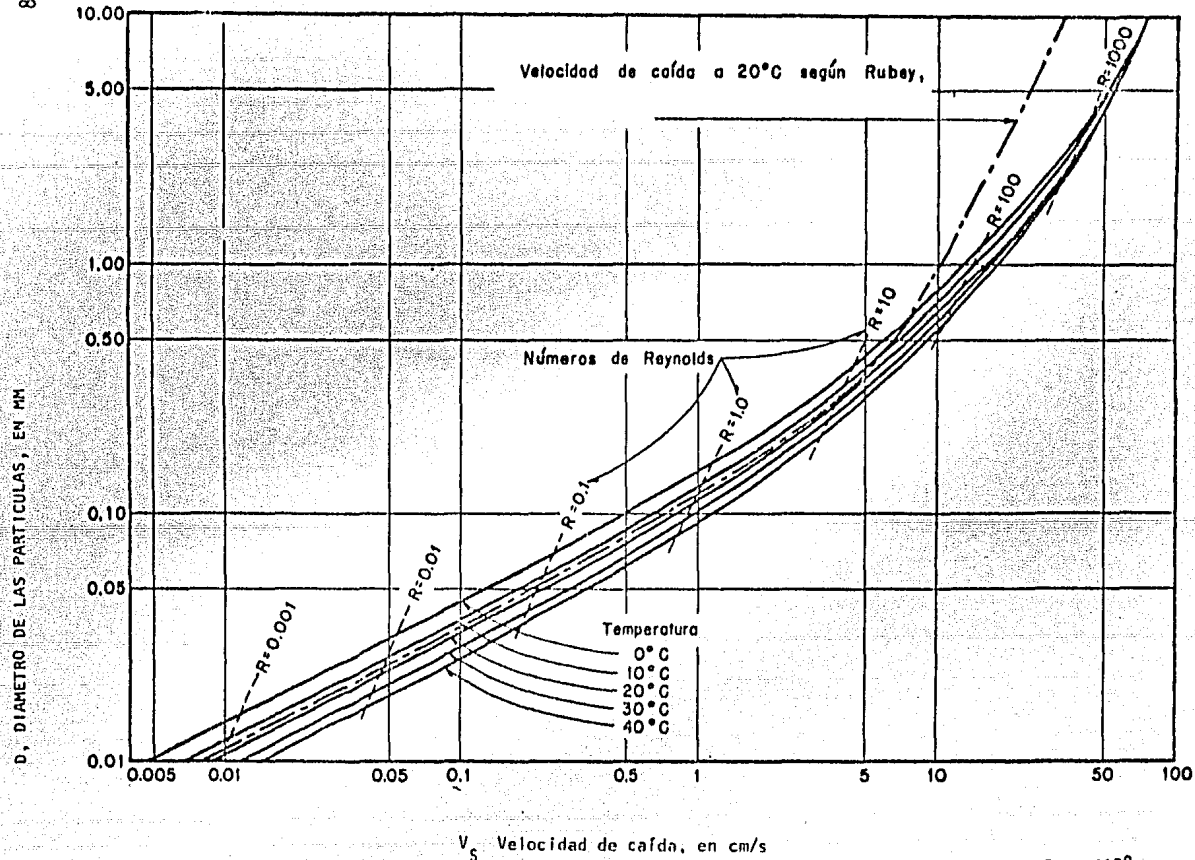
Además el tanque debe contar con un volumen adicional para almacenar sedimentos o azolves. Se puede adoptar lo recomendado por Gómez Navarro [Ref.28, p.554] :

$$V_{az} = 40 Q_c \text{-----(IV.4.6).}$$

Donde:

$Q_c$  = gasto de diseño del canal.

Lo que permitirá que se cuente con un período aceptable de limpieza para el tanque.



Grafica IV.4.1 VELOCIDAD DE CAIDA DE ESFERAS DE CUARZO EN AGUA, A DIFERENTES TEMPERATURAS, Ref.15 p 1158

## Geometría de la Estructura

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, una geometría simplificada para el conjunto, tanque desarenador y estructura de puesta a presión, es la mostrada en la fig. IV.4.1, la cual consta de los siguientes elementos:

### 1.- Vertedor lateral

Esta estructura debe cumplir con las siguientes funciones:

- a) separar el agua que no se usará para la generación de energía.
- b) desalojar el caudal resultante de cerrar la compuerta de la tubería o la válvula situada en el extremo de la tubería.
- c) mantener un nivel constante en el tanque.

### 2.- Registro de toma para la tubería y rejilla.

Estos elementos tienen la función de proporcionar la toma adecuada y el control del agua para la tubería.

### 3.- Tanque

Es la estructura que tiene como función, proporcionar a la tubería un volumen de agua suficiente y libre de partículas sólidas.

## Dimensiones de la Estructura

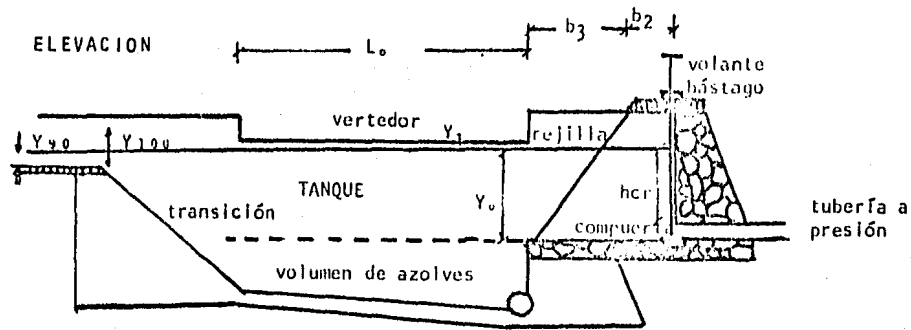
Algunas de las dimensiones de la fig. IV.4.2 deberá conocerse, o de lo contrario suponerse, antes del diseño del depósito; tal es el caso del diámetro de la tubería  $D$  y de los tirantes del canal  $Y_{90}$  y  $Y_{100}$ .

Las dimensiones  $b_1$  y  $b_2$ , correspondientes al registro de entrada de la tubería, son constructivas y dependen grandemente del diámetro de la tubería.

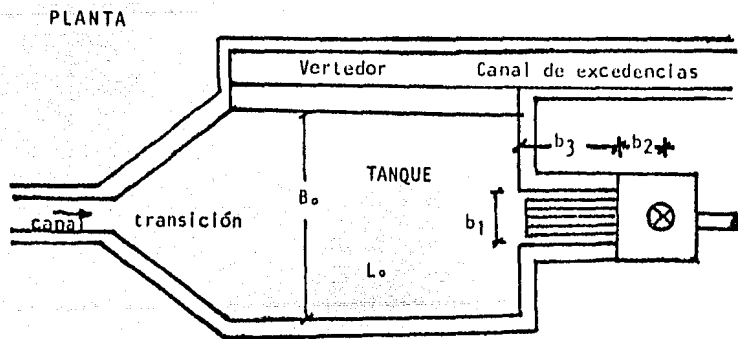
La profundidad de caída de las partículas será  $Y_0 = hcr + D$ , y la longitud de caída de las mismas depende de la profundidad mencionada y de la velocidad del agua en el tanque, y ésta a su vez depende de  $Y_0$  y del ancho del tanque  $B$ , para un caudal dado.

Considerando que  $Y_0$  está determinado y la velocidad en el tanque puede variar con  $B_0$ , siempre y cuando sea menor que la velocidad de sedimentación, la longitud de caída de las partículas  $L_0$  depende de  $B$ , por lo tanto existirán una infinidad de parejas  $(B_0, L_0)$  que solucionen el problema. Existe un par de valores  $(B_0, L_0)$  para los cuales el costo de la obra resulta ser el mínimo. El planteamiento de la solución del problema se puede obtener de dos formas:

- Una consiste en obtener una función que nos permita evaluar el costo y que a su vez se minimice por algún procedimiento analítico de cálculo diferencial.



- $D$  = diámetro de la tuberfa
- $L$  = longitud total del tanque
- $L_0$  = longitud de caída de las partículas y longitud del vertedor
- $B_0$  = ancho del tanque
- $b_1$  = ancho del registro de la tuberfa
- $b_2$  = longitud de registro
- $b_3$  = proyección de la rejilla
- $h_{cr}$  = profundidad crítica de la tuberfa



- $Y_0$  = profundidad de caída de las partículas
- $Y_{90}$  = tirante en el canal para el gasto de operación de la turbina
- $Y_{100}$  = tirante en el canal para el máximo gasto que transporta el canal
- $Y_1$  = carga sobre el vertedor para el gasto máximo del canal.

GEOMETRIA DEL TANQUE SEDIMENTADOR Y ESTRUCTURA DE PUESTA A PRESION

Fig. IV.4.1



la otra consiste en obtener el mínimo costo por medio de tanteos, calculando la misma función con valores supuestos inicialmente. El procedimiento que se emplea es el segundo.

Ya que nuestra intención es dar al tanque las dimensiones adecuadas para obtener un costo mínimo; se define el costo de la manera siguiente:

$$C = K_1 V_1 + K_2 V_2 \text{ ----- (IV.4.7.)}$$

Donde:

C es el costo total de la obra  
 $V_1$  el volumen de excavación ( $m^3$ )  
 $V_2$  el volumen de muro ( $m^3$ )  
 $K_1$  costo del volumen de excavación ( $\$/m^3$ )  
 $K_2$  costo del volumen del muro ( $\$/m^3$ )

Se toman en cuenta estos volúmenes, por ser los más significativos para costo.

$$F = \frac{C}{K_1} = V_1 + \frac{K_2}{K_1} V_2 \text{ ----- (IV.4.8.)}$$

Se define a

$$V = Qc/B_o J_o \text{ ----- (IV.4.9.)}$$

Entonces la ec. (IV.4.5.), queda:

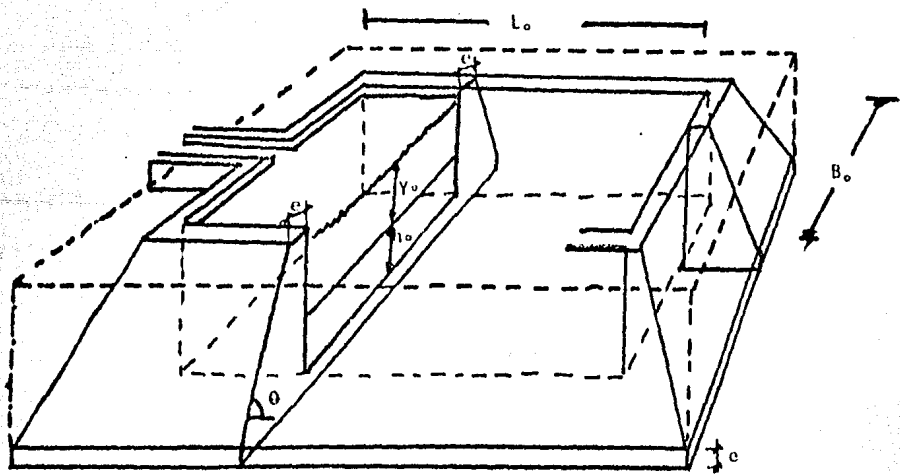
$$L_o = \frac{Qc Y_o^{3/2}}{W B_o Y_o^{3/2} - 0.132 Qc} \text{ ----- (IV.4.10)}$$

A partir de aquí, despejamos  $B_o$

$$B_o = \frac{Qc \left( \frac{1}{L_o} + \frac{0.132}{Y_o^{3/2}} \right)}{W} \text{ ----- (IV.4.11)}$$

El volumen de excavación  $V_1$  se muestra en la fig. IV.4.2 en línea punteada por lo que tiene un valor de:

$$V_1 = (L_o + 2b) (B_o + 2b) (Y_o + h_o + e) \text{ ----- (IV.4.12)}$$



DIMENSIONES DEL TANQUE

Fig. IV.4.2.

Y si se denomina  $Y_0 + h_0 = \alpha$ ;  $\alpha + e' = \beta$ ;  $L_0 + 2b = N$ ;  $B_0 + 2b = M$ ;  
 $N \times M = \mathcal{J}$

Entonces:

$$V_1 = N \cdot M \cdot \beta = \mathcal{J} \cdot \beta \text{ -----(IV.4.13.)}$$

Y el volumen de obra del muro es:

$$V_2 = (Y_0 + h_0) \left[ \frac{1}{2} (b + e) (2B_0 + 2L_0) + 4 \left( \frac{1}{3} b^2 + e^2 \right) \right] + (L_0 + 2b) \cdot \\ \cdot (B_0 + 2b) e' \text{ y con } \frac{1}{3} b^2 + e^2 = \xi; b + e = p; B_0 + L_0 = R; \\ PR = \eta$$

$$V_2 = \alpha [n + 4\xi] + e' \mathcal{J} \text{ -----(IV.4.14.)}$$

Además se debe tomar en cuenta que:

$$h_0 = Vaz / L_0 \cdot B_0 \text{ -----(IV.4.15.)}$$

Donde:

Vaz es el volumen de almacenamiento de azolves.

A partir de lo anterior, el procedimiento para evaluar la función que está dada por la ecuación (IV.4.8), es el siguiente:

1.- Se deben conocer previamente los valores de

$$e, e', Y_0, Vaz, W, Qc, K_2 / K_1$$

2.- Se supondrá un valor para  $L_0$ .

3.- Se encontrará  $B_0$  con (IV.4.11)

4.- Obtener los valores de  $h_0$  con la fórmula (IV.4.15.)

$$\alpha = Y_0 + h_0$$

$$b = \frac{\alpha}{t g \theta} + e$$

$$\beta = \alpha + e'$$

$$N = L_0 + 2b$$

$$M = B_0 + 2b$$

$$\mathcal{J} = N \cdot M$$

5.- Calcular el volumen de excavación  $V_1$  con (IV.4.13)  $V_1 = d^2/8$

6.- Calcular  $E = b^2/3 + e^2$   $P = b + e$

$$R = L_0 + B_0 \quad \eta = P \cdot R$$

7.- Calcular el volumen de obra de muro  $V_2$  con (IV.4.14.)

$$V_2 = \alpha(\eta + 4E) + \int e'$$

8.- Obtener la función con (IV.4.8)

$$F = V_1 + \frac{K_2}{K_1} V_2$$

Para obtener F min se procede de la siguiente manera (ver fig.IV.4.3)

Consideramos que  $\Delta F/\Delta L_0 \approx \frac{dF}{dL_0}$  y suponiendo inicialmente un valor para  $L_0$ ; se calcula la función F con el procedimiento descrito antes y en dos puntos de su vecindad, uno a su izquierda y otro a su derecha, o sea en los puntos:  $L_0 - \frac{1}{2} L_0$ , y  $L_0 + \frac{1}{2} L_0$ , se calcula también F; con estos valores se obtiene  $\Delta F$  y por consiguiente  $\Delta F/\Delta L_0$ . En base al resultado se elige un nuevo punto  $L_0$  y  $B_0$  y se realiza una extrapolación o interpolación, según el caso, con los valores encontrados para localizar el punto donde  $\Delta F/\Delta L_0 = 0$ , considerando que tal punto no será exactamente donde  $dF/dL_0 = 0$  y será necesario realizar nuevas operaciones para afinar los cálculos.

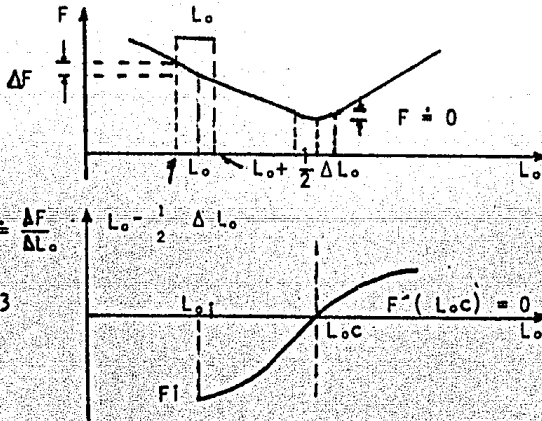


Fig. IV.4.3

IV.5 TUBERIA A PRESION

Es el elemento del aprovechamiento que conduce el líquido hasta la turbina y que hace posible la transformación de la energía potencial del agua en la estructura de puesta a presión, en energía cinética en la boquilla.

Criterios de Diseño

1.- El diámetro interior deberá ser adecuado para conducir el gasto de di-

seño y capaz de desarrollar la máxima energía dentro de los límites económicos. Este diámetro se calculará considerando las pérdidas de energía, tanto las debidas a la fricción como las causadas por alteraciones locales entre la estructura de puesta a presión y la casa de máquinas.

- 2.- El espesor de la tubería deberá ser lo suficientemente grueso para soportar los esfuerzos producidos por la carga de presión estática, por las fuerzas dinámicas debidas a cambios de dirección o a cambios de sección, y áquellas producidas por el golpe de ariete.
- 3.- Se colocará una compuerta al principio de la tubería, y al final de la misma una válvula de compuerta, con el objeto de regular el gasto o suspender el servicio en caso de reparaciones.

### CONCEPTOS TEORICOS

Con respecto a la Fig. III.1.1, se observa que la carga bruta aprovechable está dada por la diferencia de niveles entre los puntos A y B, es decir, entre el nivel del agua en el tanque y la turbina. Por lo que la carga neta será entonces, la carga bruta menos las pérdidas de energía ocurrida entre los puntos B y A; dichas pérdidas son proporcionales al cuadrado de la velocidad del agua en la tubería

$$H_0 = H - K \frac{V^2}{2g} \text{ -----(IV.5.1.)}$$

Donde

- H = carga bruta o desnivel topográfico
- H<sub>0</sub> = carga neta aprovechable por la turbina.
- V = velocidad del líquido en la tubería
- K = coeficiente de pérdidas de energía, que depende de las características físicas de la tubería.

Sabemos además que  $V = Q/A = \frac{4Q}{\pi D^2}$ , por lo tanto para un gasto Q dado,

$$H_0 = H - K_1 \frac{1}{D^4} \text{ -----(IV.5.2.)}$$

De donde observamos que la máxima carga neta H<sub>0</sub> resulta cuando D → ∞ y desde luego H<sub>0</sub> max = H, que sería lo "óptimo", pero es inaplicable; porque al aumentar el diámetro para obtener pérdidas despreciables o nulas implicaría un costo no justificable en la ganancia de energía. Por lo tanto habiaremos de un diámetro económico, que es áquel para el cual la suma de la inversión hecha en la tubería y el costo de la energía perdida en la tubería resulte mínima.

El diámetro más económico en una instalación hidroeléctrica, según -- Bundssihu [Ref.23].

$$D = \sqrt[3]{0.052 Qc^3} \quad \text{para } H < 100 \text{ m} \text{ -----(IV.5.3).}$$

$$D = \sqrt[3]{\frac{0.052 Qc^3}{H} 100} \quad \text{para } H \geq 100 \text{ m} \text{ -----(IV.5.4).}$$

Donde:

D = diámetro más económico en m

H = carga que depende de la bruta o total y que vale ( $H = H + 15$  a 20), cuando  $H \leq 100$  m:  $H = 1.1 H + 20$

Y cuando  $H > 100$  m (todos las cargas en m)

Qc = gasto máximo alimentando a las turbinas en  $m^3/s$

#### Sobrepresión debida a golpe de ariete

Independientemente de las presiones que habitualmente se consideran, - la tubería debe ser capaz de soportar las presiones provocadas por el golpe de ariete. Según Chaudhry [Ref.51 p.11], la sobrepresión debida a un movimiento súbito de la válvula de control, está dada por:

$$\Delta H = - \frac{a}{g} \Delta V \text{ -----(IV.5.5.)}$$

Donde:  $\Delta H = H - H_i$  ;  $\Delta V = V - V_i$

$H_i$  y  $V_i$ , son la carga y velocidad en las condiciones iniciales - de flujo permanente.

V es la velocidad para el flujo permanente final.

H es la presión máxima en la tubería.

g es la aceleración de la gravedad  $9.81 \text{ m/seg}^2$ .

a que es la velocidad de onda, está dada por

$$a = \sqrt{\frac{K}{\rho [1 + (K/E)\psi]}} \text{ -----(IV.5.6.)}$$

$\rho$  es la densidad del líquido  $\text{Kg/m}^3$

E es el módulo de elasticidad de las paredes del tubo (en pascales)

K es el módulo volumétrico de elasticidad del agua (en pascales =  $\text{nt/m}^2$  .)

$\Psi$  es un parámetro que depende de las características geométricas y físicas del tubo; para tuberías de pared gruesa  $D/e \geq 25$  el valor de  $\Psi$  es

$$\Psi = 2(1 - \nu) \frac{R_o^2 + R_i^2}{R_o^2 - R_i^2} - \frac{2\nu R_i^2}{R_o^2 - R_i^2} \text{-----(IV.5.5.)}$$

La fórmula (IV.5.5) es válida para tuberías con sus dos extremos empotrados.

$\nu$  es la relación de Poisson del material y  $R_o$  y  $R_i$  son los radios externo e interno del tubo.

Chaudhry [Ref.31 p. 38], determinó las ecuaciones anteriores para el cálculo de golpe de ariete en tuberías de plástico, con la condición de que se utilicen los valores correctos para el módulo de elasticidad y la relación de Poisson del material.

#### IV.6 CANAL DE DESFOGUE

El canal de desfogue es la estructura que tiene la función de reconducir el agua al río, después de haber pasado por la turbina.

Este canal de desfogue presenta las mismas características de un canal de conducción y su comportamiento depende de la localización de la casa de máquinas en relación con el río.

A la salida de la turbina, el agua turbinada puede presentar velocidades con bastante capacidad erosiva. Para evitar la erosión, en el fondo del canal y en las paredes laterales, se debe tener mucho cuidado, como se indica a continuación. Ref. 39

#### Recomendaciones Constructivas

En la Fig. IV.6.1., se muestran las dimensiones básicas de una canal de desfogue, donde están indicados los valores de los colchones de agua - mínimos necesarios. En los revestimientos de las paredes del canal de desfogue se debe tener cuidado en términos de seguridad contra la actividad erosiva del agua.

