P R O Y E C T O P A R A

M E J O R A R E L A P R O V E C H A -

M I E N T O D E L A C E N T R A L

D E G U A P U L O

TESIS PREVIA A LA OBTENCION DEL TITULO
DE INGENIERO EN LA ESPECIALIZACION DE
ELECTRICIDAD DE LA ESCUELA POLITECNICA
NACIONAL.

C A R L O S K A T Z

QUITO, MAYO DE 1961.

Certifico que este trabajo ha sido elaborado en todas sus partes por el Sr. Carlos Katz.

Quito, a 15 de Marzo de 1.961

EL DIRECTOR DE TESIS

Marcos Candara

CORONEL ING. MARCOS CANDARA E.

A G R A D E C I M I E N T O

Aprovecho la oportunidad, que me da la redacción de esta Tesis, para presentar el testimonio de mis mayores agradecimientos a todos aquellos Ilustres Maestros de la Escuela Politécnica Nacional - Quito y de la Escuela Técnica Superior de Darmstadt - Alemania, que de una manera u otra, con su preocupación, sabios consejos y enseñanzas guiaron mis pasos a lo largo de todos los años de estudio.

CARLOS KATZ.

Quito, Mayo 1.961

I N D I C E

Pág.

CAPITULO I

ANTECEDENTES GENERALES.

Ubicación 1

Reseña histórica..... 1

Generalidades..... 2

CAPITULO II

ESTABLECIMIENTO APROXIMADO DE LA POTENCIA A GENERARSE Y EL TIPO DE TURBINA A EMPLEARSE EN LA CENTRAL DE GUAFULO.

Antecedentes..... 6

Potencia media generada.....16

Caudal necesario actualmente.....19

Elección del tipo y número de turbinas.....22

Potencia obtenible.....24

CAPITULO III

TANQUE DE REGULACION.

Antecedentes.....27

Determinación de la capacidad actual del tanque de regulación.....30

Estudio sobre la conveniencia o no, de aumentar la capacidad del tanque de regulación.....32

Pág.

Mejoras a realizarse en este tanque:

1.- Limpieza de sedimentos..... 37

2.- Reparación de una compuerta del dique..... 38

3.- Mejoras en la obra de adducción de aguas para limpieza del tanque..... 41

CAPITULO IV

Antecedentes..... 48

Ubicación del nuevo tanque..... 51

Generalidades..... 52

Dimensionamiento..... 54

Transición de entrada..... 54

Ancho del tanque..... 55

Longitud del tanque..... 56

Pendientes..... 58

Vertederos de salida..... 59

Compuertas de entrada..... 60

Compuertas de limpia..... 63

Canal de descarga..... 64

Capacidad para sedimentos..... 69

Cálculo de los muros del depósito..... 70

Guías para desviar materiales flotantes..... 77

CAPITULO V

Antecedentes..... 81

Obras aconsejables..... 82

Pág.

CAPITULO VI

SEGUNDO TANQUE DE SEDIMENTACION.-

Antecedentes..... 84

Rectificación de un ramal del canal..... 86

Profundización del otro ramal..... 89

Compuertas para los dos ramales..... 90

Clausura de los orificios existentes..... 90

Dimensionamiento del vertedero para el paso del agua al tanque de presión..... 90

Cubierta de los ramales y de parte del tanque..... 91

CAPITULO VII

TANQUE DE PRESION.-

Antecedentes..... 97

Generalidades..... 98

Cubierta del tanque..... 99

Compuerta para limpieza..... 101

CAPITULO VIII

TUBERIA DE PRESION.-

Antecedentes y generalidades..... 102

Espesor..... 104

Bifurcación..... 106

Cierres..... 107

Pérdidas de carga..... 108

Rendimiento de la tubería..... 113

Pág.

CAPITULO IX
****

[illegible]

Altura total del salto..... 114

Rendimiento Hidráulico..... 114

Potencia total obtenible..... 115

Velocidad específica..... 115

Altura de succión..... 116

CAPITULO X
****

Casa de Máquinas..... 117

CAPITULO XI
****

[illegible]

Antecedentes..... 119

Generalidades..... 120

Cálculo del tubo de aspiración..... 122

Diámetro del rodete..... 125

Velocidad tangencial..... 125

Angulos de entrada al rodete..... 125

Ancho de la corona directriz..... 127

Diámetro del eje..... 128

Paletas directrices..... 129

Carcasa..... 130

Regulador..... 132

Volante..... 133

Canal de descarga..... 135

Pág.

CAPITULO XII

[illegible] Y GENERADORES

Generador.- Generalidades..... 137

Motor..... 139

Motor..... 140

Excitatriz..... 141

Conexión de la excitatriz..... 142

Datos a enviarse al fabricante..... 144

CAPITULO XIII

GENERALIDADES SOBRE LOS DISPOSITIVOS DE MEDIDA Y PROTECCION

Aparatos de medida..... 147

Instrumentos para la conexión en paralelo..... 149

Dispositivos de protección..... 152

Protección contra contactos en los arrollamientos..... 153

Protección contra sobreintensidad..... 154

Dispositivos para interrupción..... 156

Protección contra sobretensiones..... 158

Conexión a tierra..... 158

A N E X O

Registro No. 1.- De energía mensual generada en Guápulo y de la lluvia caída durante los años 1.954 - 1.955 - 1.956 - 1.957 - 1.958. 159

Registro No. 2.- De energía generada durante diferentes días del año de 1.958 en la Central de Guápulo..... 161

Pág.

Cuadro No. 3.- Comparativo de energía generada en Guápulo y en el conjunto de centrales que abastecen a Quito..... 162

Cuadro No. 4.- De energía diaria generada en Guápulo durante los años 1.954 1.955 - 1.956 - 1.957 - 1.958..... 164

Cuadro No. 5.- Del levantamiento topográfico realizado en el tanque de regulación de la Central de Guápulo..... 180

BIBLIOGRAFIA..... 183

C A P I T U L O I

A N T E C E D E N T E S G E N E R A L E S

UBICACION.-

La Central Hidroeléctrica de Guápulo, propiedad de la Empresa Eléctrica Quito (E.E.Q.), se encuentra ubicada a pocos Kmts. de Quito, al pie de la vecina población de Guápulo, sobre el río Machángara, que bordea la ciudad de Sur-Este a Nor-Este, sirviendo de vía natural para el alejamiento de las aguas servidas, basuras, aguas lluvias, etc. de ésta y lugares vecinos. Dichas aguas son utilizadas en esta Central para la producción de energía eléctrica.

RESEÑA HISTORICA.-

No existiendo registros completos de la vida de esta Central, me ha tenido que regir, en parte, por datos proporcionados por antiguos personeros y empleados de la Empresa Eléctrica.

En los archivos de la E.E.Q. unicamente he podido encontrar registros de la energía producida a partir del año 47. No existen otros datos que me habrían sido sumamente útiles para este estudio, tales como los registros cronológicos de caudales y diagramas correspondientes. Por esta razón la mayoría de datos que constan en esta tesis han sido obtenidos a base de observaciones y cálculos personales.

La Central de Guápulo fué puesta en funcionamiento por primera vez en el año de 1.909, produciendo una potencia de

400 KW. a base de dos turbinas con sus respectivos generadores. Fué la segunda Central instalada en la zona vecina a la ciudad de Quito, para entregar su energía a ésta.

Pocos años despues se instaló un nuevo grupo de turbinas, con lo cual se amplio la capacidad de producción a 600 KW. y posteriormente se añadió un nuevo grupo, con el cual se llegó a la capacidad de 920 KW. Debo hacer notar que esta potencia, debido a la escasa cantidad de agua que lleva el río durante la mayor parte del año, unicamente es posible obtenerla con la ayuda del tanque de regulación y durante sólo dos, tres o cuatro horas al día.

En la actualidad en la Central de Guápulo existen cuatro grupos con una capacidad de producción de 920 KW., que se generan a la tensión de red de 6.600 V. Las turbinas son del tipo Pelton, a pesar de que para caídas como la de esta Central (54,7 mts.) convendrían más las turbinas Francis.

Hace aproximadamente 38 a 40 años se probó la instalación del tipo de turbinas ultimamente mencionado, pero no se obtubieron resultados satisfactorios debido a la gran cantidad de basuras que arrastran las aguas del río y que se atascaban en los álabes de las turbinas, produciendo paralizaciones y daños.