La piedra braza, debe ser junteada con mortero cemento-arena, en proporción 1:3 para obtener un revestimiento con mayor resistencia contra la erosión.

En el fondo del canal, inmediatamente después de la salida del tubo de succión debe ser adecuadamente protegido con mortero o concreto, cuando en el lugar no exista roca sana.

El criterio para dimensionar el canal de desfogue se basa en la consideración de que para una mayor descarga admisible no resulten velocidades mayores de 2.0 m/s. Cuando sea posible se recomienda que en el trecho final del canal de descarga donde se entronca con el río -se debe prolongar el canal para minimizar la velocidad- o duplicar el valor de "C" indicado en la figura para de este modo disminuir la velocidad de escurrimiento -- del canal (1 m/s).

Debido a la importancia de mantener los niveles de agua a la salida - del tubo de succión, puede hacerse necesario colocar una solera afonadora al final del canal de desfogue. En este caso se recomiendan los siguientes procedimientos o soluciones para el dimensionamiento y colocación de de solera referida.



- 1.- Cuando queda abajo, donde cualquier pérdida de desnivel presenta una gran pérdida de potencial, y la velocidad del agua es baja, la solera debe colocarse todo cuanto sea posible al final del canal; se construye y debe colocarse en el fondo del mismo, procurando que pase el mismo nivel de agua en ambos extremos de la solera,
- 2.- Cuando queda más alta, la solera aforadora debe situarse en la parte más larga del canal de desfogue, y colocarla de tal forma que proteja también al canal contra la entrada de material sólido transportado por el río.

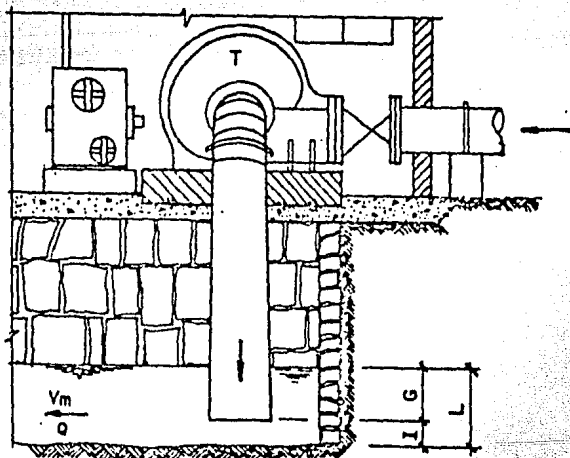
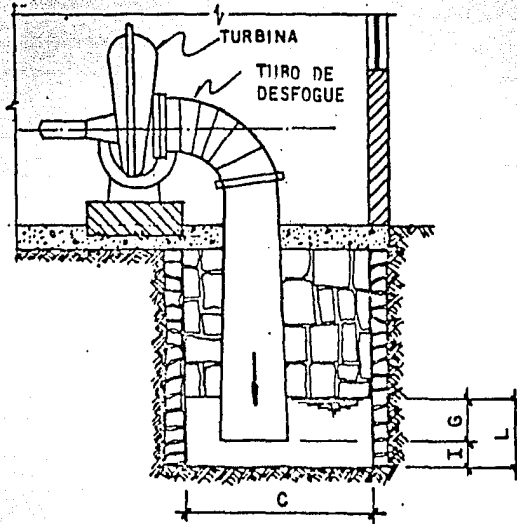


Fig. IV.6.1.a

CANAL DE DESFOGUE  
DIMENSIONES BASICAS



DESCARGA		CARGA	CANAL DE DESFOGUE			
$Q$ ( $M^3/s$ )	$H$ (m)		$V_m$ (m/s)	$G$ (m)	$l$ (m)	$L$ (m)
0,1 a 4,0	$0 < H \leq 70$	$V_m \leq 1,00$	0,40	1 1,20	$L \geq 1,60$	$C \geq 2,50$
4,1 a 12,4		$V_m \leq 1,67$	0,60	1 1,80	$L \geq 2,40$	$C \geq 3,00$
12,1 a 20,0		$V_m \leq 2,00$	0,80	1 2,00	$L \geq 3,00$	$C \geq 3,30$

Fig. IV.6.1.b

C A P I T U L O V

OBRA CIVIL

La obra civil es la que se encarga de identificar y determinar el tipo de materiales que se deben de utilizar para llevar a cabo la construcción de las diferentes estructuras que integran una P.C.H.

Estos materiales son: arena, grava, cemento, calhídra, acero, polietileno, P.V.C., piedra, braza, etcétera.

Además de que se debe considerar el tipo de suelo en el cual se van a desplantar las estructuras, los cuales son:

- Dique vertedor
- Canal de conducción y canal de desfogue
- Estructura de Puesta a Presión y tanque desarenador

Estas estructuras ya se explicaron en el capítulo III y IV

En este capítulo haremos mención de las características de las siguientes estructuras y mecanismos:

- Obra de Desvío
- Tuberías
- Válvulas
- Compuertas
- Casa de Máquinas

## V.1 OBRA DE DESVÍO

Cuando se va a construir una presa grande en el paso de una corriente, se debe tomar en cuenta la derivación del gasto de desvío a un lado o a través del emplazamiento de la presa durante el período de la construcción. La magnitud del problema de derivación será diferente según el tamaño y potencial de las avenidas de dicha corriente; en algunos emplazamientos de presas, es costoso y tardado además de que afecta al programa de actividades de construcción, mientras que en otros lugares puede no ofrecer mayores dificultades.

El problema de derivación existe en casi todos los emplazamientos, y la sección del método más adecuado para manejar el gasto de la corriente durante la construcción es importante para que el costo de la presa resulte económico.

El método elegido representará un problema entre el costo de construir la derivación y la magnitud del riesgo que corre. La derivación elegida reducirá al mínimo los daños producidos por las avenidas potenciales a la construcción en progreso con un mínimo de inversión.

En la construcción de una Pequeña Central Hidroeléctrica no se requerirá, en la mayoría de los casos, de una obra de desvío tradicional; ya que el tiempo de construcción no es muy largo y se puede llevar a cabo en la época de estiaje. Los gastos que se manejan en las P.C.H. no representan un riesgo considerable comparado con las grandes plantas, y las avenidas máximas se registrarán en la época de lluvias.

En aquellos casos en que sea necesaria la construcción de una obra de desvío, el canal de conducción se puede utilizar para este fin, mientras se realiza la construcción de la cortina siempre y cuando lo permita la topografía del lugar, o también se puede desviar a través de conductos -- que pasen por debajo de la cortina o a través de ella. Esta construcción no debe representar una gran inversión.

## V.2 TUBERIAS, VALVULAS Y COMPUERTAS

El material más utilizado como conducto a presión en las grandes centrales hidroeléctricas, debido a la magnitud de las presiones que allí se producen, es el acero. En las P.C.H. existe la posibilidad de utilizar otro tipo de materiales no convencionales, ya que generalmente se presentan dos tipos de aprovechamientos:

- a) Cuando el caudal es reducido
- b) Cuando el desnivel es pequeño

En el primer caso es posible emplear conductos de materiales resistentes y de diámetros comerciales pequeños, tales como las tuberías de polietileno o de P.V.C.

En el segundo caso, se utilizarán los tubos que se fabrican con diámetros grandes como los de asbesto cemento o también de P.V.C. El polietileno y el P.V.C. tienen la ventaja sobre los demás tipos de materiales -- con que se construyen los tubos, de admitir deflexiones considerables, lo cual representa un ahorro en el uso de piezas especiales, y además se necesita la construcción de atraques o apoyos, debido a su falta de flexibilidad. Aun así, el uso de cualquiera de los materiales mencionados, representan una economía considerable con respecto a los materiales utilizados en forma convencional.

## VALVULAS HIDRAULICAS

### Funciones y Tipos

En forma general, las válvulas hidráulicas son mecanismos que regulan o controlan el flujo de agua en conductos o tuberías. Su construcción es tal, que el miembro de cierre opera y permanece entre la corriente de agua.

Las válvulas más comunes son:

- |                         |       |
|-------------------------|-------|
| a) Tipo Mariposa        | V.2.1 |
| b) De aguja             | V.2.2 |
| c) Esférica             | V.2.3 |
| d) De Chorro divergente | V.2.4 |

Dependiendo de su finalidad, las válvulas se pueden instalar a la entrada, a la salida o en una posición intermedia del conducto, previendo el suministro de una cantidad adecuada de aire de ventilación cuando se requiera. En la práctica, las válvulas de aguja y chorro divergente se usan a la salida de las tuberías para regulación y servicio; mientras que las de tipo mariposa y esféricas por lo común se usan para emergencia y cierre cuando es necesario dar mantenimiento en tuberías, en algún punto intermedio de un conducto, o inmediatamente aguas arriba de una turbina o válvula de servicio.

En particular las válvulas esféricas se usan para cargas muy grandes.

Cuando una válvula se usa para regulación de gasto, la energía potencial a su entrada se convierte en energía cinética a la salida, donde la velocidad será igual a la velocidad de chorro, correspondiente a la diferencia de la carga efectiva total a la entrada y a la carga estática a la salida. La cantidad de energía contenida en grandes chorros es enorme, por lo que en el diseño de este tipo de válvulas es esencial tomar precauciones para evitar daños a las válvulas mismas y a las estructuras cercanas.

### SELECCION DEL TIPO

La selección del tipo de válvulas depende principalmente de las condiciones del servicio a que vaya a sujetarse.

Si dos o más válvulas son adecuadas funcionalmente, de la misma manera para un determinado proyecto, la selección de la válvula dependerá de

su costo inicial y costo de mantenimiento.

a) Influencia de las impurezas en el agua

Cuando el agua vaya cargada con arena, limo o carbonatos, las válvulas de flujo concéntrico y pasos muy chicos, tienen el inconveniente de que se pueden obturar y quedar fuera de servicio. Para este tipo de servicio la válvula tipo mariposa puede ser la más conveniente.

b) Consideraciones sobre difusión

Cuando la dispersión proveniente de válvulas de descarga libre tiene alguna objeción, como en el caso de instalaciones eléctricas cercanas, las válvulas de aguja, pueden ser una solución adecuada debido a la descarga concentrada. Las tipo mariposa para aberturas y las de chorro divergente efectúan una considerable dispersión del chorro. Debido a estas condiciones algunas válvulas requieren tanques disipadores más o menos costosos. En ciertos casos, las válvulas de aguja pueden requerir tanques cuyo costo es menor que para otros tipos.

c) Mantenimiento

En la selección del tipo de válvula se deben hacer consideraciones de mantenimiento, como lo es la facilidad y frecuencia de las reparaciones, lo que tendrá importancia en los costos de operación y confiabilidad del servicio.

La cavitación es una amenaza siempre presente en válvulas de gran carga, y ha sido una de las principales causas del deterioro de las mismas.

#### VALVULAS DE EMERGENCIA

En tuberías a presión no es suficiente la instalación de sólo una válvula para servicio. Es necesario considerar también la colocación de una válvula para emergencia o cierre por mantenimiento, localizada y controlada de manera que el cierre rápido por emergencia, en condiciones desbalanceadas, esté asegurado en cualquier circunstancia.

Información que se requiere para la selección y el diseño adecuado de una válvula.

Con el objeto de que el tipo y el tamaño de una válvula se puedan seleccionar y que proporcionen una máxima eficiencia en cualquier instalación dada, se requieren ciertos datos que son fundamentales:

A) La cantidad de agua que se descargará.

B) Las cargas efectivas estáticas y de operación. Generalmente son necesarias la carga mínima y máxima.

- C) Tiempo y lapsos de operación durante un año de servicio.
- D) Requerimientos de control.
- E) Número de unidades deseado o necesario.
- F) Condiciones climáticas.
- G) Requerimientos del tanque dissipador para descarga libre.
- H) Condiciones de emergencia eventuales.
- I) Calidad del agua; clara o con azolves o sales en solución.
- J) Posición de la válvula en la tubería.
- K) Accesos a válvulas de control.

Las condiciones enlistadas antes, por lo general determinan el tipo, tamaño y número de válvulas y tuberías para las instalaciones hidráulicas, aunque condiciones especiales en cada caso pueden ser factores decisivos en el proyecto final.

Las válvulas tipo mariposa pueden ser del mismo diámetro que la tubería o un poco mayor, y las de tipo esférico es costumbre que el diámetro sea el mismo que el de la tubería. (consultar las gráficas V.2.1., - V.2.2. y V.2.3.) [Ref. 12].

## COMPUERTAS HIDRAULICAS

### Funciones y Tipos

En la actualidad las compuertas hidráulicas se utilizan para regulación de gastos en emergencias para el cierre y cuando se requiere de mantenimiento. Se contruyen de manera que el miembro de cierre quede por completo fuera del conducto cuando la compuerta está totalmente abierta.

Las compuertas hidráulicas se diseñan de diferentes tipos, con peculiaridades en su operación y en sus miembros de cierre que permiten clasificarlos en tres grupos generales.

#### 1.- Compuertas deslizantes

En estas compuertas el elemento de cierre u obturación se mueve sobre superficies deslizantes que sirven a la vez como apoyo y sello. Generalmente se construyen de acero colado y se usan en estructuras de canales y en algunas obras de toma, así como en presas o tanques de regulación.



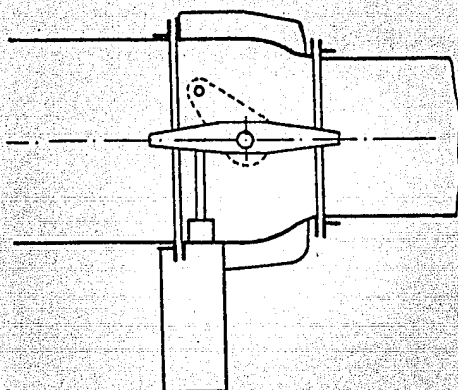


Fig. V.2.1 Válvula tipo mariposa

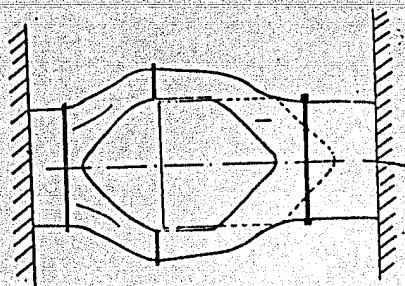


Fig. V.2.2 Válvula de Aguja

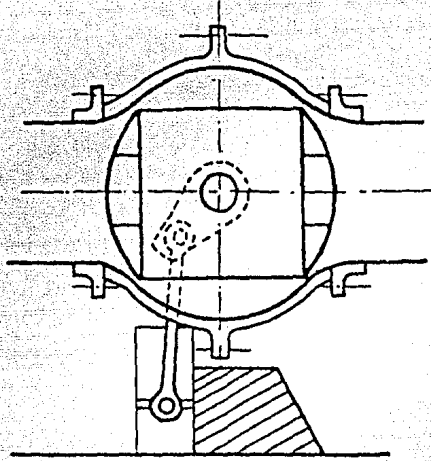


Fig. V.2.3 Válvula esférica

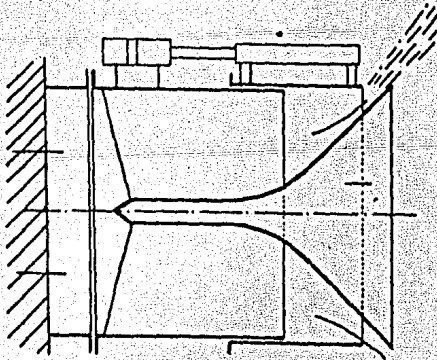
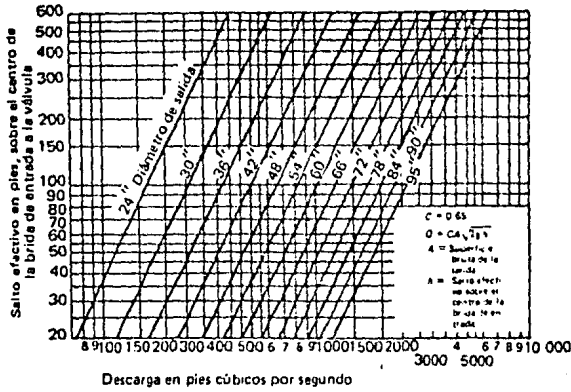
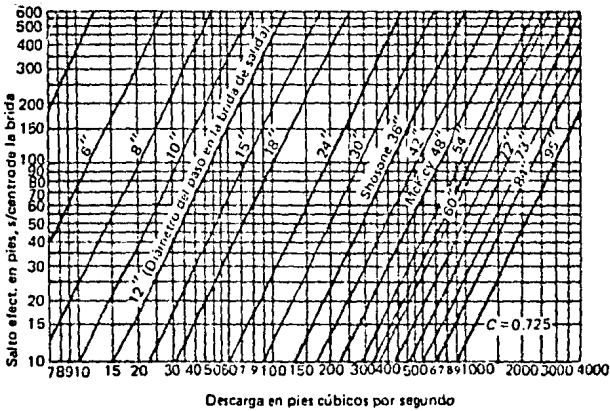


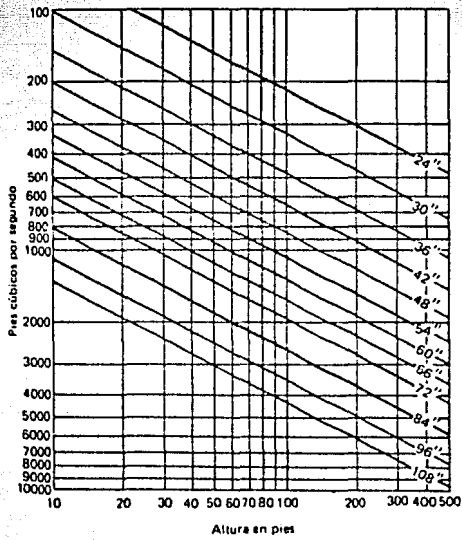
Fig. V.2.4 Válvula de Chorro  
divergente



Gráfica V.2.1 Curvas de capacidad de válvula de aguja con diámetro de salida igual a 0.833 del de entrada y orificios de salida con borde agudo



Gráfica V.2.2 Curvas de capacidad de válvulas de aguja y de tubo. En las primeras - corresponde al caso en que el diámetro de salida es 0.833 del de entrada, y en las segundas al caso - de diámetros de entrada y salida iguales.



Gráfica V.2.3 Curvas de capacidad de descarga de las válvulas Howell-Bunger. (Chorro Divergente)

Para este último caso se pueden instalar una delante de otra; una como emergencia y otra como regulación. Los asientos de la compuerta se hacen de acero colado, maquinado de acero inoxidable o de bronce, y siempre apoyándose en metal de diferente aleación, con el fin de evitar que se solden.

Las casas constructoras suministran compuertas de dimensiones preestablecidas, para cargas hasta de 30 m aproximadamente.

La hoja de la compuerta o elemento de obturación se acciona mediante un mecanismo elevador, a través de un vástago o flecha de acero estirado en frío.

La capacidad de carga requerida por el mecanismo elevador, se puede calcular con la expresión.

$$C = 0.30 A p + P$$

Donde:

C = capacidad de carga requerida en Kg

A = área del hueco de la compuerta en m<sup>2</sup>

p = presión unitaria en el centro de gravedad de la compuerta en Kg/m

P = Peso de la hoja de compuerta, más flecha o vástago en Kg.

En la Fig. V.2.5. se muestra un croquis correspondiente a la instalación general de una compuerta. Para las compuertas deslizantes, se selecciona una dimensión tipo que corresponda a ciertas medidas previamente establecidas por los constructores y para las cuales existan en las fundiciones especializadas los moldes para colado.

La flecha o vástago con que se impulsa la hoja de la compuerta debe tener una longitud total, de acuerdo con cada caso particular; pero dicha longitud se debe dividir en tramos cortos, por medio de guías, de manera que la relación de esbeltez quede dentro de valores que permitan un esfuerzo de trabajo relativamente alto, para la condición de cierre de la compuerta.

Una variante de compuertas deslizantes son las llamadas "agujas"; o sea una mampara para cierre temporal o de emergencia de cualquier tipo de estructura. Se pueden construir de madera, acero o concreto reforzado, dependiendo del claro y de la carga. Ver Fig. V.2.6

## 2.- Compuertas rodantes

En estas compuertas el elemento de cierre u obturación se mueve sobre

un tren de ruedas hasta el momento preciso de cierre total; ya sea - que la hoja quede sentada sobre el marco de apoyo, o que siguiendo apoyada sobre las ruedas, selle perimetralmente.

Para eliminar la succión y el acumulamiento de basura es común que la placa quede localizada en el lado de aguas arriba. Sellos flexibles, agradados a la placa de la compuerta, se apoyan sobre placas - embebidas al ras, en las caras de los muros laterales de la estructura.

La labio inferior de la placa de la compuerta sobre el cual se apoya cuando cierra completamente se le coloca una tira de hule, atornillada, para sello.

Se utilizan en obras de toma profundas para caso de emergencia y de servicio, así como para cierre cuando se va a dar mantenimiento en - conductos de agua a presión. Ruedan a su posición de sello debido a su peso propio y se izan con cadenas o cables por medio de gruas especiales. Generalmente se diseñan de manera que se puedan izar fuera de la superficie del agua, hasta una caseta de operación, donde - se les puede dar mantenimiento. Ver Figs. V.2.7 y V.2.8.