En el año 1.936 se cambió la tubería de presión original por una de mayor diámetro y espesor que la anterior.

GENERALIDADES.-

A continuación enumero algunos de los factores que me han inducido a emprender el presente trabajo:

Debido a la antigüedad y consiguientemente al uso, los rendimientos de las diferentes partes de la instalación de la Central de Guápulo son relativamente bajos.

Existen partes esenciales, como el desarenador, que es necesario reformar completamente. Por la falta actual de un verdadero desarenador y por la deficiencia de las rejillas existentes, continuamente se producen daños por atascamientos y por desgaste sumamente rápido de los álabes de las turbinas.

Si bien la Central fué proyectada posiblemente con bastante acierto para su época, a través de sus 75 años de existencia a dejado de ser una obra eficiente, pues con el correr de los años la ciudad ha aumentado en su tamaño y por consiguiente también las aguas servidas y las basuras que arrastran las aguas del Machángara. Por lo tanto, obras como el desarenador existente y el espacio destinado a sedimentos en el tanque de regulación resultan inútil e insuficiente respectivamente. Además la gran cantidad de materias químicas en disolución que arrastran hoy estas aguas, producen un desgaste mucho más rápido de las diferentes partes de la instalación.

Existen actualmente muchos días al año en que se encuentra dañado alguno de los grupos de la Central o que hay que hacer reparaciones o limpiezas en algunas de las partes del conjunto hidroeléctrico, lo que trae como consecuencia continuas pérdidas económicas para la Empresa.

Otra deficiencia de la Central se encuentra en los aparatos de protección, en especial de aquellos contra descargas atmosféricas, los cuales debido a su largo y frecuente uso se en-

cuentran debilitados y hacen que continuamente se quemen las bobinas de los generadores.

También y como es natural, todo el sistema de aparatos de alarma, control y comando es ya acento anticuado y por lo tanto deficiente para la operación económica de una Central en nuestros días.

Por lo dicho, se hace impresindible, en un futuro cercano, el mejoramiento y renovación parcial de esta Central. Mejora y renovación con las cuales, gracias al rendimiento superior que en la actualidad se obtiene en instalaciones de este tipo, se conseguirá un considerable aumento en la producción de energía eléctrica.

Debo hacer notar, que la construcción del desarenador podría traer como consecuencia el aprovechamiento de los sedimentos y basuras en una fábrica de abonos. Es tal la cantidad de estos materiales que arrastran las aguas, que el tanque de regulación pierde rapidamente su capacidad y la basura que se saca de las rejillas podria ser alejada diariamente por camionadas.

Actualmente la Central Hidroeléctrica de Guápulo se compone de las siguientes partes principales:

Tanque de regulación,

Canal de aducción,

Tanque de sedimentación,

Tanque de presión,

Tubería de presión,

Casa de Máquinas y

Canal de descarga.

A la descripción de cada una de estas partes y de sus obras adicionales me referiré en los capítulos correspondientes.