### 3.- Compuertas Radiales

Reciben este nombre debido a que tienen la forma de un sector de cilindro y giran alrededor de un eje horizontal. Por lo general el agua actúa en el lado convexo, aún cuando en ocasiones la presión hidrostática en la placa cilíndrica se transmite a vigas horizontales, las cuales a su vez son soportadas por dos vigas extremas, que también son soportadas por brazos radiales que emanan de un perno de apoyo que se localiza en el eje del cilindro. Este tipo de compuerta se usa en vertedores de presas para control, en canales de irrigación y fuerza motriz, para regular el flujo de agua, así como en obras de toma. Ver Figs. V.2.9 y V.2.10

Los elementos de que consta una compuerta radial son los siguientes:

- Hoja de la compuerta, incluyendo placa, vigas horizontales, vigas verticales extremas.
- Dos brazos
- Cuatro o seis ruedas guía
- Dos pernos de apoyo y giración con chumacera y pernos de anclaje.
- Sellos de hule para el piso, los lados y las esquinas.
- Placas de asiento con sus pernos.
- Mecanismo elevador

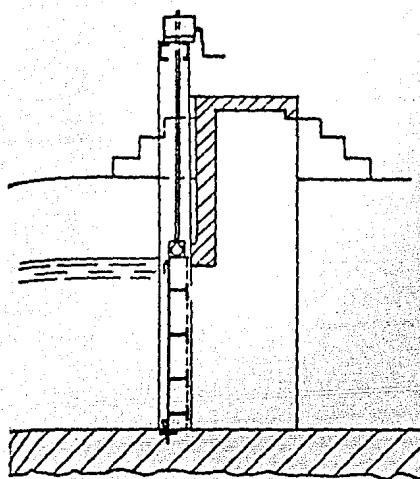
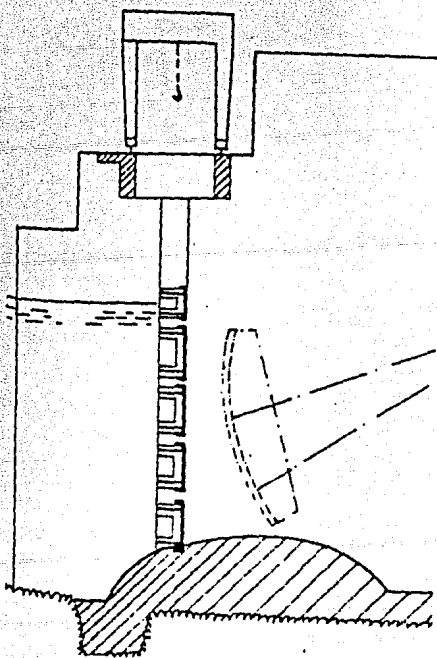


Fig. V.2.5  
COMPUERTAS DESLIZANTES

Fig. V.2.6  
COMPUERTAS AGUJAS



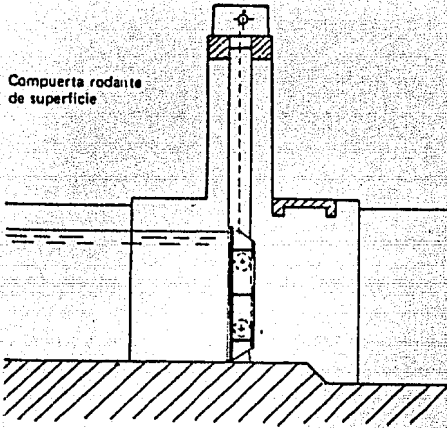


Fig. V.2.7

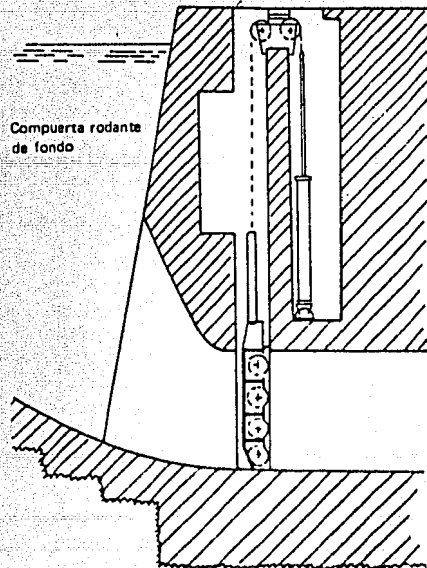


Fig. V.2.8



## COMPUERTAS RADIALES

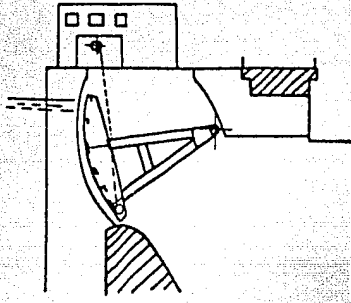


Fig. V.2.9

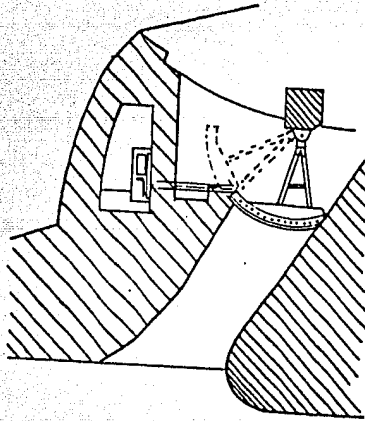


Fig. V.2.10

Y las dimensiones generales para considerar en el diseño, se pueden enlistar como sigue:

a = ancho de la compuerta

h = altura de la compuerta

R = radio de la placa = 1.25 h

L = longitud de la placa

y = posición del perno con respecto al umbral de la compuerta = 0.75 h

F = posición total en la compuerta, que debe pasar por el eje del perno

### V.3 CASA DE MAQUINAS

Es el recinto que sirve para albergar el equipo electromecánico y accesorios dentro de la cual se efectúa el cambio de energía hidráulica en energía eléctrica.

El equipo y accesorios referidos son: turbinas, generadores, tuberías de alimentación, válvulas, base de apoyo para turbina y generador, transmisión turbina-generador, tablero de control, banco de trabajo, estante para herramientas y refacciones.

Según Nosaki [Ref.23 pps. 10 y 60] el área mínima de la casa de máquinas para plantas de una potencia inferior a los 50 KW, es del orden de --- 30 m<sup>2</sup>, sin incluir la habitación del operador.

#### Criterios de Diseño

- 1.- La casa de máquinas es una estructura que deberá estar cubierta y cerrada, con la protección necesaria y el espacio suficiente para alojar y operar el equipo mencionado.
- 2.- Su ubicación se hará a una elevación en la cual se aproveche el máximo de carga para generar energía, sin que exista peligro de inundación.
- 3.- De acuerdo a la potencia que se genere, deberá contar con el espacio y forma adecuados para que puedan trabajar desahogadamente el o los operadores.
- 4.- Se deberá proveer a las turbinas y a los generadores de los apoyos adecuados para que operen satisfactoriamente dentro de los márgenes de seguridad.
- 5.- Se dispondrá un canal de desfogue para desalojar rápidamente el agua turbina hasta el cauce aguas abajo.

- 6.- La selección de la turbina hidráulica se seleccionará de acuerdo a la carga y al caudal que descarga principalmente.
- 7.- El diseño de la turbina será aquel que para el caudal y la carga dados se obtenga la máxima eficiencia.

C A P I T U L O    V I

OBRA ELECTROMECANICA

La otra electromecánica es aquella donde se lleva a cabo la transformación de la energía hidráulica a energía mecánica y ésta a su vez se transforma en energía eléctrica por medio de las máquinas y los elementos auxiliares de operación que ya se mencionaron en el capítulo III.4 y que a continuación se explica su función y características de cada una.

## VI.1 TURBINAS

### DEFINICION:

Las turbinas hidráulicas son máquinas que permiten la transferencia de la energía cinética del agua a un rotor provisto de álabes, mientras el flujo hace contacto con éstos [Ref. 32].

La distribución de velocidades que se forma a la entrada y a la salida del rotor juega un papel importante en el estudio de las turbomáquinas.

Para las condiciones de diseño, los contornos del álabe son líneas de corriente, donde la velocidad del fluido puede ser tangencial, axial o radial al álabe.

El fluido al pasar por entre los álabes ejerce sobre ellos acciones representadas como fuerzas, en virtud de los cambios de las cantidades de movimiento con el tiempo (cantidad de movimiento-impulso); lo cual se expresa en forma matemática con la ecuación de cantidad de movimiento:

$$\int F dt = m(v_2 - v_1)$$

$$\Sigma F = \rho Q \Delta V = \rho Q (v_2 - v_1)$$

Donde:

F = suma de fuerzas en los tres ejes en el espacio X, Y, Z.

$\rho$  = masa específica.

Q = gasto volumétrico, caudal.

m = masa cuya cantidad de movimiento varía con el tiempo

$v_1$  = velocidad de salida

$v_2$  = velocidad de entrada

Siendo éste el principio en el cual se basa la ecuación de Euler, se tiene que el trabajo hecho por el fluido sobre los álabes (o viceversa) o expresión de la energía transferida entre fluido y álabes, por unidad de masa de fluido será:

$$E = \frac{1}{g_c} (U_2 v_{u2} - U_1 v_{u1}) \quad \text{VI.1.1}$$

## GRADO DE REACCION

La proporción relativa de energía transferida, por cambio en la carga dinámica y en la carga estática, es un factor importante en la clasificación y características de diseño de las turbinas. Y se llama grado de reacción, a la relación de la carga estática a la carga total transferida. Por lo tanto las turbinas de reacción se caracterizan pues, por producir un gradiente de presión entre la entrada y la salida; debe trabajar en ducto cerrado.

La reacción generalmente tiene valores entre cero y uno, aunque puede tomar un valor cero en las máquinas de impulso  $\Delta P = 0$  [Ref. 33]

$$Gr = \frac{U_2^2 - U_1^2 + V_{r1}^2 - V_{r2}^2}{V_2^2 - V_1^2 + U_2^2 - U_1^2 - V_{r1}^2 - V_{r2}^2} \quad \text{VI.1.2}$$

Donde:

V = velocidad absoluta del fluido.

## VELOCIDAD ESPECIFICA (Ns.)

El nombre de velocidad específica deriva de que para valores unitarios de: gasto (Q), carga efectiva actuando sobre la máquina (H) y la potencia transferida (P), la velocidad específica (Ns.) es proporcional a N (revoluciones del motor por unidad de tiempo).

Por tal motivo, sin duda alguna, es el parámetro que mejor caracteriza a una turbomáquina; pues relaciona no sólo al caudal y la carga variables fundamentales, sino también a la velocidad de giro como variable cinemática que sigue en importancia.

Para turbinas en el sistema métrico.  $ns = NP^{1/2} H^{-5/4} = (\text{rpm})(CV)^{1/2} (\text{m})^{5/4} \quad \text{---(VII.1.3)}$

Para turbinas en el sistema inglés  $Ns = NP^{1/2} H^{-5/4} = (\text{rpm})(HP)^{1/2} (\text{pies})^{-5/4} \quad \text{---(VII.1.4)}$

## RENDIMIENTO O EFICIENCIA

Sólo en condiciones ideales toda la energía cedida por el fluido a su paso por la máquina puede ser tomada por los álabes en la turbina. En condiciones reales siempre hay una diferencia entre esas dos energías, la que cuantifica las pérdidas hidráulicas en la máquina, por fricción, choques, turbulencias, etcétera.

Por lo tanto el rendimiento energético total, que es la relación entre

la potencia en la flecha de la máquina y la potencia cedida por el fluido.

$$\eta = \frac{P \text{ flecha}}{Q H n} = \frac{\text{Potencia en la flecha de la turbina}}{\text{Potencia cedida por el fluido}}$$

ecuación (VII.1.5)

### Características Generales de las turbinas hidráulicas

Cuando el paso del agua por el rotor se efectúa en dirección radial, las máquinas se llaman radiales, cuando el paso por entre los álabes se hace en la dirección del eje de la máquina, se dice que ésta es del tipo axial, si el ataque del agua es en sentido tangencial al rodete, se le denomina de tipo tangencial.

Como ya se dijo antes, la turbina es el órgano fundamental de todo aprovechamiento hidroeléctrico, por ser el que transforma la energía del agua en energía mecánica, así, el rotor de la turbina con sus álabes es el elemento básico en la turbina, pues en él se logra la transferencia energética. Completan la máquina otros elementos auxiliares, que contribuyen a que la transferencia de energía del agua pueda realizarse con buen aprovechamiento.

Así en las turbinas de reacción se dispone de un ducto alimentador en forma de caracol circundando la máquina, el cual recibe el agua de la tubería de llegada y la sirve al rodete móvil por medio del distribuidor; éste regula el gasto de acuerdo con la potencia exigida a la turbina y además impone al líquido el giro necesario para su acción sobre los álabes. En la descarga del agua de la máquina se instala otro ducto abocinado, llamado tubo de desfogue, que permite una ganancia en el gradiente de presión y mejora el rendimiento de la máquina. En las turbinas de impulso, la alimentación se efectúa a través de las toberas que transforman la energía estática del agua en dinámica para que así pueda ser aprovechada por la rueda móvil provista de álabes. Después de su acción sobre los álabes, el agua cae directamente al socaz a la presión atmosférica. [Ref. 33]

### TURBINAS FRANCIS

Pertenece al grupo de las turbinas de reacción y de flujo radial. Se pueden utilizar en saltos de agua desde 30 metros hasta 550 metros y con caudales que a veces alcanzan 200 metros cúbicos por segundo y otras de sólo 10 m<sup>3</sup>/seg. Existen dos tipos de Francis: la pura y la mixta.

En la Francis pura, el flujo es radial, donde toda la transferencia energética del fluido a rotor se efectúa mientras el agua pasa a través de los álabes. Sin embargo se hace difícil el desfogue central, por lo que el gasto se halla en cierta forma limitado. Se usa para caudales relativamente reducidos y cargas relativamente grandes.

En la Francis mixta, el agua recorre los álabes en dirección radial y de afuera hacia adentro sólo en una parte de los mismos (la superior), terminando el agua su recorrido por entre los álabes en dirección axial (vertical hacia abajo en las máquinas de eje vertical) en cuya fase final trabaja como turbina axial.

Para lograr la doble acción, los álabes deben tener un álabeo muy particular que los hace aparecer alargados en dirección axial, y una forma abocardada que facilita el desfogue de mayor caudal. Tiene sus aplicaciones en saltos de agua de cargas medianas y bajas, con caudales medianos y relativamente grandes [Ref. 33] ver fig. VI.1.1.

#### TURBINA KAPLAN

Es una turbina de reacción y flujo axial, tiene forma de hélice con álabes ajustables, de forma que la incidencia del agua en el borde de ataque del álabe pueda producirse en las condiciones de máxima acción.

Además de mantener buen rendimiento en la regulación del gasto o con las oscilaciones de la carga por variación de la cota de nivel del embalse, permite también aumentar el caudal por unidad, para una determinada carga y por tanto la potencia, con lo cual se puede reducir el número de unidades en ciertos aprovechamientos. [Ref. 32]

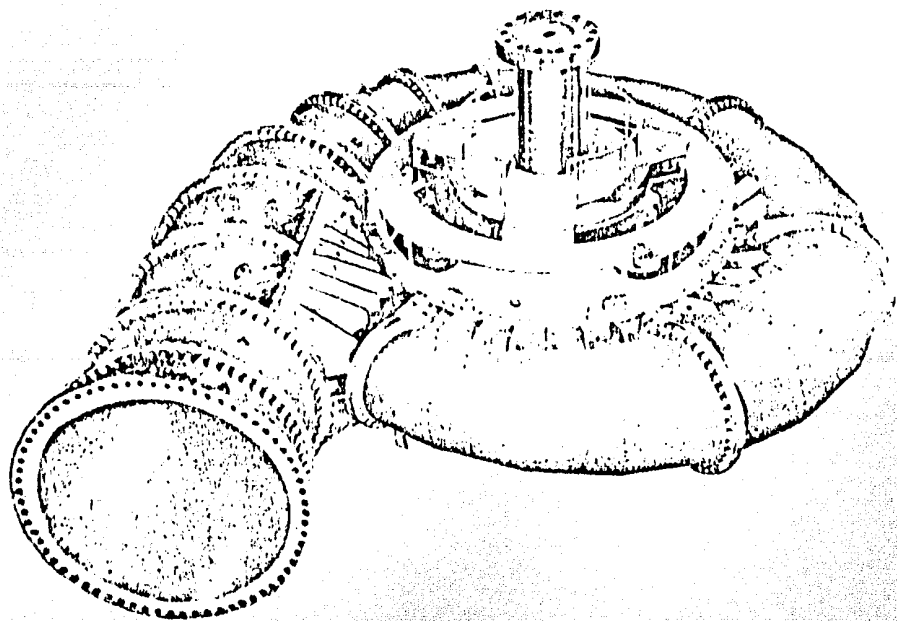
La velocidad específica de esta turbina es alta, en virtud de que la carga es pequeña con relación al caudal, éste último como máquina axial es muy grande:  $ns = 300$  a  $1100$ , el número de álabes, varía de 4 a 9 correspondiendo a mayor velocidad específica menor número de álabes. Las velocidades de rotación varían de 50 a 200 RPM. Ver fig. VI.1.2.

#### TURBINA PELTON

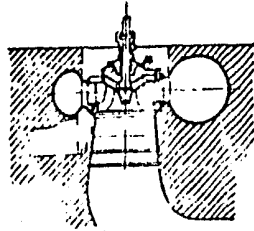
Esta es una turbina de impulso o de acción, pues aprovecha únicamente la energía cinética del fluido. El grado de reacción es cero. La energía cinética del agua, en forma de chorro libre, se genera en una tobera colocada al final de una tubería de presión. La tobera está provista de una aguja de cierre para regular el gasto, constituyendo en conjunto, el órgano de alimentación y de regulación de la turbina [Ref. 33].

El álabe tiene una forma de doble cuchara, con una arista diametral sobre la que incide el agua, produciéndose una desviación simétrica en dirección axial. Por ser el ataque del fluido en sentido tangencial a la rueda se le denomina turbina tangencial. Se utiliza para cargas altas y gastos pequeños. La velocidad específica está entre 10 y 60 con un rendimiento del 90%. El número de álabes suele ser de 17 a 26 por rueda, dependiendo de la velocidad específica de la turbina. Para alta velocidad específica el número de álabes es menor. Ver fig. VI.1.3.

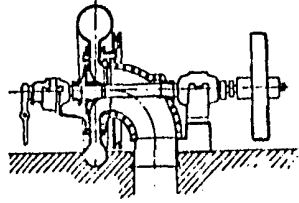




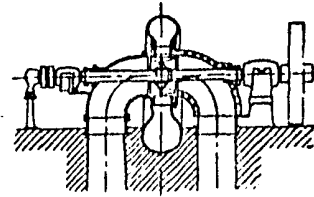
VI.1.1. a Turbina Francis



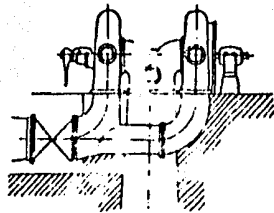
1) Eje vertical, un rotor y un difusor.



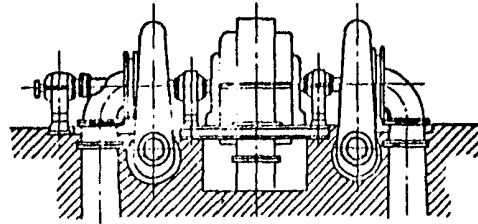
2) Eje horizontal, un rotor y un difusor.



3) Eje horizontal, un rotor y un difusor doble



4) Eje horizontal, doble rotor y un difusor gemelo.



5) Dos turbinas gemelas en un mismo eje horizontal

Fig. VI.1.1 b Varias disposiciones de operación de Turbinas Francis

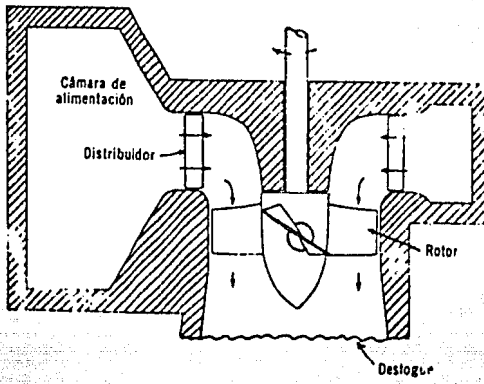


Fig. VI.1.2 Esquema de una Turbina Kaplan

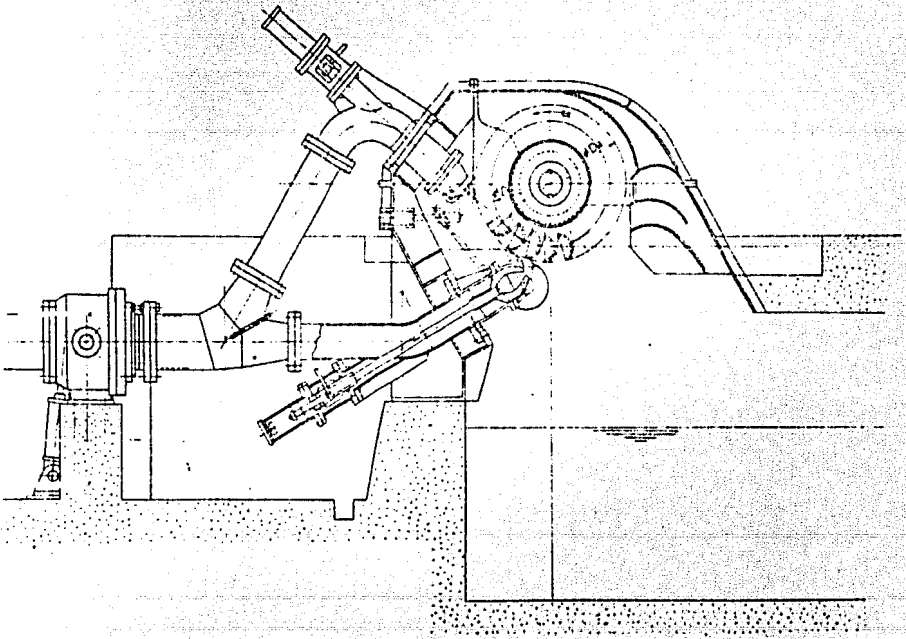
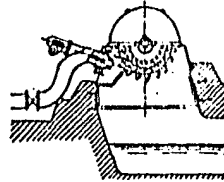
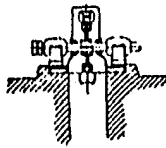
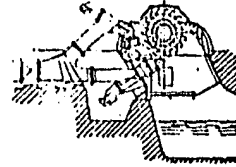
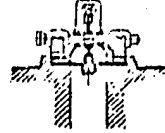


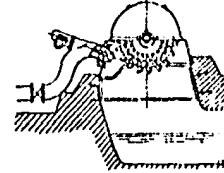
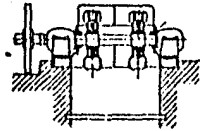
Fig. VI.1.3 a Turbina Pelton



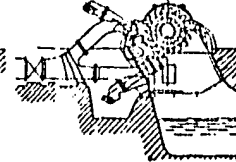
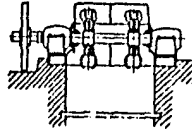
$P_1 N_1 - H$  Eje horizontal, una rueda y un chorro



$P_1 N_2 - H$  Eje horizontal, una rueda y dos chorros



$P_2 N_2 - H$  Eje horizontal, dos ruedas y dos chorros



$P_2 N_4 - H$  Eje horizontal, dos ruedas y 4 chorros

Fig.VI.1.3 b Cuatro disposiciones de Turbinas de eje horizontal

### TURBINAS BULBO, TUBULARES Y DE POZO

Estas turbinas permiten aprovechar caídas de uno a quince metros, su particularidad es; que el eje se ha dispuesto en la dirección horizontal o casi horizontal, con el fin de reducir las dimensiones en sentido vertical y por lo tanto las excavaciones, no tienen la cámara espiral o caracol, -- utilizándose la alimentación directa desde el embalse, por medio de un tubo de aspiración rectilínea, que manda el agua sobre el rotor de la turbina a través de unas paletas directoras. El rotor tipo hélice, con álabes fijos o ajustables, tiene su eje en la misma dirección del ducto facilitando el paso de grandes caudales de agua. La descarga se logra por una continuidad del mismo ducto, en forma análoga al desfogue de una turbina de reacción convencional. Sólo en tipo de turbina tubular se hace necesario un cambio en la dirección del ducto en la descarga para dar salida al eje del generador.

En la turbina tubular, el generador va instalado al exterior, fuera -- del ducto de paso del agua. Esto reduce el costo del generador, que puede ser así de tipo convencional, aunque presente algunos problemas de sellado de la flecha, de vibración por mayor longitud y de desfogue.

En la turbina de bulbo, el generador está encerrado en un recinto metálico, que generalmente precede al rotor, apareciendo en conjunto como una pera o bulbo. Para el acceso al generador, así como para el paso de las conducciones y servicios, se dispone de un ducto o chimenea que comunica con el exterior. Este sistema es ligeramente más costoso pues requiere el empleo de generadores de diseño especial

En la turbina tipo Pozo, el generador se independiza del rotor de la turbina por medio de muros de concreto manteniéndolo en el mismo eje de la turbina o desplazándolo transversalmente. En este último caso la transmisión de la potencia se efectúa por medio de un multiplicador pudiéndose hacer uso de generadores más económicos ver fig. VI.1.4 [Ref. 33].

### TURBINAS DE FLUJO CRUZADO

Tienen una larga historia que ha venido creciendo desde el inicio de su desarrollo. Ya que son de muy simple construcción como se muestra en la fig. VI.1.5, son utilizadas en pequeñas plantas hidroeléctricas debido a sus ventajas como son: costo bajo y mantenimiento sencillo.

El flujo se introduce en la turbina por medio de una boquilla y se -- controla por medio de una compuerta de entrada, el flujo choca con el rotor, lo cruza y vuelve a accionar en el lado opuesto para que finalmente -- sea descargado de la carcasa.

Estas turbinas tienen un desarrollo muy eficiente debido a las características analizadas en los laboratorios de Investigación hidráulica utilizando modelos de turbinas.

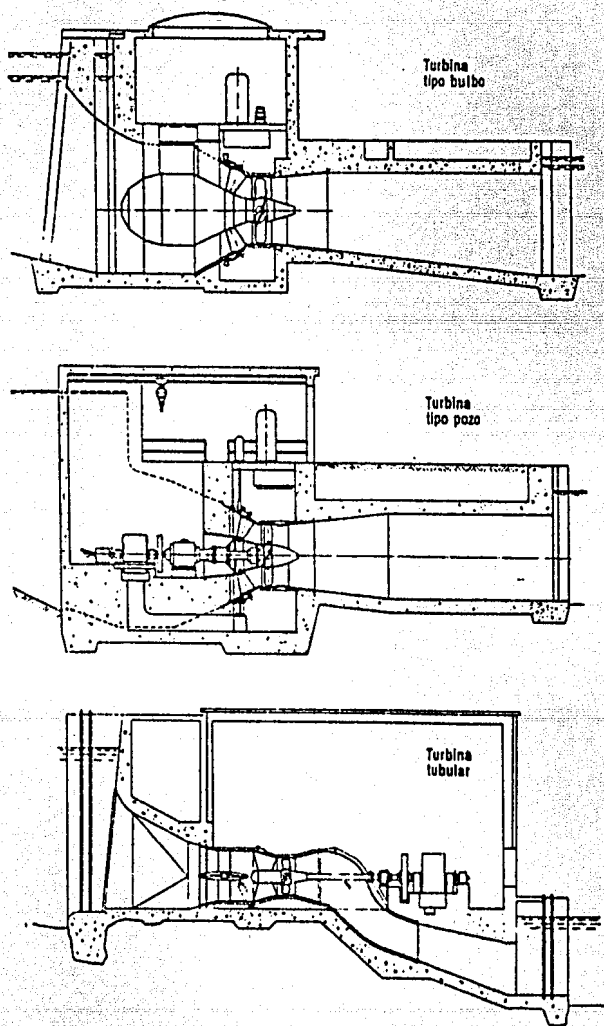


Fig. VI.1.4 Turbinas Tipo Bulbo, Pozo y Tubular

## -RANGO ESTANDARIZADO-

Carga neta -----	7.5 a 100 m. (24 a 330 ft)
Gasto aproximado -----	0.15 a 5.0 m <sup>3</sup> /seg.
Potencia Generada -----	50 a 1000 KW
Velocidad de rotación -----	100 a 1000 rpm (50 Hz) 100 a 1200 rpm (60 Hz)
Diámetro del Rodete -----	315, 400, 500, 630, 800, 1000 mm.
Relación B/D -----	0.5 a 3.55
(B es la longitud del eje del rodete D es el diámetro del rodete)	

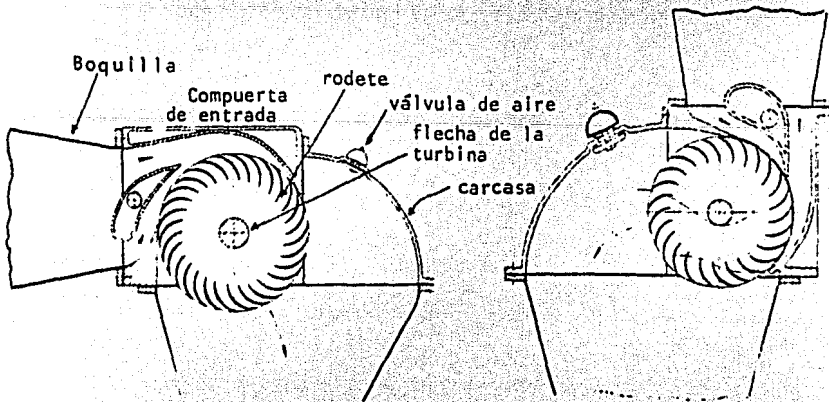


Fig. VI.1.5

## CARGA Y GASTO

Los intervalos para la utilización de turbinas de flujo cruzado está dado por la altura que va desde 7.5 a 100 m., y el gasto de 0.1 hasta 5.0 m<sup>3</sup>/seg., y la potencia generada es hasta 1000 KW.

Cuando la carga es mayor de 100 m., generalmente son utilizadas las turbinas Pelton o Francis, ya que se requeriría de un diseño especial para las turbinas de flujo cruzado.

La velocidad específica ( $n_s$ ) varía para cada turbina de flujo cruzado y está dentro de un intervalo desde 40 hasta 50 m-KW, que es mayor que la de la turbina Pelton y menor que la de una turbina Francis.

La altura neta ( $H_e$ ) de las turbinas de flujo cruzado aún no se ha estandarizado, así especificamos aquí que la carga se considerará al centro del rodete, y se representa como sigue: (ver figura VI.1.6).

$$H_a = UWL - MEL - H_1 \text{ -----(VII.1.6)}$$

Donde  $H_1$  son las pérdidas por golpe de ariete

Puesto que el rodete gira a presión atmosférica como en las turbinas Pelton, el agua descargada desde el rodete ya no puede ser utilizada como energía.

Un caso especial es cuando la casa de máquinas se va a construir a una elevación mayor debido a que el nivel de flujo es alto o la carga de succión ( $H_s$ ) es grande como se muestra en la fig.VI.1.6 b, por poca carga; entonces, la carga neta se vuelve extremadamente pequeña y el efecto de desfogue de la carga debe utilizarse. En tales casos debe instalarse un tubo de desfogue debajo de la carcasa para hacer que la presión en la misma sea negativa durante la operación.

En este caso la altura neta ( $H_e'$ ) es como sigue:

$$H_e' = UWL - MEL - H_1 + C * H_s \text{ -----(VII.1.7)}$$

Puesto que el aire dentro de la carcasa se descarga en el agua como burbujas el coeficiente  $C$  de la expresión  $CH_s$  es aproximadamente 0.7; adicionalmente la carcasa deberá proveerse con una válvula de entrada de aire para alimentar al mismo [Ref. 36].

Entonces el porcentaje de aire dentro del gasto a través del tubo de succión cambia con la carga y por lo tanto el nivel del agua en la carcasa, fluctúa hasta un valor aproximado de 0.5 seleccionado para  $A$  (fig. VI.1.6 b) y prevenir que llegue al rodete el nivel de agua debido a dichas fluctuaciones de la carga.



En este caso,  $H_s$  deberá fijarse de 3.0 m. como estándar para prevenir la cavitación. Ver Fig. VI.1.6 [Ref. 36]

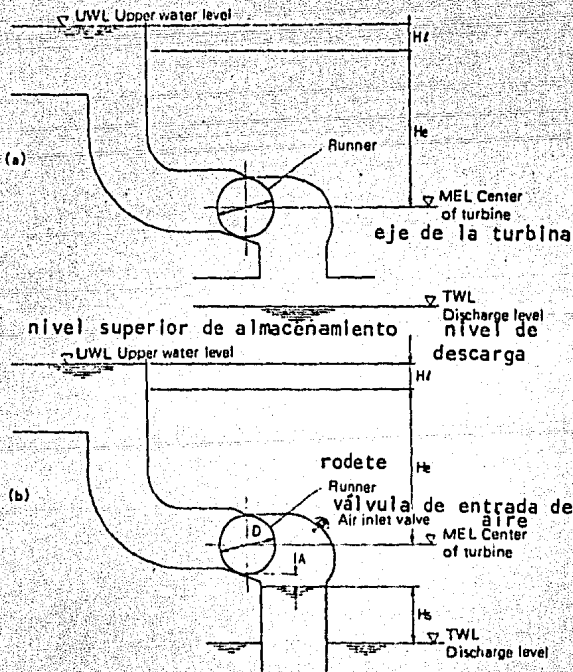


Fig. VI.1.6 Carga en una turbina de flujo cruzado

TABLA DE APLICACION

En la Tabla VI.1.1 se muestra la aplicación para determinar las características de las turbinas de flujo cruzado. El diámetro  $\phi$  del rodete, la velocidad angular aproximada y la producción total de energía puede leerse graficando la carga neta (m) disponible en el sitio del proyecto sobre la ordena y el gasto ( $m^3/seg.$ ) en la abscisa.

Para la longitud del pasador del rodete (B) puede seleccionarse un valor óptimo para la carga neta dentro de un intervalo de 0.5 a 3.55 veces el diámetro del rodete.

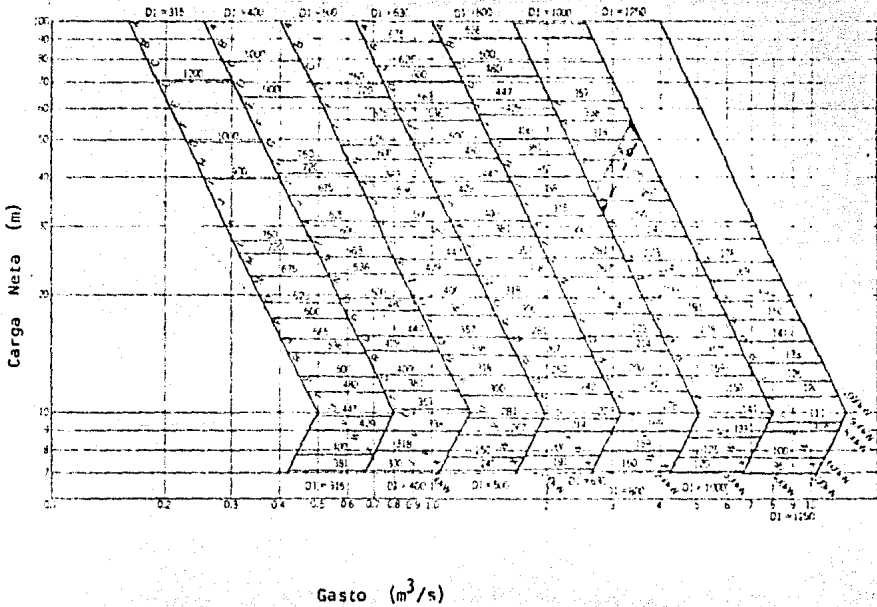


Tabla VI.1.1 De Aplicación

NOTA 1.- Los símbolos de la A a la X muestran los tipos de turbinas contra los diámetros del rodete y se muestran las dimensiones de la turbina en la tabla VI.1.1.

2.- La parte sombreada de la Tabla VI.1.1. muestra las características de una turbina tipo J de 1000 mm. de diámetro del rodete.  
[Ref. 36]

### características

Las características de eficiencia de las turbinas del flujo cruzado son relativamente planas en función del gasto comparadas con las turbinas Pelton; los valores de máxima eficiencia son bajas y la eficiencia de la carga parcial operada en esta área es grande cuando se compara con las turbinas Francis. Una de las medidas adoptadas para unificar la eficiencia de la carga parcial es cuando la compuerta de entrada podría ser dividida en dos partes; una que tenga  $1/3$  y otra  $2/3$  de longitud (o que ambos tengan igual longitud), y que las dos compuertas de entrada sean controladas automáticamente para que de esta forma se obtenga aproximadamente la misma abertura a la entrada y así obtener la máxima descarga simultánea, entonces sólo una de las divisiones de la compuerta de entrada es controlada individualmente de acuerdo a la utilización de la carga parcial.

A esto se le llama una eficiencia de altura operada en las turbinas de flujo cruzado (exactamente igual al efecto producido por la tobera al cerrar la operación de la turbina Pelton).

La fig. VI.1.7 muestra las características de la curva de eficiencia relativa con las características de la altura de operación (dividida en  $1/3$  y  $2/3$  de las turbinas de flujo cruzado).

La aplicación de esta eficiencia de la altura de operación con la división dentro de las compuertas de entrada en dos partes es recomendado para plantas de energía donde la descarga en las turbinas cambia significativamente durante el año, y el período de poco gasto es relativamente largo. El sistema de interruptor de la compuerta de entrada para mayor eficiencia de operación tal vez se pueda hacer manualmente en plantas hidroeléctricas donde la descarga en la turbina cambia en alguna época del año; se puede realizar automáticamente en plantas donde la descarga cambia frecuentemente. La alta eficiencia de operación con la división de la compuerta de entrada no es necesaria donde la descarga en la turbina no cambia mucho y la aplicación de una sola compuerta de entrada que requiere de un control simple es recomendable. Ver fig. VI.1.7.

Las dimensiones de la turbina de flujo cruzado se determinan con la tabla VI.1.2 [Ref. 36]

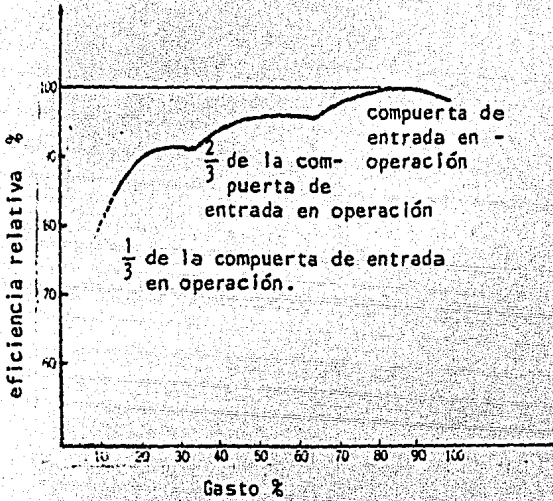


Fig. VI.1.7

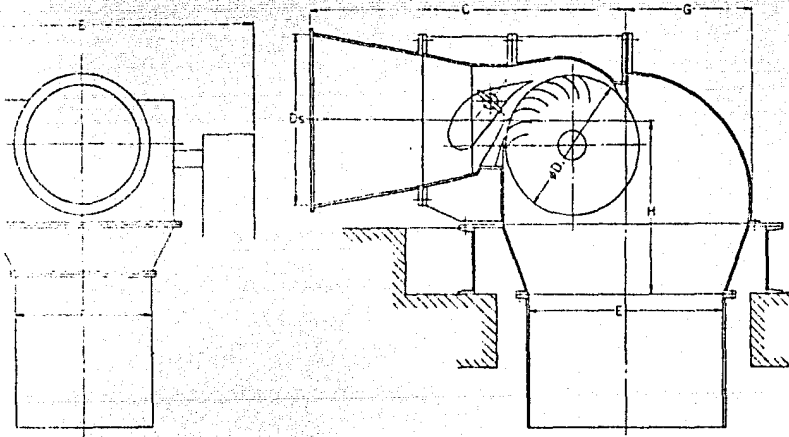
ESPECIFICACIONES ESTANDAR

Tipo de turbina	Turbina de flujo cruzado
Acoplamiento con el generador	Acoplamiento directo o elevador de velocidad (por medio de una polea o engranes)
Velocidad elevada	Fuga de velocidad (por dos minutos o continuamente)
Máxima elevación de velocidad	Correspondiente a la fuga de
Presión máxima elevada	
Temperatura del eje o soporte	85°C o menos (hasta la temperatura ambiente de 400°C)

DIMENSIONES

Tabla VI.1.2

Tabla de dimensiones para las turbinas de flujo cruzado



[Unit: mm]

		Symbol of type																							
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X
Symbol of dimensions	D	1500	1305	1095	1160	1070	1095	1000	1050	1100	1000	1040	1090	1010	1090	1030	1070	1000	1040	1090	1000	1030	1070	1000	1030
	C	250	265	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
	E	560	595	630	670	675	700	790	840	830	840	895	1055	1125	1130	1225	1300	1410	1490	1580	1670	1770	1875	1950	2125
F	75	75	75	75	75	75	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
H	480	540	625	485	540	625	840	540	505	480	760	850	960	1075	125	135	135	1520	1755	1910	2145	2425	2775	3080	3400
G	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
C	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90

Para turbinas con rodete de 1000 mm (1 m)

## TURBINA MICHELL-BANKI

Es una turbina de doble impulso (flujo cruzado), está compuesta por dos partes básicas: la boquilla (o tobera) y el rodete (o rotor). La función de la boquilla es transformar toda la energía de la carga en energía de velocidad y así transportarla al rodete; la función de éste es transformar esa energía en energía de rotación y de este modo transferirla al generador. Ver Fig. V.1.9

Las dimensiones de la boquilla se determinan con base a la carga disponible y el caudal de diseño, como el flujo es esencialmente radial, el diámetro del rodete es prácticamente independiente del caudal. [Ref. 34 y 35].

## TRAYECTORIA DEL AGUA

En la Fig. VI.1.8 se puede apreciar que la forma del ahorro inyectado por la boquilla tiende a ser rectangular y hace un ángulo de aproximadamente  $16^\circ$  con la periferia del rodete. El chorro del agua entra al rodete con una velocidad  $V_1$ , mientras el punto A de la periferia gira con una velocidad  $U_1$  en el primer impulso.