C A P I T U L O II

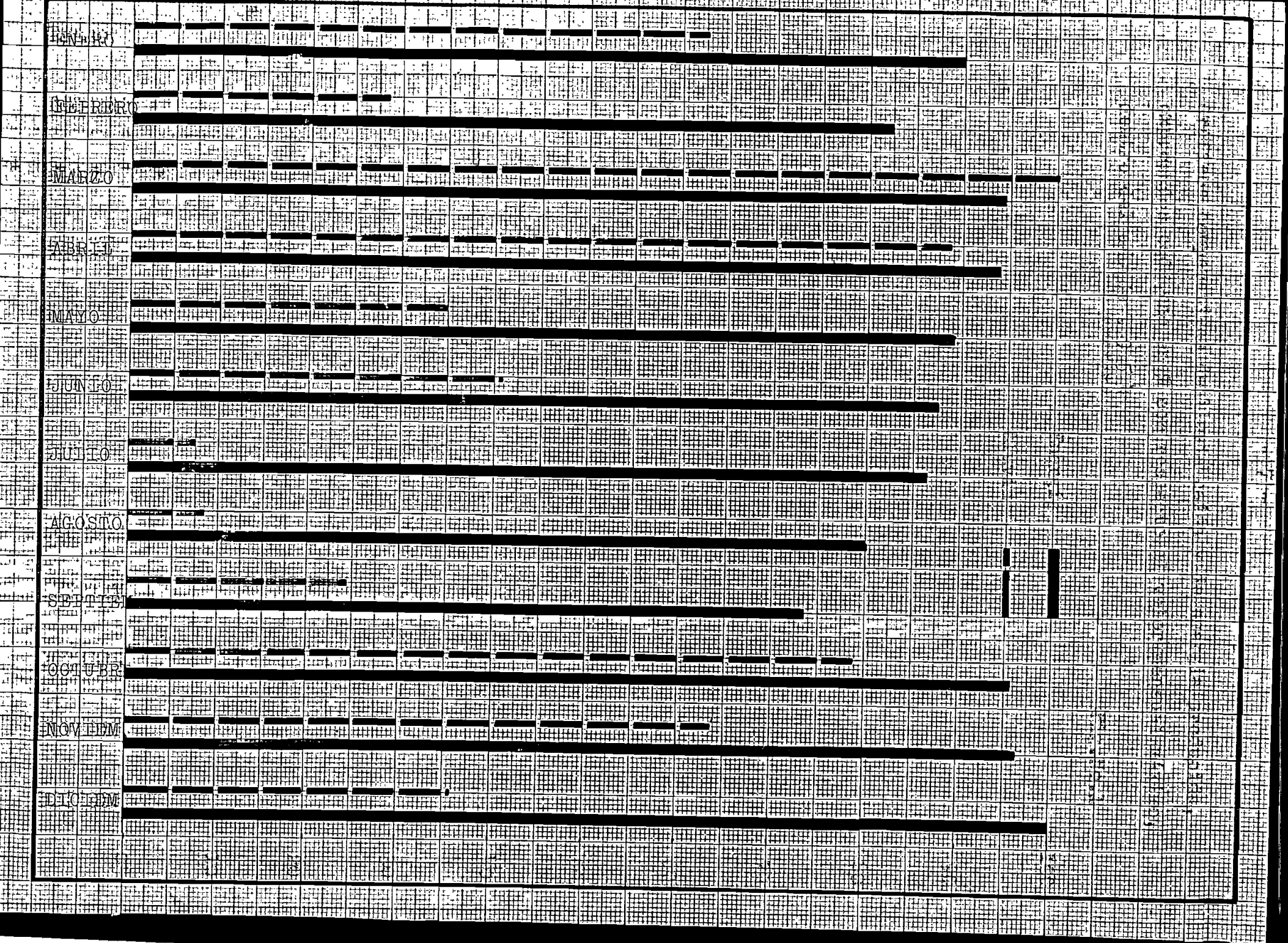
DETERMINACION APROXIMADA DE LA POTENCIA A OBTENERSE Y EL TIPO DE TURBINAS A INSTALARSE EN LA CENTRAL DE OCAPULO.