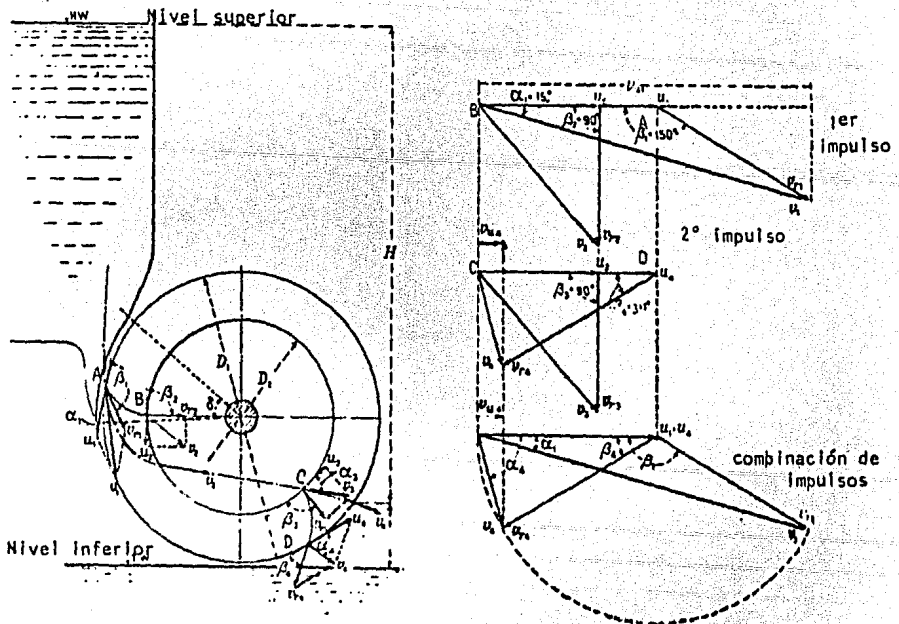


Fig. VI.1.8 Trayectoria del flujo

Donde:

$V_1$  = velocidad absoluta del agua a la entrada

$U_1$  = velocidad periférica o tangencial de la rueda

$V_1$  = velocidad relativa del agua respecto al punto A =  $\vec{V}_1 - \vec{U}_1$

Y la velocidad relativa del agua se puede obtener con:

$$\vec{V}_1 = \vec{V}_1 - \vec{U}_1$$

A la salida del álabe, en el punto B

$V_2$  = velocidad absoluta del agua en el punto B

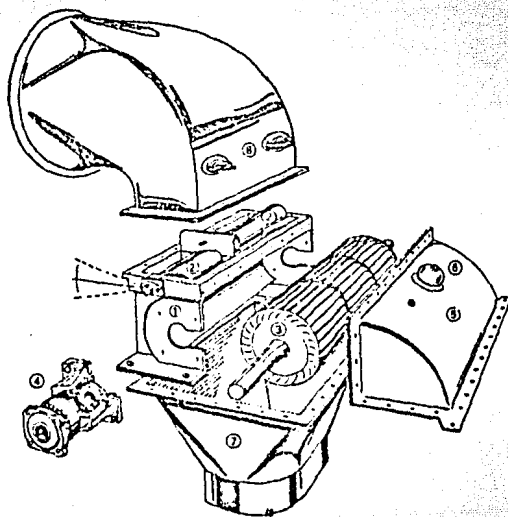
$U_2$  = velocidad periférica en B

$V_2$  = velocidad relativa en el punto B

Y la velocidad absoluta en el punto B se puede obtener con

$$\vec{V}_2 = \vec{V}_2 + \vec{U}_2$$

*Turbina tipo Michell-Banki*



- 1.- Cubierta
- 2.- Alabe
- 3.- Rodete
- 4.- Chumacera
- 5.- Cubierta
- 6.- Válvula
- 7.- Descarga
- 8.- Boquilla

Fig. VI.1.9

## EFICIENCIA DE LA TURBINA

La eficiencia de la máquina está dada por:

$$\eta = \frac{\text{Potencia de salida}}{\text{Potencia de entrada}} = \frac{P}{P_0}$$

### Potencia de entrada

Es la potencia que teóricamente transfiere el líquido a la turbina y depende de el desnivel total o carga bruta entre la estructura de puesta a presión y la turbina, las pérdidas de energía a lo largo de la tubería, y las pérdidas en la boquilla de la turbina. Si  $H_0 = H - \Sigma h$  donde  $H$  es la carga bruta y  $\Sigma h$  son las pérdidas en la tubería, se tiene la siguiente equiva

lencia:

La velocidad del agua a la salida del tubo o sea a la entrada de la boquilla de la turbina es

$$V_1 = C_v \sqrt{2g H_0} \quad \text{y la potencia de entrada es}$$

$$P_0 = \rho Q H_0 \quad \text{ó} \quad P_0 = \rho Q \frac{V_1^2}{C_v^2 2g} \quad \text{----- (VII.1.8)}$$

### Potencia de Salida

Es la potencia que realmente transfiere el líquido a la tubería como energía mecánica de rotación, y está dada por la ecuación de Euler para las turbinas. Por ser ésta una turbina de doble impulso, la ecuación de Euler nos da:

$$H_e = \frac{1}{g} (U_1 V_{u1} - U_2 V_{u2}) + (U_3 V_{u3} - U_4 V_{u4}) \quad \text{----- (VII.1.9)}$$

1° impulso                      2° impulso

Donde:

$V_{u1}$  = la componente tangencial de  $V_1$ ;  $V_{u2}$  es la componente tangencial de  $V_2$

$V_{u3}$  = la componente tangencial de  $V_3$ ;  $V_{u4}$  es la componente tangencial de  $V_4$

La velocidad de rotación del punto A es la misma que la del punto D, o sea  $U_1 = U_4$ ; lo mismo ocurre con las puntas B y C, es decir  $U_2 = U_3$  y también el módulo de las velocidades  $V_2$  y  $V_3$  es aproximadamente igual y el ángulo  $\alpha_2$  es igual al ángulo  $\alpha_3$ ; por lo tanto  $V_{u2} \approx V_{u3}$  entonces se obtiene:

$$H_e = \frac{1}{g} U_1 (V_{u1} - V_{u2}) \quad \text{y la potencia es } P = \frac{\rho Q}{g} U_1 (V_{u1} - V_{u2}) \quad \text{----- (VII.1.10)}$$



Para fines prácticos de los álabes con la periferia es de  $\beta_1 = 30^\circ$ , y el ángulo de los álabes con la periferia interior es de  $\beta_2 = 90^\circ$ , siendo el ancho radial del borde  $a = \frac{1}{6} D$ . [Ref. 37]

## VI.2 GENERADOR

Un generador eléctrico al igual que un motor eléctrico, se construye con: una armadura giratoria que contiene bobinas de alambre, piezas polares embobinados de campo, escobillas y conmutador. El generador en vez de darle una corriente de electrones para obtener rotación mecánica, se utiliza -- trabajo mecánico para hacer girar la armadura y producir corriente eléctrica.

La energía mecánica debe ser transformada a energía eléctrica para poder conducirla por líneas de transmisión hasta el lugar de consumo mediante un conjunto de máquinas eléctricas adecuadas, como lo son los generadores y excitadores.

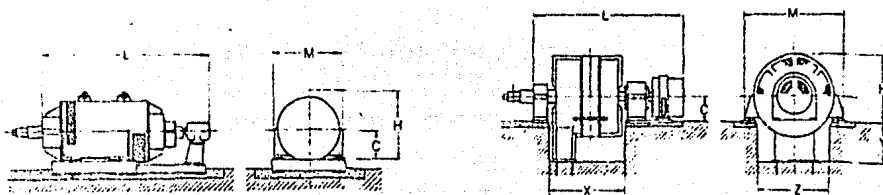
La posición ideal de una turbina y de un generador eléctrico es aquella en la que el eje de rotación es horizontal: Sobre todo cuando la velocidad es elevada y el eje largo, el peso de las partes móviles debe ser repartido; ya que los soportes de la flecha son sencillos, y así la lubricación es eficaz y no hay concentración de esfuerzos en un solo apoyo. Ver fig. VI.2.1

Por razones de experiencia un generador eléctrico es tanto más eficiente y menos costoso cuanto más rápido [Ref. 38]

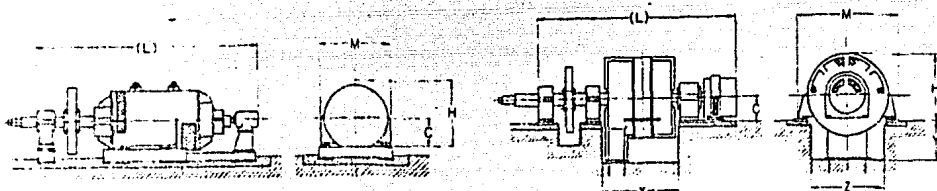
En conclusión, al fijar las características de una máquina que se va a acoplar a un generador, se escogerá la de mayor velocidad de trabajo, compatible con la resistencia de los materiales del rotor y con las limitaciones propias de la turbina, la cual desciende en eficiencia si se opera en velocidad más alta de la que corresponde a cada tipo y cada presión.

En estos casos ordinarios de plantas hidroeléctricas, la generación es del tipo de tres fases, pudiendo ser empleados generadores síncronos o asíncronos.

El generador normal es de inducido fijo y órgano polar móvil, ocupando éste la parte central de la máquina, invariablemente, pues ha demostrado en todas ocasiones el máximo de conveniencia en la operación y mantenimiento. Salvo en máquinas de muy corta capacidad está acoplado directamente a la -- turbina, y a veces la flecha es de una sola pieza.



a) Generadores sin volante de Inercia



b) Generadores con volante de Inercia

Fig. VI.2.1

### Características ordinarias de generadores de tres fases

#### 1.- Frecuencia

De 25 a 60 períodos, prefiriéndose la más baja para máquinas de menos de 100 revoluciones por minuto (RPH)

#### 2.- Tensión Alterna

de 240 a 2400 volts según capacidad y excepcionalmente, hasta 36000, en unidades de más de 50000 KVA.

#### 3.- Tensión Continua

De 115 a 375 volts, según capacidad

#### 4.- Factor de Potencia Límite

75% en generadores para tracción monofásica, 80% en generadores para servicio mixto de luz y fuerza con líneas largas. Se supone que la demanda reactiva no es llevada por líneas largas, por ser más económica su producción en el centro de carga.

- 5.- Velocidad Periférica  
En embalamiento 50 m/s en rotores de acero fundido con refuerzos de acero fundido con refuerzos de acero S.M. Como excepción en construcciones especiales, hasta 75 m/s.
- 6.- Calentamiento Normal  
De 55° a 75° C sobre el ambiente, según la clase de aislamiento.
- 7.- Densidad Magnética en el Entrehierro  
De 0.75 a 1.0 Weber/m<sup>2</sup> R.C.M. en 25 períodos: de 0.6 a 0.85 Weber/m<sup>2</sup> --- R.C.M., en 60 períodos según tamaño, en función inversa.
- 8.- Eficiencia Máxima  
De 92 a 97% de acuerdo al tamaño
- 9.- Peso del Rotor  
De 3 a 10 Kg por KVA según velocidad en función inversa.
- 10.-Consumo de Corriente Contínua  
De 0.3 a 2.0% de la capacidad alterna, según potencia y velocidad, en función inversa. Una fórmula aproximada para calcular la demanda de corriente continúa se basa en la capacidad en KVA y la velocidad en RPM de la máquina.  
$$KW = \left( \frac{KVA}{RPM} \right)^{0.5}$$
- 11.-Regulación Permanente a carga plena  
De 30 a 40%
- 12.-Capacidad de Sobrecarga  
Las máquinas clasificadas al "tope de capacidad" no admiten ya sobrecarga, excepto en condiciones eventuales, pero las marcadas con capacidad reducida pueden admitir sobrecarga de 15 a 25% durante períodos de una o varias horas al día, no consecutivos.

Puesto que las condiciones ambientales para las máquinas de rotación son muy severas, se ha iniciado un método de impregnación con resina epóxica totalmente al vacío para obtener mayor resistencia a la humedad y al calor. Este aislamiento recibe el nombre de clase F resina/G aislamiento y presenta la siguiente característica:

-- En su aislamiento, la conductividad térmica es buena entre la coraza y el embobinado.

#### CORASA

La corasa del estator presenta las siguientes características:

- a) Los discos del núcleo no se separan fácilmente cuando se tienen largos períodos de operación.

- b) La formación de una delgada película en todo el estator, sirve como prevención contra la oxidación.
- c) Se incrementa la rigidez en la propia corasa y, el ruido y la vibración producidos por la corasa del estator se reduce.

#### EMBOBINADO

El embobinado del estator presenta las siguientes características:

- a) La corasa y el embobinado son mecánicamente resistentes a la separación y fricción.
- b) Las contracciones de la resina tienen una posibilidad mínima de suceder. No hay problemas causados por la separación de cuñas del mismo material o de otros aislantes.
- c) Todos los embobinados se conforman con resina, en un solo cuerpo resistente, aumenta la rigidez y, la fuerza mecánica también se incrementa contra las fuerzas electromagnéticas de un corto circuito repentino.

### VI.3 ELEVADOR DE VELOCIDAD

Generalmente un generador resulta económico cuando se eleva la velocidad en proporción al aumento de velocidad y el número de polos es menor. El elevador de velocidad se localiza entre la turbina y el generador para permitir la economía de los elementos cuando la velocidad de la turbina está dentro de un intervalo de 600 rpm ( 50 Hz ) ó 720 rpm ( 60 Hz ) como se muestra en la Fig. VI.3.1.

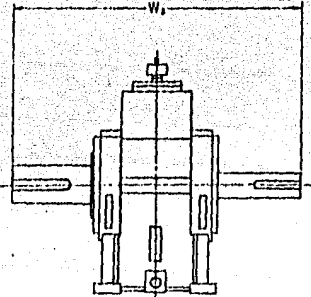
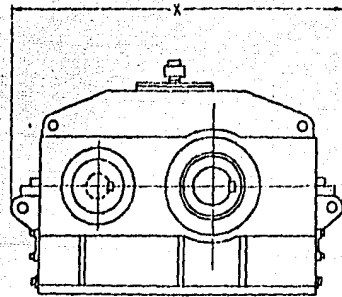
Esto es, dentro del rango del elevador de velocidad y las características de la turbina, el elevador está diseñado para que la turbina sea más eficiente en los diferentes proyectos hidroeléctricos, y la diferencia de velocidad entre la turbina y el generador sea ajustada por el mismo elevador.

#### Selección del elevador de Velocidad

El siguiente método para elegir un elevador de velocidad está en función de la potencia generada:

Cuando la potencia generada es mayor o igual a 150 KW el elevador contará con un sistema de engranaje paralelo. Para seleccionar este tipo de elevador de velocidad se puede utilizar la tabla VI.3.1

Cuando la potencia generada es menor que 150 KW se utilizará un sistema de banda-polea.



Type No.	40 (2 stages)	45 (2 stages)	50 (2 stages)	56 (2 stages)	63 (2 stages)	71 (2 stages)	80 (2 stages)
Dimensions (KxW)	280x770	280x910	350x910	350x1075	430x1075	430x1285	530x1285
Type No.	90 (2 stages)	100 (2 stages)	36	40	45	50	56
Dimensions (KxW)	530x1530	660x1530	780x745	860x745	940x865	1050x865	1140x1010
Type No.	63	71	80	90	100		
Dimensions (KxW)	1260x1010	1430x1225	1600x1225	1730x1445	1940x1445		

Fig. VI.3.1

La Fig.VI.3.1 muestra la cara exterior del elevador de velocidad de engrana-  
je paralelo. Este elevador de velocidad emplea engranes cuya superficie den-  
tada es dura y con un acabado pulido, de esta forma se asegura una vida pro-  
longada aunada a una alta eficiencia y produciendo un mínimo de ruido.

La cubierta está construída con un par de placas de acero cuya unión se  
encuentra sobre el plano del eje para facilitar su desensamble y su revisión.

El soporte del eje debe ser grueso y resistente y tener una gran eficien-  
cia, este eje es empleado como soporte guía y debe resistir la tracción pro-  
vocada por el engranaje mismo.

El eje y los engranes son lubricados con aceite. En un elevador de ve-  
locidad de pequeña capacidad, el aceite de lubricación se encuentra conteni-  
do dentro del mismo elevador y es enfriado por medio de un ventilador exte-  
rno, mientras que en uno con mayor capacidad utiliza un sistema de lubricación  
forzado por medio de una unidad lubricante provista en forma separada.

La flecha de entrada y de salida están acoplados con el eje de la turbi-  
na, y el eje del generador está acoplado por medio de engranes.

Tabla de selección para un elevador de  
velocidad paralelo

Speed of Turbine (rpm)	Type No.	36	40	45	50	55	63	71	80	90	100
100 (2 stages)							150-200	200-280	280-420	420-540	540-810
150 (2 stages)						100-210		210-400		400-750	
200 (4 stages)					100-175		175-330		330-720		720-1000
300 (single stages)				100-210	210-250	260-400	400-500	500-860	860-1000		
400 (single stages)			150-200	200-280	290-370	370-540	540-700	700-1000			
500 (single stages)			100-180	180-220	220-320	320-400	400-610	610-760	760-1000		
600 (single stages)		100-210		210-400		400-750		750-1000			

single stages - etapa única  
speed of turbine - velocidad específica  
de la turbina

Tabla VI.3.2

#### VI.4 REGULADOR DE VELOCIDAD

Para conservar la velocidad de una turbina dentro de límites cercanos, a pesar de los cambios de carga que inevitablemente se presentan en cualquier sistema hidroeléctrico, es necesario el empleo de un mecanismo que cambie la admisión de agua cada vez que cambia la carga, y en proporción a ella.

El regulador ideal estaría actuando en lugar del wattmetro de salida del generador, y podría mantener la velocidad prácticamente invariable, si no fuera porque la potencia eléctrica difiere de la potencia de entrada en forma flexible para actuar, quedando la velocidad indiferente; además el control de frecuencia es de mucha importancia.

Por lo tanto, los reguladores actuales están basados en los efectos de un cambio de velocidad de la turbina, que se produce cuando cambia la carga, pero los fabricantes los han diseñado para que la admisión de agua sea independiente de la velocidad, es decir que no sea necesario que la velocidad se conserve baja para que la admisión sea alta, o viceversa, y que basta un leve y fugaz descenso en velocidad para producir un aumento de admisión; o un pequeño ascenso en velocidad para determinar una menor admisión, volviendo en ambos casos al valor normal de revoluciones, si así se desea o dejando un residuo de la variación, cuando sea necesario. [Ref. 38]

Los modelos de regulador más utilizados son:

- a) Regulador de Péndulo
- b) Regulador de Bomba
- c) Regulador de Magneto

#### VI.5 TUBO DE ASPIRACION

El tubo de aspiración es un tubo que sirve para llevar el agua turbina desde el rodete hasta el canal de desfogue, este tubo crea una depresión a la salida del rodete como se aprecia en la Fig. VI.5.1 donde la presión relativa a la entrada del rodete es 0 (cero) y a la salida menor que 0 (cero). Existe un salto de presión de mayor a menor, según sea el grado de reacción. [Ref. 32]

e = entrada en la turbina

o = entrada en el distribuidor

1 = entrada en el rotor

s = salida de la turbina

2 = salida del rotor

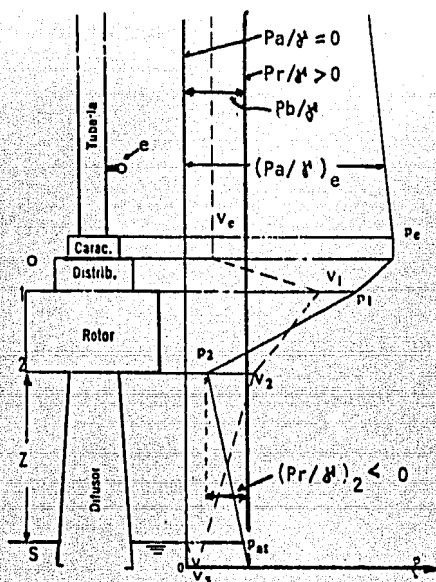


Fig. VI.5.1 Tubo de aspiración en una turbina de reacción

Y despreciando las pérdidas en el tubo de aspiración, la presión según la ecuación de Bernoulli va aumentando desde la salida del rodete hasta la salida de la turbina en la sección S, por dos causas:

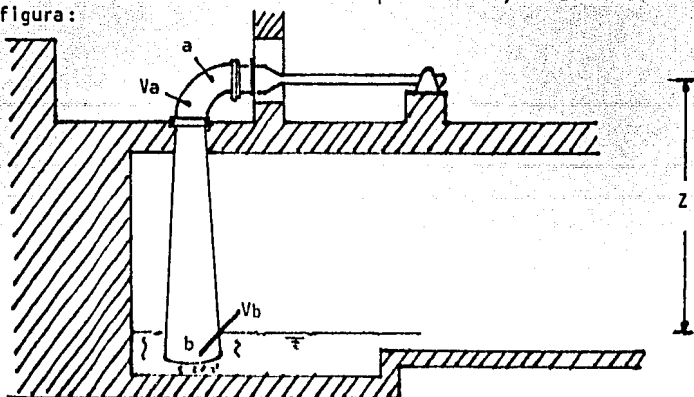
1<sup>ra</sup> Porque la energía geodésica disminuye en el sentido del flujo

$$Z_s < Z_2 \quad (2 = \text{salida del rodete})$$

2<sup>da</sup> Porque la energía cinética disminuye (el tubo de la figura es tronco-cónico).

$$V_s^2 / 2g < V_2^2 / 2g$$

Por lo tanto la ecuación del tubo de aspiración es, de acuerdo con la siguiente figura:





Se tiene que, para una presión atmosférica  $H_b$

$$Z + H_a + \frac{V_a^2}{2g} = 0 + H_b + \frac{V_b^2}{2g} + F \frac{L}{D} \frac{V_a V_b}{2g} \pm C \frac{V_a V_b}{2g} \text{ ----- (VII.5.1)}$$

Donde:

$H_a$  = la presión señalada como necesaria en el inicio del tubo difusor.

$V_a$  = la velocidad en el inicio del tubo del difusor

$V_b$  = la velocidad a la salida del tubo del difusor

$Z$  = la altura de succión

$L$  = longitud del tubo de succión

$D$  = diámetro medio del tubo de succión

$F$  = el factor de fricción medio del tubo de succión

$C$  = el coeficiente de aceleración de carga.

$H_b$  = la presión atmosférica

Suponiendo el caso más extremo de que la turbina rechace la carga total, es decir  $C = -1$  y despejando  $Z$

$$Z = H_b + \frac{V_b^2}{2g} + \left( F \frac{L}{D} - 1 \right) \frac{V_a V_b}{2g} - H_a - \frac{V_a^2}{2g} \text{ ----- (VII.5.2)}$$

En las turbinas de reacción el tubo de succión Ref. 38 :

- A) Crea una depresión o aspiración, a la salida del rodete. De esta manera el salto de presión en el tubo es mayor.
- B) Tiene dos funciones:
- 1.- Recuperar la energía cinética que tiene el agua a la salida del rodete. A costa de ella se crea en parte la depresión mencionada.
  - 2.- Recuperar la energía geodésica que tiene el agua a la salida del rodete, porque éste se ha de colocar elevado para proteger el grupo -- contra una posible inundación. A costa de ella se crea en parte la depresión mencionada.

La primera función exige que la sección del tubo crezca en dirección del flujo (por ejemplo, tubo de aspiración tronco-cónico); la segunda no, -- (tubo de aspiración cilíndrico) Ver Fig. VI.5.2 y VI.5.3

En las turbinas rápidas suele ser preponderante la primera función y en las lentas la segunda. (los términos lenta y rápida se refieren al número específico de revoluciones).