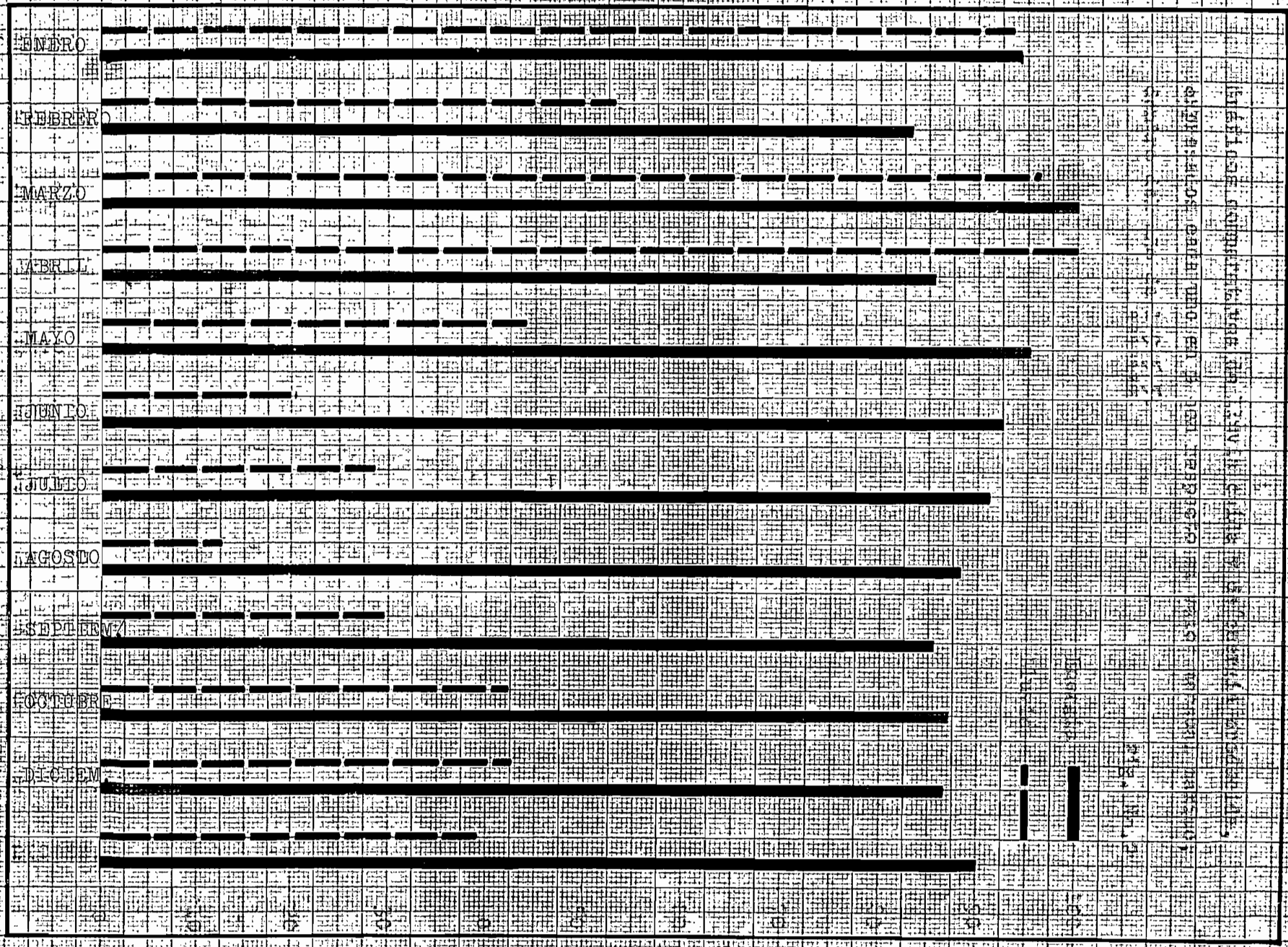
ANTECEDENTES.-

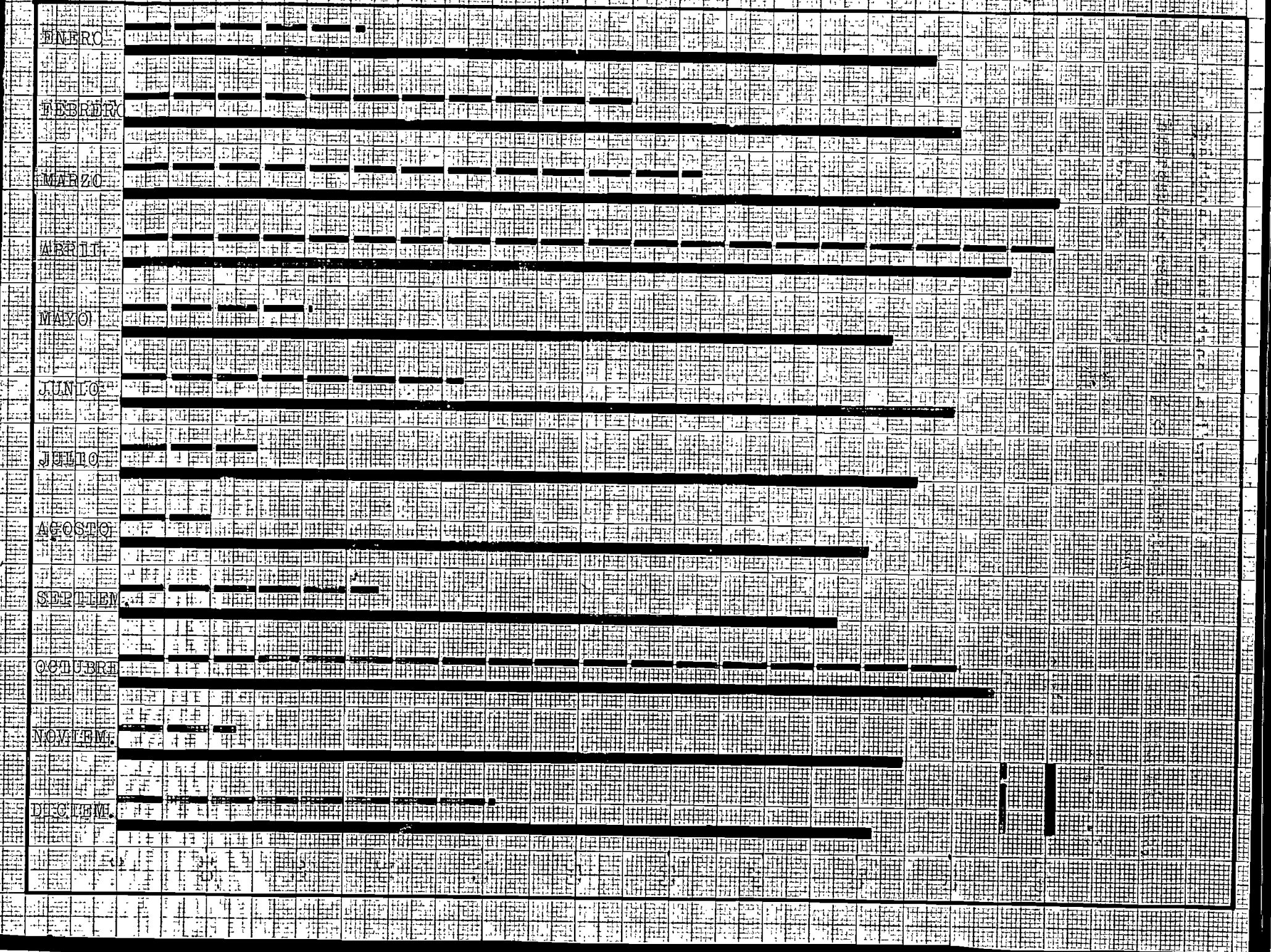
Como antes he dicho, actualmente se puede obtener de la Central de Ocapulo 920 KW. Esta cantidad máxima se genera unicamente durante pocas horas al día, que dependen del caudal de aguas que lleva el río y del volumen almacenado en el tanque de regulación.

Lamentablemente la E.E.Q. no tiene una instalación que permita medir la cantidad de aguas que pasan por el río Machángara o que por lo menos permita saber con exactitud el caudal aprovechado en la Central. Por este motivo he tenido que recurrir a los datos sobre lluvia caída en la ciudad y sus alrededores (Datos registrados en el Observatorio de Quito y condensados en el Boletín Meteorológico No. 1, de la Dirección General de Meteorología-1.959) y efectuar un estudio gráfico comparativo, figs. No. 1, 