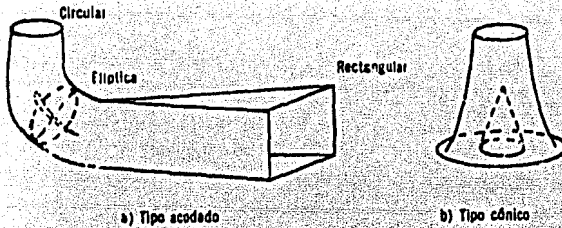


Fig. VI.5.2 Formas del Tubo de Desfogue

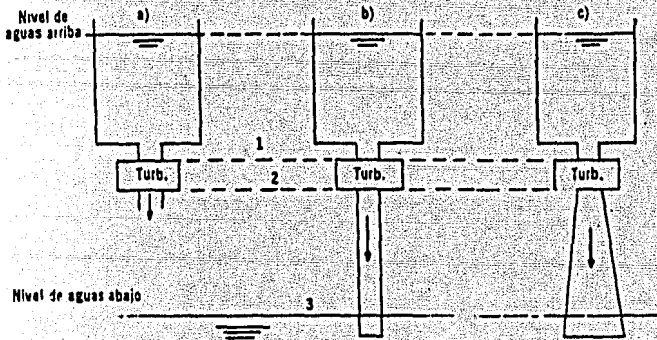


Fig. VI.5.3

- La turbina descarga directamente a la atmósfera y se pierde la carga debido a la altura entre los niveles 2 y 3
- Se aprovecha íntegramente la carga entre 2 y 3 al prolongar el ducto cerrado de forma que descargue en el canal de desfogue.
- Si el tubo es de forma divergente, se obtiene una ganancia en presión a la salida del ducto a expensas de la velocidad del agua a la salida de la turbina (Ver fig. VI.5.1)

- C) La sección S de la salida de la turbina, sirve para definir la altura neta  $H_n$ .

## VI.6 TRANSFORMADORES

Son necesarios en las plantas hidroeléctricas, ya que sirven para elevar la tensión de la corriente eléctrica y hacer económica la transmisión de energía a distancias de centenares de kilómetros. Son instalados unas veces en la casa de máquinas y otras fuera de ellas, y en algunos casos, -- bastantes lejos.

CAPITULO VII

EJEMPLO ILUSTRATIVO

Para iniciar el diseño de cada uno de los elementos, suponemos que se han realizado ya todos los estudios de factibilidad para construir la P.C.H. en el lugar mostrado en el plano 1, además se ha hecho el estudio hidrológico del cual se obtuvo un gasto mínimo constante de  $1.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , así como los estudios topográficos del lugar dando una altura bruta de  $24.90 \text{ m}$  entre la Estructura de Puesta a Presión o Cámara de Carga y la Casa de Máquinas.

Los cálculos hidráulicos se iniciarán al definir la carga neta que existe sobre la turbina.

La elevación de la Cámara de Carga es de  $1083.5$  y la elevación del eje de la turbina es de  $1058.60$ ; la carga bruta =  $1083.5 - 1058.6 = 24.90$

El gasto de operación de la turbina es de  $Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$

El diámetro de la tubería de presión es de  $D = 0.8128 \text{ m.}$  ( $32''$ )  
(Ver la página donde se calcula el diámetro de la tubería.)

La válvula anterior a la turbina será de compuerta.

La longitud de la tubería es de  $L = 50.0 \text{ m}$ , ver el plano 1.

De acuerdo a la ecuación de la energía, la carga neta será:

$$H_o = H - E_h + C H_s$$

Donde:

$E_h$  son las pérdidas de energía a lo largo de las tuberías

$H_s$  es la longitud del tubo de succión

$C$  es un coeficiente que vale  $0.7$

$$E_h = h_f - h_e - h_v$$

$h_f$  = pérdidas por fricción

$h_e$  = pérdidas por entrada

$h_v$  = pérdidas por válvula

Si  $V$  es la velocidad del agua en la tubería, entonces

$$H_o = 24.90 - \left( f \frac{L}{D} + k_e + k_v \right) \frac{V^2}{2g}$$

$$\text{Puesto que } h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}; \quad h_e = k_e \frac{V^2}{2g}; \quad h_v = k_v \frac{V^2}{2g}$$

Donde  $f$ ,  $k_e$  y  $k_v$  son coeficientes experimentales.

$k_e = 0.5$  por ser una entrada con arista viva [Ref. 37]

$k_v = 0.1$  para válvula de compuerta totalmente abierta [Ref. 37]

En tubos lisos, según [Ref. 15],  $f$  tiene un valor de

$$f = 0.01113 + \frac{0.917}{Re^{0.41}}$$

Donde:

Re es el número de Reynolds  $Re = \frac{V D}{\nu}$ ; la viscosidad cinemática del agua a 15°C es  $\nu = 1.04 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg.}$  y de acuerdo a la ecuación de -- continuidad  $V = Q/A = 4Q/\pi D^2$

$$V = \frac{4.0 \times 1.50}{(0.8128)} = 2.35 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{2.35 \times 0.8128}{1.04 \times 10^{-6}} = 1.83 \times 10^6$$

$$f = 0.01113 + \frac{0.917}{(1.83 \times 10^6)^{0.41}} = 0.013612$$

$$Ho = 24.90 - (0.013612 \frac{50.0}{0.8128} + 0.5 + 0.1) \frac{(2.35)^2}{19.62} + 0.7(3.0) = 26.60$$

La potencia de la turbina está dada por:

$$P = 9.81 \eta Q Ho \text{ (Kw)}$$

Para las turbinas de flujo cruzado, se tiene una eficiencia del 80%, por lo tanto:

$$P = 9.81 (0.80) (1.5) (26.60) = 313.13 \text{ Kw.}$$

La turbina que se eligió como solución al presente ejemplo, fue una de flujo cruzado y se encuentra dentro de las turbinas de impulso, por lo que la totalidad de la carga se transforma en energía de velocidad por medio de la boquilla (según Haimerl [Ref.35 p.7]) se tiene un grado de reacción entre 3.6 y 6.3% lo cual significa que una parte de la energía se transfiere a la tubería en forma de presión, y por medio de ésta sea tomada por la turbina. Por lo tanto, de acuerdo a la ecuación de la energía:

$$Ho = \frac{v_1^2}{2g} + h_b \quad \text{donde } v_1 \text{ es la velocidad de salida de la boquilla, y a su vez es la velocidad de entrada a la turbina y } h_b \text{ es la pérdida local de energía generada por la boquilla.}$$

$$h_b = K_b \frac{v_1^2}{2g}$$

Entonces  $H_o$  resultará

$$H_o = (1 + K_b) \frac{V_1^2}{2g} \quad ; \quad V_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + K_b}} \sqrt{2g H_o}$$

Y si llamamos  $C_v = \frac{1}{\sqrt{1 + K_b}}$  entonces  $V_1 = C_v \sqrt{2g H_o}$

Según Mockmore Ref. 34 p.19,  $C_v = 0.98$  para la boquilla de la turbina de flujo cruzado, sin embargo se puede considerar a  $C_v$  en forma más conservadora y como un caso general  $C_v = 0.97$  de acuerdo al criterio de Parres Ref. p.9

$$V_1 = 0.97 \sqrt{2g H_o}$$

$$V_1 = 0.97 \sqrt{2(9.81)(26.6)} = 22.16 \text{ m/s}$$

Además  $V_4$  que es la velocidad absoluta a la salida de la turbina [Ref. 34]  $V_4 = V_1/4$  entonces  $V_4 = 0.25(22.16) = 5.54 \text{ m/s}$  y la carga de velocidad será:

$$V_4^2 / 2g = \frac{(5.54)^2}{2(9.81)} = 1.564 \text{ m}$$

Para definir la altura de la cortina o dique vertedor, se debe tomar en cuenta las elevaciones del inicio y el final del canal de conducción las cuales ya se tienen, resultando una pendiente de  $S = 0.001175$ , la elevación inicial del canal de conducción es igual a 1082.60. Como primer paso se procede a determinar el tirante normal del canal en flujo uniforme, por medio de la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2}$$

ó

$$Q = \frac{A}{n} S^{1/2} R_h^{2/3}$$

Así  $A R_h^{2/3} = \frac{n Q}{S^{1/2}}$

El segundo término de la ecuación depende de  $n$ ,  $Q$  y  $S$  pero el primero exclusivamente, de la geometría de la sección. Lo que nos demuestra que para una combinación particular de  $n$ ,  $Q$  y  $S$  existe un solo tirante  $Y_n$  llamado tirante normal, con el cual se establece el flujo uniforme; y que por tanto o con la gráfica IV.3.1 resulta lo siguiente:

$$b = 1.50 \text{ m} \quad ; \quad z = 0 \text{ sección rectangular} \quad ;$$

$$Y_o = 0.90 \text{ m}$$

$$A = 1.35 \text{ m}^2$$

$$n = 0.017 \text{ concreto}$$

$$P_m = 2Y_0 + b = 3.30$$

$$R_h = \frac{A}{P_m} = 0.4091 \text{ m}$$

$$R_h^{2/3} = 0.551086$$

$$AR_h^{2/3} = 0.7439$$

$$\frac{n * Q}{S^{1/2}} = \frac{0.017 * 1.5}{(0.001175)^{1/2}} = 0.7439$$

Con la gráfica tenemos que  $\frac{AR_h^{2/3}}{b^{8/3}} = 0.25$  y  $\frac{Y}{b} = 0.6$

Entonces:

$$Y_n = 0.6 * 1.5 = 0.90 \text{ m}$$

Por lo tanto la velocidad en el canal es:

$$V = \frac{Q}{bY_n} = \frac{1.5}{1.5 * 0.9} = 1.11 \text{ m/s}$$

Con lo cual se ha definido la geometría del canal de conducción.

La elevación del Dique Vertedor se determina de la siguiente manera:

Se define la elevación del final del canal, que es de 1082.327 msnm, su longitud es de 232.10 m y una pendiente de 0.001175, por lo tanto la elevación al inicio del canal es:

$$\text{Elev. inicial del canal} = 1082.327 + (0.001175 * 232.10) = 1082.60$$

$$\text{Elev. del Dique Vertedor} = \text{Elev. inicial del canal} + Y_n$$

$$= 10.8260 + 0.90$$

$$= 1083.50 \text{ msnm}$$

#### DISEÑO DEL DIQUE VERTEDEDOR

Se construirá de mampostería y se localizará como se muestra en el plano PL.1. La corona será vertedora en toda su longitud y se cuenta con los siguientes datos:

La elevación del nivel de desplante de la estructura será la del fondo del río y es 1081.20 msnm por lo cual tendrá una altura de  $1083.50 - 1081.20 = 2.30$  m, y la longitud de la cresta es  $L = 13.50$  m

De acuerdo a los datos hidrológicos el gasto de diseño es de  $1.50 \text{ m}^3/\text{s}$ .



El tirante sobre el vertedor está dado por la fórmula: IV.1.25

$$H = 0.62 \left( \frac{Q_{\max}}{L} \right)^{2/3} = 0.62 \left( \frac{1.5}{13.5} \right)^{2/3} = 0.15 \text{ m}$$

Y por lo tanto  $a = H + h = 2.30 + 0.15 = 2.45 \text{ m}$ ; si se entra con  $m = 1600 \text{ Kg/m}$  en la tabla IV.1.3 y en la tabla IV.1.4 se encuentra que los valores máximos de "a" para que el diseño con la tabla IV.1.1 sea correcto son  $a = 0.454$  y  $a = 6.65$  ( se utilizará mortero con resistencia mayor de  $50 \text{ Kg/cm}^2$  ), por lo tanto como el valor de  $a = 2.45 \text{ m}$  y es diferente a tales límites, se utilizará la tabla IV.1.1 para calcular el valor de B, o con la fórmula IV.1.16 y  $m = 1600 \text{ Kg/m}^2$  se obtiene  $\frac{B}{a} = 1.0028$  por lo que  $B = 2.45 \text{ m}$

El radio de la cresta vertedora es  $r = h = 0.15$

El desnivel  $H_0 = H + h = 2.45 \text{ m}$  y para determinar las dimensiones de la estructura terminal suponemos que el tirante  $Y_1$  al pie del cimacio queda obliquo por el gasto y la altura de caída. Dicho tirante debe ser el conjugado menor del salto para que éste se inicie al pie del cimacio. Dicho tirante producirá un conjugado mayor  $Y_2$  el cual debe ser el tirante normal para que no se mueva el salto; esto es: Si  $Y_2 > Y_n$  el salto se "correrá" hacia aguas abajo Y, si  $Y_2 < Y_n$  el salto se "correrá" hacia aguas arriba.

El gasto unitario vale  $q = \frac{Q}{L} = \frac{1.50}{13.50} = 0.11 \text{ m}^3/\text{s/m}$

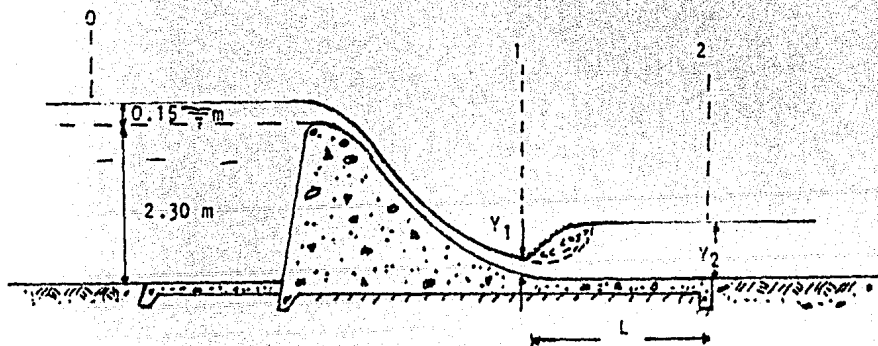
La velocidad con que el agua se aproxima al cimacio es  $V_0 = \frac{q_0}{Y_0}$

$$V_0 = \frac{0.11}{2.45} = 0.045 \text{ m/s}$$

La carga de velocidad vale  $\frac{V_0^2}{2g} = 0.0001 \text{ m}$

Y el tirante crítico

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(0.11)^2}{9.8}} = 0.1073 \text{ m}$$



Aplicando la ecuación de la energía entre la sección "0" próxima al cimacio y "1" al pie del mismo, considerando como pérdida de energía por fricción sobre el cimacio:  $0.1 \frac{V_1^2}{2g}$ , se tiene que:

$$2.30 + 0.15 + 0.0001 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + 0.1 \frac{V_1^2}{2g}$$

O bien

$$2.4501 = Y_1 + \frac{g^2 \times 1.1}{2g Y_1}$$

Cuya solución para régimen supercrítico es  $Y_1 = 0.016$  m

La velocidad en la sección "1" es entonces:

$$V_1 = \frac{0.11}{0.016} = 6.875 \text{ m/s} \quad \frac{V_1^2}{2g}; E_1 = 2.4251 \text{ m}$$

Y el número de Froude en la sección es:

$$Fr = \frac{6.875}{9.8 \times 0.016} = 17.362$$

Y de la ecuación IV.1.27 el conjugado mayor es:

$$Y_2 = \frac{0.016}{2} = \left( 1 + 8(17.362)^2 - 1 \right) = 0.385$$

Siendo la velocidad y la carga de velocidad respectivamente

$$V_2 = \frac{0.11}{0.385} = 0.2858 \text{ m/s}; \quad \frac{V_2^2}{2g} = \frac{(0.2858)^2}{19.62} = 0.0042$$

Y la pérdida de energía en el salto:

$$h = E_1 - E_2 = 2.4251 - (0.385 + 0.0042) = 2.036 \text{ m}$$

La longitud de la estructura terminal será entonces (De la Tabla - IV.1.5) [Ref. 24]

$$\frac{L}{Y_2} = 4.8 \quad \text{por lo tanto} \quad L = 4.8 (0.385) = 1.848 \text{ m}$$

El peralte de la Estructura Terminal se determinará con la fórmula --- IV.1.33 y considerando un factor de seguridad de 2.5

$$Z = 2.5 \frac{0.7 \times 1000 \times 1.848 \times 2.45}{(2 \times 2500 \times 2.45) + (1.848(2 \times 2500 - 0.7 \times 1000))}$$

$$Z = 0.3925 \text{ m}$$

$$Z = 40.0 \text{ m}$$

## OBRA DE TOMA

El nivel de desplante de la obra de toma será la misma que la del el dique, ya que como se mencionó en el capítulo III.1 la función del dique es la de elevar el nivel del agua para poder realizar la captación del agua.

Si suponemos que la única pérdida de energía entre las secciones 1 y 2 de la figura IV.2.4 es la debida a la contracción causada por el escalón, entonces se debe cumplir:

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = hc + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

Donde  $hc$  son las pérdidas por contracción, que según Henderson [Ref.25 p.238], en contracciones bruscas es  $hc = 0.23 \frac{V_2^2}{2g}$ . Como ya se conoce el valor de  $Y_2$  y  $V_2$ , y se dijo en el capítulo IV.2, que la velocidad a la entrada de la obra de toma debe fluctuar entre 0.5 y 1.0 m/2, se opta por la velocidad de 0.5 m/s ya que aguas abajo de la sección 1 se localiza una compuerta y la velocidad en la sección 2 será de 1.11 m/2.

Entonces:

$$Y_1 = 0.90 + 1.23 \frac{(1.11)^2}{2 \times 9.81} - \frac{(0.5)^2}{2 \times 9.81}$$

$$Y_1 = 0.90 + 0.077242 - 0.012742$$

$$Y_1 = 0.9645 = 1.0 \text{ m}$$

Como el gasto que se toma es de  $1.50 \text{ m}^3/\text{s}$ , entonces se requiere de una área de  $A = b Y = Qc/V = 1.5/0.5 = 3.0 \text{ m}^2$

Por lo tanto  $b = A/Y = 3.0/1.0 = 3.0 \text{ m}$ , además se propone exista un desarenador de fondo conformado por una compuerta que se localizará entre el dique y la estructura de la obra de toma. La compuerta resulta de 1.0 m de ancho, altura igual a la elevación de dique y una abertura de 1.0 m

El nivel de la plantilla del canal se encuentra a una elevación de --- 1082.60 más el tirante del canal que es de 0.90 da un total de 1083.50. La estructura de la obra de toma tendrá un ancho de 1.50 m (igual al ancho del canal), entonces  $Y_1 = 3.0/1.5$  más 0.30 que según Chow [Ref.16], será la altura del escalón que sirve para eliminar las partículas gruesas del río; -- por lo tanto  $Y_1 = 2.30 \text{ m}$  y de esta forma se alcanza la elevación del canal, pues:

$$1081.20 + 2.30 = 1083.50 \text{ msnm}$$

Además se propone un bordo libre de 1.0 m para evitar problemas ocasionados por alguna avenida extraordinaria o derrumbes acumulados en la obra de toma: la avenida se controlará con una compuerta situada a la entrada del canal de conducción.

## CANAL DE CONDUCCION

El canal de conducción se encuentra entre las elevaciones de 1082.60 y 1082.327, y tiene una longitud de 232.10 m como se muestra en el plano 01

Se cuenta con los siguientes datos:

Coeffic. de rug.n de Manning  $n = 0.017$  para canales con plantilla de concreto acabado con llana y taludes de mampostería sobre mortero.

Caudal de diseño  $Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$

Pendiente de  $S = \frac{1082.60 - 1082.327}{232.10} = 0.001175$

Como la velocidad del canal no debe exceder de la crítica; se procede a calcular el tirante crítico y con él la velocidad crítica.

Para los canales rectangulares el tirante crítico vale:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{donde } q = \frac{Q}{b} = \frac{1.5}{1.5} = 1 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1^2}{9.81}} = 0.46 \text{ m}$$

Y la velocidad crítica será  $\frac{Y_c}{2} = \frac{V_c^2}{2g} \therefore V_c = \sqrt{\frac{Y_c \cdot 2g}{2}}$

$$V_c = \sqrt{\frac{0.46 \times 2 \times 9.81}{2}} = 2.124 \text{ m/s}$$

El tirante del flujo uniforme es  $Y_n = 0.90 \text{ m}$  y la velocidad correspondiente es de 1.11 m/s; esta velocidad es mayor que la mínima (Cap.IV.3) y - que la velocidad crítica; es decir:  $0.75 \text{ m/s} \leq V < 2.124 \text{ m/s}$ . Lo cual implica un régimen subcrítico a la entrada del canal.

## TANQUE DESARENADOR Y ESTRUCTURA DE PUESTA A PRESION

Se propone que la estructura sea de mampostería.

El dimensionamiento se iniciará al definir las dimensiones del registro ya que se proponen en base al diámetro de la tubería.

El diámetro de la tubería se determina por medio del procedimiento descrito en el Cap. IV.4.; el diámetro es de 0.8128 m (o ver pág.165)

Conociendo este valor, se propone que  $b_1 = 3.50$  m y  $b_2 = 1.50$  m

Para determinar la profundidad crítica se utilizan las fórmulas:

IV.4.1., IV.4.2., IV.4.3., IV.4.4., que son:

Según Winkel:

$$V = \frac{4Q}{D^2} = \frac{4(1.5)}{(0.8128)^2} = 9.893 \text{ m/s}$$

$$h_{cr} = \frac{1}{4} \frac{V^2}{2g} = \frac{1}{4} \frac{(9.89)^2}{2 \times 9.81} = 1.247 \text{ m}$$

De acuerdo al criterio soviético:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(0.812)^2}{4} = 0.519 \text{ m}^2 \quad V = \frac{Q}{0.64A} = \frac{1.5}{0.64 \times 0.519}$$

$$h_{cr} = 0.5 \left( \frac{V}{\sqrt{gD}} \right) = 0.5 \left( \frac{4.516}{\sqrt{9.81 \times 0.8128}} \right) = 0.80 \text{ m}$$

Según Gómez Navarro:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1.5}{0.519} = 2.89 \text{ m/s}$$

$$h_{cr} = 5 \frac{V^2}{g} = 2.664 \text{ m}$$

Considerando el criterio de Chow [Ref. 16], se tiene que  $h_{cr} = 1.5 \phi$  sobre la clave del tubo,

$$h_{cr} = 1.5 \times 0.8128 = 1.22 \text{ m}$$

Tomando éste último,

$$h_{cr} = 1.22 \text{ m}$$

Entonces:

$$Y_0 = h_{cr} + D$$

$$Y_0 = 1.22 + 0.8128$$

$$Y_0 = 2.032 + 0.30 \text{ del escalón}$$

$$Y_0 = 2.30 \text{ m}$$

El volumen de azolves está dado por la fórmula IV.4.6 y es:

$$V_{az} = 40 Q_c = 40 \times 1.5 = 50 \text{ m}^3$$

La velocidad máxima que se puede aceptar en el tanque es la velocidad de sedimentación de las partículas más gruesas permitidas en el flujo de la turbina Ref.15. En este caso según Masonyi Ref. 27 p.129, la planta es de mediana carga ( $H_{neta} = 30 \text{ m}$ ); y CFE propone que el tamaño límite de las partículas sea de 0.25 mm aproximadamente Ref.15 p.673, con este valor y  $d$  se obtiene:

$$V_{\text{máx.}} = a\sqrt{d} = 44\sqrt{0.25} = 22.0 \text{ cm/s} = 0.5048 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$V = 0.22 \text{ m/s}$$

Y por lo tanto:

$$V \leq 0.22 \text{ m/s}; \quad \frac{Q_c}{A} \leq 0.22 \text{ m/s}$$

Donde  $A$  es el área de la sección transversal del tanque

$$\frac{Q_c}{B \times Y_0} = \frac{1.5}{B \times 2.30} \leq 0.22 \frac{\text{m}}{\text{s}}; \quad B_0 \geq \frac{1.5}{2.30 \times 0.22}; \quad B_0 \geq 2.96 \text{ m}$$

Ahora se utilizará el procedimiento descrito en el capítulo IV.4 para determinar las dimensiones económicas del tanque. Los datos son los siguientes:

$$Y_0 = 2.30 \text{ m}$$

Según Vega y Arregín [Ref. 40], la altura de azolves no debe ser menor de 0.80 m., por lo tanto se propone  $h_0 = 1.0 \text{ m.}$ , y el volumen se determinará con el área económica;  $Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Además la velocidad vertical de caída de las partículas  $W$ , se puede obtener de la gráfica IV.1.1. Entonces para un tamaño de partículas  $d = 0.50 \text{ mm}$  se obtiene  $W = 5.85 \text{ cm/s} = W = 0.0585 \text{ m/s}$ .

Se propone que los valores de  $e$  y  $e'$  sean de  $e = e' = 0.30 \text{ m}$  Ref. 37., y la relación del costo de construcción de mampostería y el costo de excavación es de aproximadamente de  $K_2/K_1 = 3.3$  y el ángulo  $\theta = 70^\circ$ , con estos valores se elabora la siguiente tabla:

Lo	Bo	Vaz	b	$V_1$	$V_2$	F	$\Delta F/\Delta L$
9.0	3.81	34.31	3.3	1.5	294.46	111.7951	663.38578 27.33
9.05	3.797	34.363	3.3	1.5	295.006	112.044	664.7525 27.4
9.10	3.78	34.41	3.3	1.5	295.55	112.2947	666.1255 27.46
9.45	3.67	34.75	3.3	1.5	299.43	114.078	675.89 28.32
9.50	3.66	34.79	3.3	1.5	299.99	114.33	677.306 28.37
9.55	3.64	34.84	3.3	1.5	300.55	114.598	678.727 28.42
10.05	3.515	35.332	3.3	1.5	306.259	117.253	693.1944 29.41
10.10	3.50	35.38	3.3	1.5	306.838	117.523	694.6653 29.45
10.15	3.49	35.4292	3.3	1.5	307.418	117.7947	696.14 29.49
10.10	3.50	35.38	3.3	1.5			694.6653 29.4
10.11	3.50	35.385	3.3	1.5	306.9539	117.5776	694.960065 29.4
10.12	3.498	35.399	3.3	1.5	307.069	117.6318	695.25492 29.4

Como podemos apreciar en la tabla para las dos últimas tercias de Lo, Bo, el valor de  $\Delta F/L$ , tiende a ser constante, entonces las dimensiones del tanque desarenador y de la Estructura de Puesta a Presión serán:

$$Lo = 10.11 \text{ m}$$

$$Bo = 3.50 \text{ m}$$

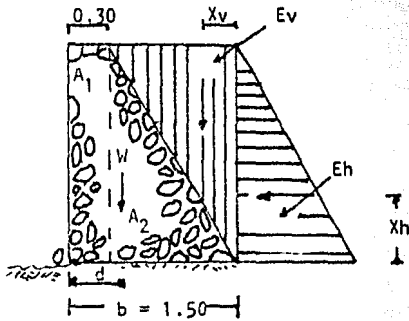
$$Vaz = 35.385 \text{ m}^3$$

$$Ho = 1.0 \text{ m}$$

$$b = 1.5 \text{ m}$$

La altura del muro es:  $H_o = Y_o + h_o = 2.30 + 1.0 = 3.3 \text{ m}$

Las fuerzas que actúan sobre el muro son las siguientes:



1.- Peso propio del muro (por m. de longitud)

$$W = \frac{b + a}{2} h \times \gamma$$

vol = de la mampostería

$$W = \frac{1.5 + 0.3}{2} (3.3) (2500) (1 \text{ m})$$

$$W = 7425.0 \text{ Kg.}$$

Para determinar la distancia,  $d$ , que define la posición de la fuerza  $W$ , dividimos el muro en dos áreas; una rectangular y otra triangular  $A_1$  y  $A_2$  respectivamente y obtenemos las distancias de los centroides al paño del muro.

$$A_1 = 0.30 \times 3.30 = 0.99 \text{ m}^2$$

$$\bar{x}_1 = 0.15 \text{ m}$$

$$A_2 = \frac{3.3 \times 1.20}{2} = 1.98 \text{ m}^2$$

$$\bar{x}_2 = \frac{1.20}{3} + 0.30 = 0.70 \text{ m}$$

$$d = \frac{\bar{x}_1 A_1 + \bar{x}_2 A_2}{A_1 + A_2} = \frac{(0.15 \times 0.99) + (0.70 \times 1.98)}{0.99 + 1.98}$$

$$d = 0.516$$

## 2.- Presión vertical del suelo

Es el peso de la cuña de suelo sobre el muro; si el peso volumétrico del suelo es  $1500 \text{ kg/m}^3$ , entonces:

$$E_v = 1.65 (b - 0.30) \times 1600 = 2640 (b - 0.30) (1.20) = 3168.00$$

Y la distancia del paño del muro a su centroide es:

$$\bar{x}_v = \frac{1}{3} (b - 0.30)$$

$$\bar{x}_v = 0.40$$



### 3.- Presión horizontal del suelo

Presenta una distribución triangular y se determina por medio de la teoría de Rankine [Ref. 21]

$$E_h = \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \gamma_s H_o^2$$

Donde  $\gamma_s$  = peso volumétrico del suelo

$\theta$  = ángulo de fricción interna del suelo,  $\theta = 33^\circ$

$$E_h = \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{33^\circ}{2} \right) 1600 (3.3)^2 = 2568.305 \text{ Kg.}$$

Y la distancia a la base del muro es  $X_h = \frac{1}{3} (3.3) = 1.10 \text{ m}$

Para que el muro sea estable se debe cumplir que la resultante de fuerzas pase por el tercio central de la base; lo cual significa que; si los momentos de las fuerzas se toman con respecto al punto O de la figura, se debe cumplir:

$$\frac{\sum M_o}{\sum F_v} \geq \frac{1}{3} b$$

Donde:

$M_o$  = suma de momentos de las fuerzas respecto a O

$F_v$  = suma de fuerzas verticales

Si se considera la condición límite  $\frac{M_o}{F_v} = \frac{1}{3} b$  y la convención de signos (+, ↓) :

$$\frac{(7425.0)(0.516) + (3168.0)(0.40) - (2568.305)(1.10)}{7425.0 + 3168.0} \geq \frac{b}{3}$$

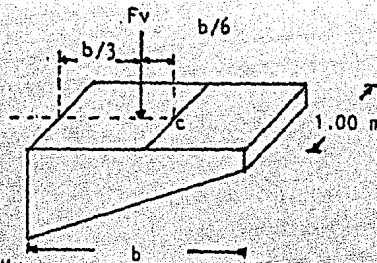
$$0.748 > \frac{b}{3}$$

Y el ángulo es  $\theta = \operatorname{Arc} \operatorname{tg} \frac{3.3}{1.20} = 70^\circ$  en lugar de  $68^\circ$  que fue el que se propuso para la elección de las dimensiones económicas.

A continuación se revisan los esfuerzos en la base de la Estructura.

De acuerdo al reglamento de construcciones para el Distrito Federal [Ref. 22 p.26] el esfuerzo de compresión permisible en la mampostería para el mortero más débil, es  $\sigma_c = 11 \text{ Kg/cm}^2$ . Además la fórmula de Navier Stokes

-para el cálculo de esfuerzos en una sección es:



$$f = \frac{Fv}{A} + \frac{Mx}{I}$$

$$Fv = 7425 + 3168 = 10,593.00 \text{ Kg}$$

$$M = Fv \left( \frac{b}{6} \right) = 2648.25 \text{ Kg/m}$$

$$A = 1.5 \times 1.0 = 1.5$$

$$I = \frac{b^3}{12} = 0.2813 \text{ m}^4 \quad \text{y} \quad x = \frac{b}{2} = 0.75 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación de Navier-Stokes:

$$f = \frac{10,593.00}{1.50} + \frac{2,648.26 \times 0.75}{0.2813} = 14,122.77 \text{ Kg/m}^2$$

$$f = 1.412 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_c \quad \text{por lo tanto} \quad b = 1.50 \text{ m}$$

es aceptable.

#### TUBERIA DE PRESION

La tubería que se propone para la solución de este ejemplo será de polio tileno, cuyo diámetro económico según Bundshu [Ref.23] para una instalación hidroeléctrica será:

$$D = \sqrt[3]{0.052 Qc^3}$$

Y de acuerdo a la carga bruta que se tiene, el diámetro económico será:

$$D = \sqrt[3]{0.052 (1.5)^3} = 0.7799 \text{ m}$$

$$D = 30.70''$$

$$D = 32'' \text{ que es el diámetro comercial existente}$$

La sobrepresión producida por el golpe de ariete en las tuberías de polietileno según Chaudhry [Ref. 31, p.36] :

$$E = 0.8 \times 10^9 \text{ tn/m}^3$$

$$\gamma = 0.46$$

Para el agua  $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$

$$k = 2.19 \times 10^9 \text{ tn/m}^2$$

Y de acuerdo con los datos proporcionados por el fabricante para un tubo de diámetro de 32" se tiene

$$D = 0.8128 \text{ m} \quad (\text{diámetro de la tubería})$$

$$R_i = 0.3783 \text{ m} \quad (\text{radio interior de la tubería})$$

$$R_o = 0.4064 \text{ m} \quad (\text{radio exterior de la tubería})$$

$$e = 0.0281 \text{ m} \quad (\text{espesor de la tubería})$$

Y con la ecuación IV.5.5 se tiene que

$$\psi = 2 (1 + 0.46) \frac{(0.4064)^2 + (0.3783)^2}{(0.4064)^2 - (0.3783)^2} - \frac{2 \times 0.46 (0.3783)^2}{(0.4064)^2 - (0.3783)^2} = 34.852$$

Sustituyendo este valor en la ecuación IV.4.4 tenemos que

$$a = \sqrt{\frac{2.19 \times 10^9}{1000 \left( 1 + \frac{2.19}{8} (34.852) \right)}} = 150.72 \text{ m/s}$$

Si se presenta un cierre total

$$AV = 0 - V1 = -\frac{Q}{A} = \frac{-4Q}{\pi D^2} = \frac{-4(1.5)}{\pi (0.8128)^2} = -2.3497 \text{ m/s}$$

Utilizando la ecuación IV.5.3 se tiene que:

$$\Delta H = -\frac{150}{9.81} (-2.3497) = 35.928 \text{ m}$$

Y por lo tanto cuando se presente este caso que será el más desfavorable, el tubo estará sometido a una presión interna de  $p = \gamma (H + \Delta H) = 1000(24.30 + 35.928) = 60,828.00 \text{ Kg/m}^2 = 6.08 \text{ Kg/cm}^2$ .

Y según el fabricante el tubo de polietileno RD 17 de 32" resiste una presión de 36 Kg/cm<sup>2</sup>.

#### CASA DE MAQUINAS

Las dimensiones de la casa de máquinas serán de 10 m de largo por 7.0 m de ancho por 5 de altura para proporcionar mayor ventilación la cual tendrá una distribución como se muestra en el plano 1.

#### CANAL DE DESFOQUE

Las dimensiones de este canal son las que se elijen de la gráfica --- IV.6.1 dependiendo de las características hidráulicas (gastos) y se determinan las dimensiones geométricas:

Tirante = 0.30 m

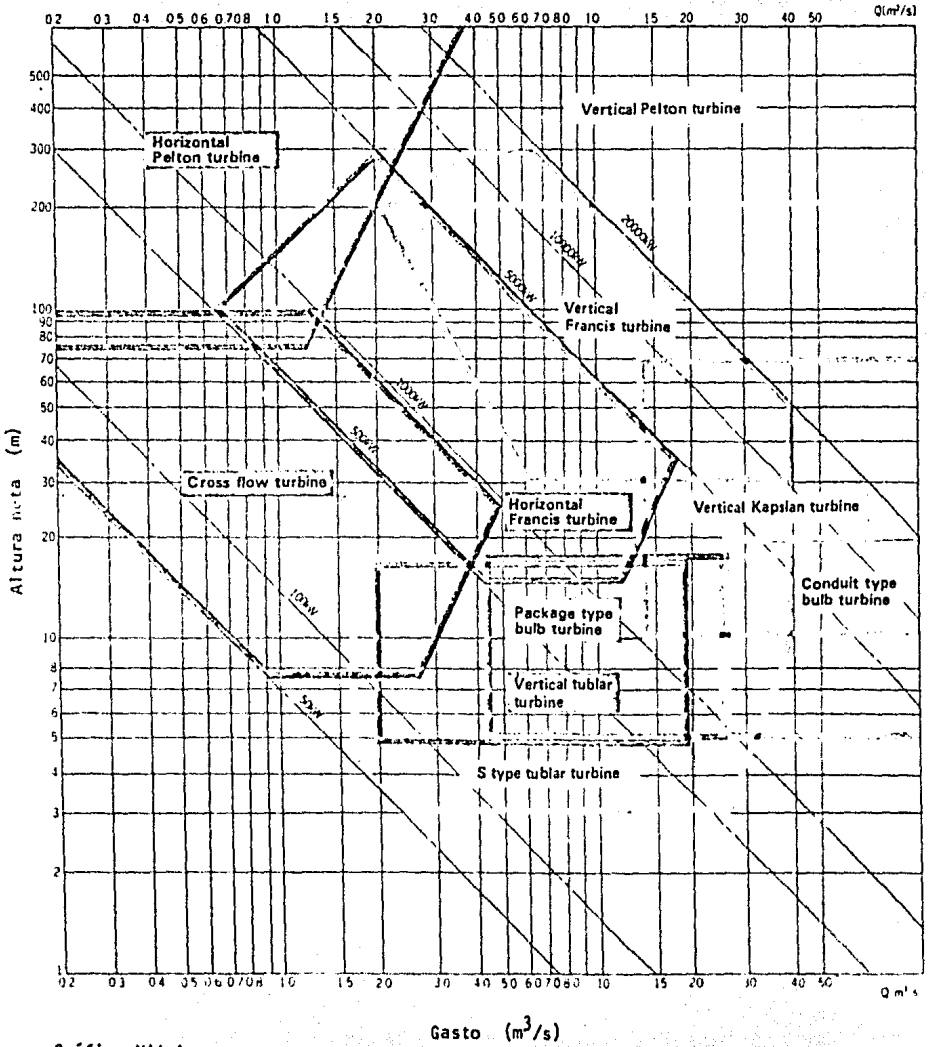
ancho del canal = 2.60 m

espesor de las paredes = 0.30 m

altura de las paredes = 0.70 m

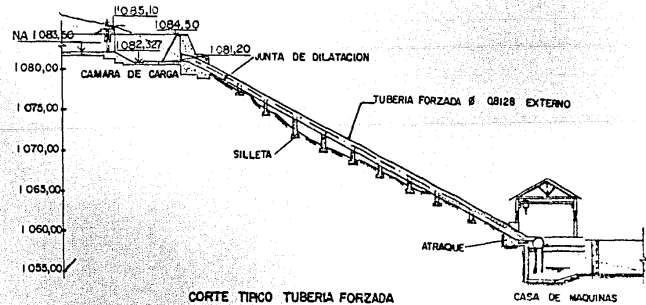
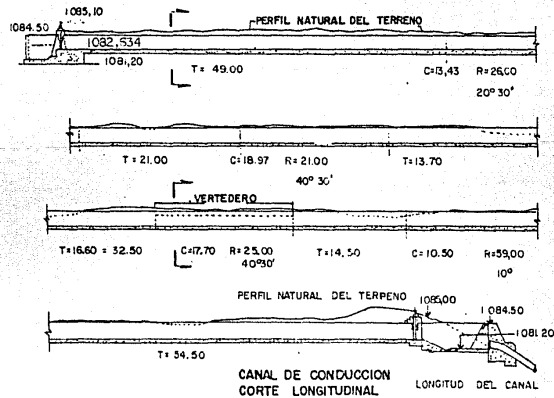
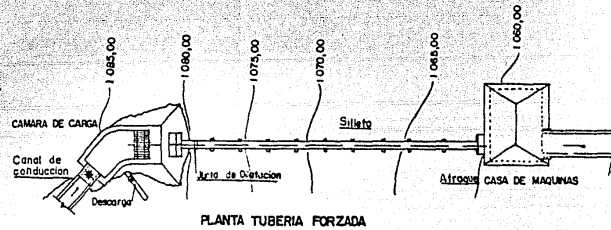
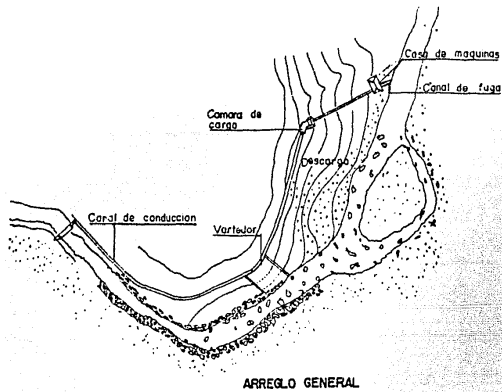
#### ELECCION DEL TIPO DE TURBINA

De acuerdo a la gráfica VII.1, con un gasto de 1.5 m<sup>3</sup>/s y una altura neta de 26.80 m se cae dentro del rango de las turbinas de flujo cruzado con lo cual se verifica la correcta elección del tipo de turbina.

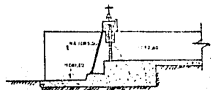
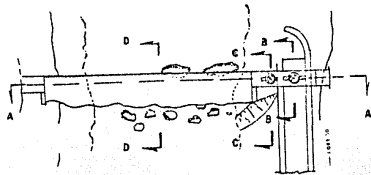


Gráfica VII.1

Gasto (m³/s)



ENEP	UNAM	ARAGON
PEQUEÑA	CENTRAL	HIPOELECTRICA
UNHS	DE	LOURDES
CASO	DE	ESTUDIO
TESIS PROFESIONAL		
JOSE CORTES VILLEDA		

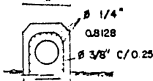


CORTE TÍPICO DE OBRA DE TOMA

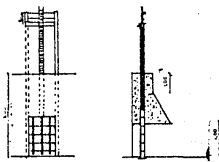
ESCALA ORIGINAL 1:100



SILETA  
s / escala

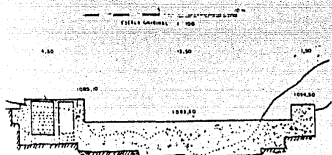


ATRAQUE  
s / escala

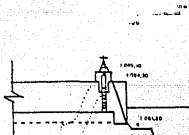


COMPUERTA DEL DESARENADOR  
DE FONDO  
s / escala

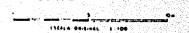
PLANTA - VERTEDOR, DESARENADOR DE FONDO Y OBRA DE TOMA



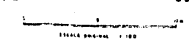
CORTE A-A



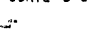
CORTE B-B



CORTE C-C



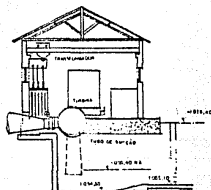
CORTE D-D



CORTE TÍPICO VERTEDOR

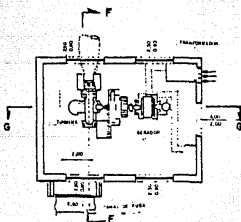
CANAL DE CONDUCCION

ESCALA ORIGINAL 1:100



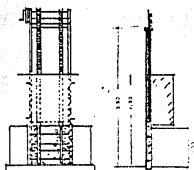
CORTE F-F

ESCALA ORIGINAL 1:100

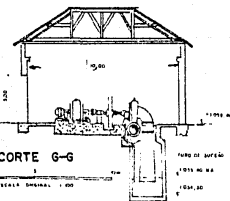


PLANTA - CASA DE MAQUINAS

ESCALA ORIGINAL 1:100

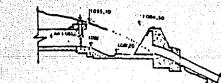


COMPUERTA DEL CANAL DE  
CONDUCCION  
s / escala



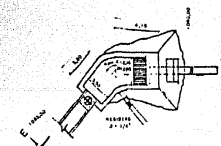
CORTE G-G

ESCALA ORIGINAL 1:100



CORTE E-F

ESCALA ORIGINAL 1:100



PLANTA CAMARA DE CARGA

ESCALA ORIGINAL 1:100



CORTE DE CANAL  
DE DESFOGUE  
s / escala

Dimensiones  
en metros

ENEP	UNAM	ARAGON
PEQUENA CENTRAL HIDROELECTRICA UHE.NS DE LOURDES		
TESIS PROFESIONAL		
JOSE CORTES VILLEDA		

**OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES**



La interconexión con una red de alta tensión para atender poblaciones rurales aisladas en México, está limitada por razones económicas, dada la dispersión y apreciables distancias entre poblaciones de reducido número de habitantes y baja demanda eléctrica per-cápita, además de una geografía frecuentemente accidentada, todo lo cual determina elevadas inversiones en líneas de transmisión y subestaciones para suministrar reducidas cantidades de energía

La utilización de pequeños grupos electrógenos térmicos ha sido la forma más frecuente de electrificación rural en la Región menos viable en razón de los elevados costos de combustibles y lubricantes, además del incremento de los fletes para transportarlos, del costoso mantenimiento y reparación de los grupos térmicos y a los requerimientos de personal especializado frecuentemente no disponible en el campo. Para abundar, merece considerarse que el empleo de grupos térmicos incrementa la demanda de derivados del petróleo en una aplicación poco eficiente y que produce efectos contaminantes.

La mayor parte de los estados de la República tienen abundantes recursos hidroenergéticos aún insuficientemente aprovechados, los cuales frecuentemente sólo se consideran en el contexto de los grandes proyectos hidráulicos que contribuyen al desarrollo industrial y urbano, pero que, por las razones señaladas antes, difícilmente se adecúan a las necesidades del ámbito rural.

Las P.C.H. constituyen una alternativa viable y realista para el desarrollo energético rural de una parte apreciable de los estados de la República, dada la abundancia de recursos hídricos aprovechables en pequeña escala y los reducidos costos operativos y de mantenimiento que caracterizan a las P.C.H.

En Latinoamérica existe producción de equipamiento y materiales para las P.C.H. y su tecnología se encuentra en proceso de perfeccionamiento y adaptación para reducir las inversiones iniciales requeridas.

En muchos casos también resulta posible compatibilizar el uso de agua para fines de riego y generación.

Pese a las evidentes ventajas de las P.C.H. dadas las favorables condiciones para su aplicación en Latinoamérica, para ampliar su difusión se requiere realizar acciones que permitan superar algunos factores limitantes que se señalan a continuación:

- Elevados montos de inversión por Kw instalado, que se incrementa para potencias menores;
- Elevado costo de estudios para proyectos de inversión.
- Elevados costos de equipamiento electromecánico, se requiere

perfeccionar diseños

- Elevados costos de obras civiles y excavación de canales.
- Elevados costos de la tubería de presión de acero.
- Insuficiente desarrollo de la planificación para la aplicación masiva de P.C.H.
- Insuficiente consideración al desarrollo de actividades productivas en el medio rural que requieran de energía eléctrica.
- Insuficiente conocimiento de datos hidrológicos disponibles y demanda rural localizada.
- Ausencia de esquemas financieros globales para la aplicación masiva.
- Insuficiente capacitación de operadores de origen rural.
- Deficientes esquemas empresariales para la operación de P.C.H.

Por lo tanto se recomienda

- Acción de implementación masiva de P.C.H. orientada a demostrar que es viable y conveniente el manejo de proyectos simultáneos con varios grados de avance, pudiéndose reducir plazos de ejecución y reducir costos de inversión. Si bien su magnitud es aún reducida dadas las limitaciones de recursos disponibles.
- Promover el uso de las P.C.H. como una de las principales y más accesibles ( Fuentes No Convencionales de Energía ) para el medio rural latinoamericano.
- Desarrollar estudios de proyectos específicos en forma tal que no constituyan voluminosos y costosos documentos formales, sino herramientas operativas, considerando en primera instancia un nivel de prefactibilidad y luego los estudios de ingeniería definitiva complementados con el análisis de factibilidad. También se pretende identificar proporciones óptimas de costos de estudios con respecto a la inversión.
- Incorporar globalmente para cada conjunto de proyectos de inversión específicos a nivel de cada país, estudios que consideren aspectos tales como forma de ejecución de proyectos, participación comunal, régimen de propiedad, forma de operación de las centrales, entrenamiento de operadores, etcétera.
- Incorporar en los estudios aspectos específicos sobre utilización productiva de la energía producida, como medio para asegurar una mejor justicia

tificación económica de las Inversiones y promover el desarrollo Integral del ámbito rural.

- Demostrar que es posible la utilización Integral de ingeniería, tecnología, suministros de equipos y materiales de origen regional, para la implementación de proyectos de inversión de P.C.H.
- Lograr una racional combinación de apoyo financiero y técnico, con esfuerzos nacionales y la promoción del respaldo de entidades financieras internacionales.
- Establecer pautas de eficacia en la ejecución de conjuntos de proyectos de inversión en P.C.H., en función de rendimiento y resultados de las acciones nacionales y como negación de esquemas paternalistas de alcance limitado en la ayuda de organismos internacionales. Este criterio contribuirá a orientar recursos escasos hacia la aplicación masiva de esta Fuente No Convencional de Energía.
- Estimular la continuación de importantes acciones en marcha en materia de desarrollo tecnológico para P.C.H., orientados a reducir inversiones en equipamiento y materiales.
- Contribuir en forma concreta, a la implementación de un número significativo de proyectos de P.C.H. en Latinoamérica.

La cuantificación y utilización de los recursos hídricos disponibles - para desarrollar las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas como una respuesta a las necesidades de dotación de energía a los habitantes y actividades de las comunidades rurales y a la población humana dispersa, no han sido generalmente consideradas en los diseños de políticas de desarrollo de los programas de electrificación

Un gran porcentaje de la población humana está distribuida en grandes concentraciones urbanas, mientras que en el habitat rural la población se encuentra dispersa o localizada en pequeños núcleos humanos; alrededor del 44% y del 56% respectivamente.

Debido al grado de dispersión de una alta densidad de la población -- (34.5 hab/km<sup>2</sup>), no es factible en términos económicos incorporar a todos - sus integrantes a los sistemas de electrificación nacional.

El desarrollo de las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas requiere costos de inversión inicial relativamente elevados, comparados con plantas -- térmicas de igual capacidad, se ha demostrado que a largo plazo las plantas hidroeléctricas son económicamente rentables, con una mayor vida útil, (ésto con un adecuado manejo del ecosistema involucrado) sin estar sujetas a los incrementos en los precios de combustibles durante su operación.

El desarrollo de las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas ha de jugar un papel muy importante en el abaratamiento de los costos y accesibilidad de las fuentes de energía, así como en la substitución de los combustibles fósiles que en la mayoría de los países son importados. En consecuencia, contribuirá a la disminución de la dependencia de combustibles.

La construcción de las Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, especialmente en áreas rurales no electrificadas, puede incidir en el mejoramiento de la calidad de vida de los pobladores, permitir la instalación de pequeñas industrias, y agregar elementos positivos para el funcionamiento de escuelas, centros de salud, comunicaciones, pequeños comercios, etcétera. La irrigación mediante sistemas accionados hidráulica o eléctricamente puede mejorar la producción y motivar al productor para la reconversión económica de la misma.

De acuerdo a la experiencia acumulada en la construcción de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, tanto en la etapa de obra civil como en la fabricación de los equipos, es posible y recomendable la utilización de tecnología, materiales y mano de obra de cada país ejecutar, materiales tales como piedra, grava, arena, madera, cemento y barras de acero liviano, se encuentran disponibles en prácticamente todos los países de Latinoamérica. Queda por estudiar la posibilidad de utilización de materiales livianos no convencionales como PVC polietileno, asbesto cemento o cemento reforzado para tuberías de presión.

El planeamiento y ejecución de una Pequeña Central Hidroeléctrica, requiere la elaboración de algunos estudios previos; reconocimiento, factibilidad, diseño, para los cuales es necesario contar con equipos de topógrafos, ingenieros civiles, ecólogos, mecánicos, eléctricos, etcétera, así como disponer de los instrumentos necesarios para llevar a cabo los estudios; agrimensura, sondeo, aforo de ríos, laboratorios de suelo, materiales, especificación de equipos, etcétera.

Una de las ventajas más significativas de las plantas hidroeléctricas, sobre las plantas a base de combustible, son los bajos costos de operación mantenimiento y reparación, así como la factibilidad de manejo de la planta, lo cual posibilita que su manejo sea realizado por personal local con conocimientos básicos de mecánica y electricidad, luego de un corto período de entrenamiento.

A N E X O S

A continuación se desarrolla una fórmula para determinar el diámetro económico en tuberías, minimizando la siguiente función:

$$C = S + K_0 E \text{ -----A.I}$$

Donde:

C es el costo anual efectivo para el uso de la tubería

S es el costo anual de lo invertido en tubería

$K_0$  es el costo del KW/hora en \$/Kw-hr

E es la energía perdida en la tubería durante un año en KW-hora

Por lo tanto se deben obtener las funciones de S, E en función del diámetro de la tubería D. Siendo:

$$S = (t + \delta) k_t W \text{ -----A.II}$$

Donde:

W = peso de la tubería en Kg

t = tasa de interés anual

$k_t$  = costo del Kg de tubería \$/Kg

$\delta$  = depreciación anual de la tubería

El peso de la tubería es:

$$W = \pi D e \gamma_p L \text{ -----A.III}$$

Donde:

D = Diámetro de la tubería ( m )

e = espesor de la tubería ( m )

$\gamma_p$  = peso volumétrico del polietileno (Kg/m<sup>3</sup>)

L = longitud de la tubería ( m )

Si sustituimos (A-III) en (A-II) obtendremos:

$$S = \frac{1}{\rho} \frac{M}{L} K_t (t + \delta) \left[ \frac{D^2}{10.35} + \frac{D}{1451} \right] \text{----- A.IV}$$

La pérdida de energía en un año dependerá de la rugosidad del tubo, sus dimensiones y el número de horas que se utilizará el sistema durante el año. Esta dada por:

$$E = 9.81 \eta h_{B-A} QN \text{ (en KW-hr) -----A.V}$$

Donde  $\eta$  es la eficiencia del sistema,  $N$  son las horas de servicio al año y  $h_{B-A}$  son las pérdidas de energía entre los puntos B y A (fig. III.1.1).

Estas pérdidas de energía son las debidas a la fricción y las pérdidas locales.

$$h_{B-A} = h_f + h_L$$

Si consideramos que, dadas las longitudes habituales de tuberías -----  $h_L = 0.10 h_f$ , por lo tanto:

$$h_{B-A} = 1.10 h_f \text{ -----A.VI}$$

Donde  $h_f$  está dada por la fórmula de Darcy

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \text{ -----A.VII}$$

$f$  es un coeficiente que depende de la rugosidad y geometría del tubo y de las características del flujo; en tuberías lisas se puede utilizar la fórmula recomendada por CFE [Ref.15 p. 818]

$$f = 0.01113 + 0.917/Re^{0.41} \text{ -----A.VIII}$$

Además:

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}, \quad Re = \frac{VD}{\nu} \quad \text{y} \quad \nu = 1.04 \times 10^{-6} \text{ -----A.IX}$$

Si sustituimos A.VI, VII, VIII, IX en A, V se obtiene:

$$E = 0.892 \eta N \frac{Q^3 L}{D^5} \left[ 0.01113 + 2.9264 \times 10^{-3} \left( \frac{D}{Q} \right)^{0.41} \right] \text{-----X}$$

Y si ahora se sustituye A.IV y A.XII en A.I se obtiene:

$$C = \pi \rho L k_t (t + \delta) \left[ \frac{D^2}{10.35} + \frac{D}{1.451} \right] + 0.892 \eta N \frac{Q^3 L}{D^5} \left[ 0.01113 + 2.9264 \times 10^{-3} \left( \frac{D}{Q} \right)^{0.41} \right]$$

(ecuación) A.XI

Para obtener  $C_{mín}$  se debe cumplir que  $dc/dD = 0$ . Una vez que se encontró la derivada de (A.X) y se igualó a cero para obtener posteriormente

$$A_1 D^7 + A_2 D^6 - A_4 D^{0.41} - A_3 = 0 \text{ ----- A.XII}$$

Donde

$$A_1 = \frac{k_1}{5.175}; \quad A_2 = \frac{k_1}{14.51}; \quad A_3 = \frac{k_2}{17.97} \quad \text{y} \quad A_4 = \frac{k_2}{74.450^{0.41}}$$

$$k_1 = \pi \rho k_t (t + \delta) \quad \text{y} \quad k_2 = 0.892 k_o \eta N Q^3$$

La forma cómo se obtienen las raíces de la ecuación (A.XI) se puede utilizar el método iterativo de Newton-Raphson, según el cual si  $F(D) = 0$

$$D_{m+1} = D_m - \frac{F(D_m)}{F'(D_m)} \text{ ----- A.XIII}$$

$D_{m+1}$  y  $D_m$  son los valores del diámetro correspondiente a las iteraciones  $m+1$  y  $m$  respectivamente.

$F(D_m)$  es la función calculada para  $D_m$

$F'(D_m)$  es la derivada de la función calculada para  $D_m$

Si se aplica A.XIII en A.XI, se obtendrá:

$$D_{m+1} = \frac{D_m - A_1 D_m^7 + A_2 D_m^6 - A_4 D_m^{0.41} - A_3}{7A_1 D_m^6 + 6A_2 D_m^5 - 0.41 A_4 D_m^{-0.59}} \text{ ----- A.XIV}$$

La fórmula A.XIII iterativa permite obtener el diámetro económico de la tubería.



## NOMENCLATURA

A = área ( $m^2$ )

Ac = área crítica ( $m^2$ )

B = ancho de la cortina

Bc = ancho crítica de la sección

B<sub>o</sub> = ancho del tanque desarenador

L = longitud de la cortina o del vertedor ( m )

L<sub>o</sub> = longitud del tanque desarenador ( m )

Q = gasto de diseño ( $m^3/s$ )

Qc = gasto crítico ( $m^3/s$ )

H = Carga o altura bruta ( m )

H<sub>o</sub> = carga o altura neta H<sub>e</sub> ( m )

msnm = metros sobre el nivel del mar

D = diámetro de la tubería, rodete, partículas ( m )

Σ h = sumatoria de pérdidas de energía

hf = pérdidas por fricción

he = pérdidas por entrada

hv = pérdidas por válvula

hb = pérdida local de energía

f, k<sub>e</sub>, k<sub>v</sub> = coeficientes experimentales

g = aceleración de la gravedad 9.81 m/seg<sup>2</sup>

Re = número de Reynolds = VD/ν

ν = viscosidad cinemática

$v$  = velocidad (m/s)

$V_c$  = velocidad crítica (m/s)

$Y_n$  = tirante normal del canal

$Y_c$  = tirante crítico del canal

$s$  = pendiente

$n$  = coeficiente de rugosidad de manning

$R_h$  = radio hidráulico =  $A/P$  ( m )

$p$  = perímetro mojado

$b$  = ancho de la sección transversal del canal

$C_d$  = coeficiente de descarga del vertedor

$r$  = radio del vertedor

$h$  = tirante sobre la cresta del vertedor

$t$  = talud

$W$  = peso de la estructura

$\gamma$  = peso volumétrico del agua 1 ton/m<sup>2</sup>

$\gamma_m$  = peso volumétrico del material

$\gamma_s$  = peso volumétrico del suelo

$\gamma_s'$  = peso volumétrico del suelo mojado

$S$  = subpresión

$C_s$  = coeficiente de subpresión

$e$  = excentricidad

$\Sigma M$  = sumatoria de momentos

$R_v = \Sigma F_v$  = sumatoria de fuerzas verticales

$R_h = \Sigma F_h$  = sumatoria de fuerzas horizontales

- $f$  = esfuerzo real  
 $c$  = esfuerzo admisible a la compresión  
 $f_d^*$  = esfuerzo máximo  
 $f_a^*$  = esfuerzo mínimo  
 $X_{G1}$  = distancia de la fuerza al centro de gravedad (brazo de palanca)  
 $E_v$  = empuje vertical  
 $E_h$  = empuje horizontal  
 $M_h$  = momento horizontal  
 $M_v$  = momento vertical  
 $h_H$  = altura de los azolves en la cortina  
 $A_z$  = componente horizontal del empuje de azolves  
 $\theta_a$  = ángulo de fricción interna de los azolves  
 $E$  = es la relación de  $B/a$   
 $\alpha$  = es la suma de la altura de la cortina y el tirante sobre ella  
 $\psi_1$  = máxima fuerza desarrollada por fricción  
 $\psi_2$  = máxima fuerza desarrollada por cortante  
 $\tau$  = esfuerzo cortante permisible  
 $Y_1$  y  $Y_2$  = tirantes conjugados del salto hidráulico menor y mayor respectivamente  
 $q$  = gasto unitario  $Q/L$   
 $Fr$  = número de Froude  
 $F.S.$  = factor de seguridad  
 $Z$  = peralte de la losa  
 $a$  = coeficiente de Camp que depende del diámetro de las partículas sólidas  
 $h_r$  = pérdidas debidas a la rejilla  
 $h_c$  = pérdidas por contracción

$h_{cr}$  = profundidad crítica de la tubería o presión  $Y + D$

$\pi = 3.1416$

$\omega$  = velocidad de caída de las partículas

$R_o$  = radio externo de la tubería

$R_i$  = radio interno de la tubería

$C$  = capacidad de carga requerida en la compuerta (Kg)

$p$  = presión unitaria en el centro de gravedad de la compuerta ( $\text{Kg/m}^2$ )

$P$  = peso de la hoja de la compuerta

$\rho$  = masa específica

$V_1$  y  $V_2$  = velocidad absoluta a la entrada y la salida del agua

$V_1$  = velocidad periférica o tangencial del rodete

$V_r$  = velocidad relativa del agua

$V_u$  = componente tangencial de  $V$

$\alpha, \beta, \theta$  = ángulos

$Gr$  = grado de reacción de las turbinas

$N_s$  = velocidad específica de las turbinas RPM

RPM = revoluciones por minuto

$n$  = eficiencia de la turbina (%)

UWL = elevación de la superficie libre del agua en el baso

MEL = elevación del eje de la turbina

TWL = elevación de la superficie libre del agua en la descarga

$H_s$  = longitud del tubo de succión

$H_a$  = presión necesaria en el inicio del tubo de succión

$H_b$  = presión atmosférica

$V_a$  = velocidad al inicio del tubo de succión

Vb = velocidad a la salida del tubo de succión

Z = altura de succión

F = factor de fricción medio del tubo de succión

W = Watt

KW = Kilowatt (1000 W)

HP = caballos de fuerza =  $76.03981 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{s}} = 0.7457 \text{ KW}$

CV = caballos de vapor =  $0.736 \text{ KW} = 0.9863 \text{ HP}$

KVA = Kilovatios



- ( 10 ) UNAM  
Investigación sobre componentes y equipamiento total de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas no convencionales.
- ( 11 ) OLADE  
Primer Proyecto de Implementación Masiva de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas en Latinoamérica
- ( 12 ) Torres Herrera F.  
Obras Hidráulicas  
Ed. Limusa, México 1983
- ( 13 ) Bureau of Reclamation  
(U.S. Department of the Interior)  
Design of small dams  
Bureau of Reclamation, USA
- ( 14 ) Bureau of Reclamation  
(U.S. Department of the Interior)  
Design of Gravity Dams  
Bureau of Reclamation, USA
- ( 15 ) C.F.E.  
Manual de Diseño de Obras Civiles  
Tomo I, II, y III,  
CFE, (1969), México
- ( 16 ) Chow, Ven Te  
Open Channel Hydraulics  
Ed. Mc Graw Hill ( 1959 ) USA
- ( 17 ) Secretaría de Recursos  
Hidráulicos  
(S. R. H.)  
Instructivo para aforo de corrientes  
5a. Ed. SRH ( 1964 ), México.
- ( 18 ) S.A.R.H.  
Subdirección Regional Noreste de Obras  
Hidráulicas e Ingeniería Agrícola para  
el Desarrollo Rural.  
Manual para la Estimación de Avenidas  
de Diseño en Cuencas Menores de 15 Km<sup>2</sup>
- ( 19 ) Hernández Hveramo D.  
Apuntes para el Diseño de Cortinas de  
Gravedad, Universidad Michoacana de San  
Nicolás de Hida 1, México.





- ( 31 ) Chaudhry, M. Hanif  
Applied Hydraulic Transients  
Ed. Van Nostrand Reynhold Company  
( 1979 ), USA.
- ( 32 ) Mataix, Claudio  
Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas, Ed. Harla ( 1970 ), México.
- ( 33 ) Polo Encinas Manuel  
Turbomáquinas Hidráulicas, Principios fundamentales, Ed. Limusa ( 1975 ), México.
- ( 34 ) Mochmore, C.A.;  
Merryfield Fred  
The Bank, Water Turbine,  
Oregon State College, boletín No. 25  
( Feb. 1949 ), USA
- ( 35 ) Harmerl L.A.  
The Cross Flow Turbine  
Revista Water Power ( enero 1960 ),  
USA.
- ( 36 ) Fuji Electric Co., Ltd  
New Yurakucho, Bldg. Tokio, 100 Japón
- ( 37 ) Santana Sepúlveda J.  
Sergio  
Tesis profesional  
Proyecto hidráulico de una Pequeña  
Central Hidroeléctrica, Ex-Hacienda de  
Dolores, Mich.  
UMSHH, Morelia, Mich. ( 1981 )
- ( 38 ) Luca Carlos M  
Plantas Eléctricas  
Teorías Y Proyectos  
Representaciones y Servicios de  
Ingeniería, México ( 1977 )
- ( 39 ) Electrobras  
Manual de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, Electrobras, Brasil, Fevereiro ( 1982 )
- ( 40 ) Vega Roldan Oscar y  
Arreguín Cortés Felipe I.  
Presas de Almacenamiento y Derivación  
D-32, División de estudios de posgrado  
Facultad de Ingeniería-UNAM, junio 1981

( 41 ) De Parres, José L.

Máquinas Hidráulicas, 4a. Edición,  
( 1966 ), México.