2, 3, 4 y 5 (Registro No. 1-ANEXO), entre la lluvia caída y la energía generada. Es decir, constatar si la producción está de acuerdo con la cantidad de agua existente o si se sigue un programa fijo de generación a lo largo del año.

De la observación de los gráficos, se deduce que los meses de mínima lluvia coinciden aproximadamente con los de mínima producción de energía, y que, viceversa los meses de mayor lluvia coinciden aproximadamente con la máxima producción. No


ENERO
FEBRERO
MARZO
ABRIL
MAYO
JUNIO
JULIO
AGOSTO
SEPTIEMBRE
OCTUBRE
NOVIEMBRE
DICIEMBRE


ENERO
FEBRERO
MARZO
ABRIL
MAYO
JUNIO
JULIO
AGOSTO
SEPTIEMB
OCTUBRE
DICIEMB


ENERO
FEBRERO
MARZO
ABRIL
MAYO
JUNIO
JULIO
AGOSTO
SEPTIEM.
OCTUBRE
NOVIEM.
DICIEM.

ENERO
FEBRERO
MARZO
ABRIL
MAYO
JUNIO
JULIO
AGOSTO
SEPTIEM.
OCTUBRE
NOVIEM.
DICIEM.

Enero

Febrero

Marzo

Abril

Mayo

Junio

Julio

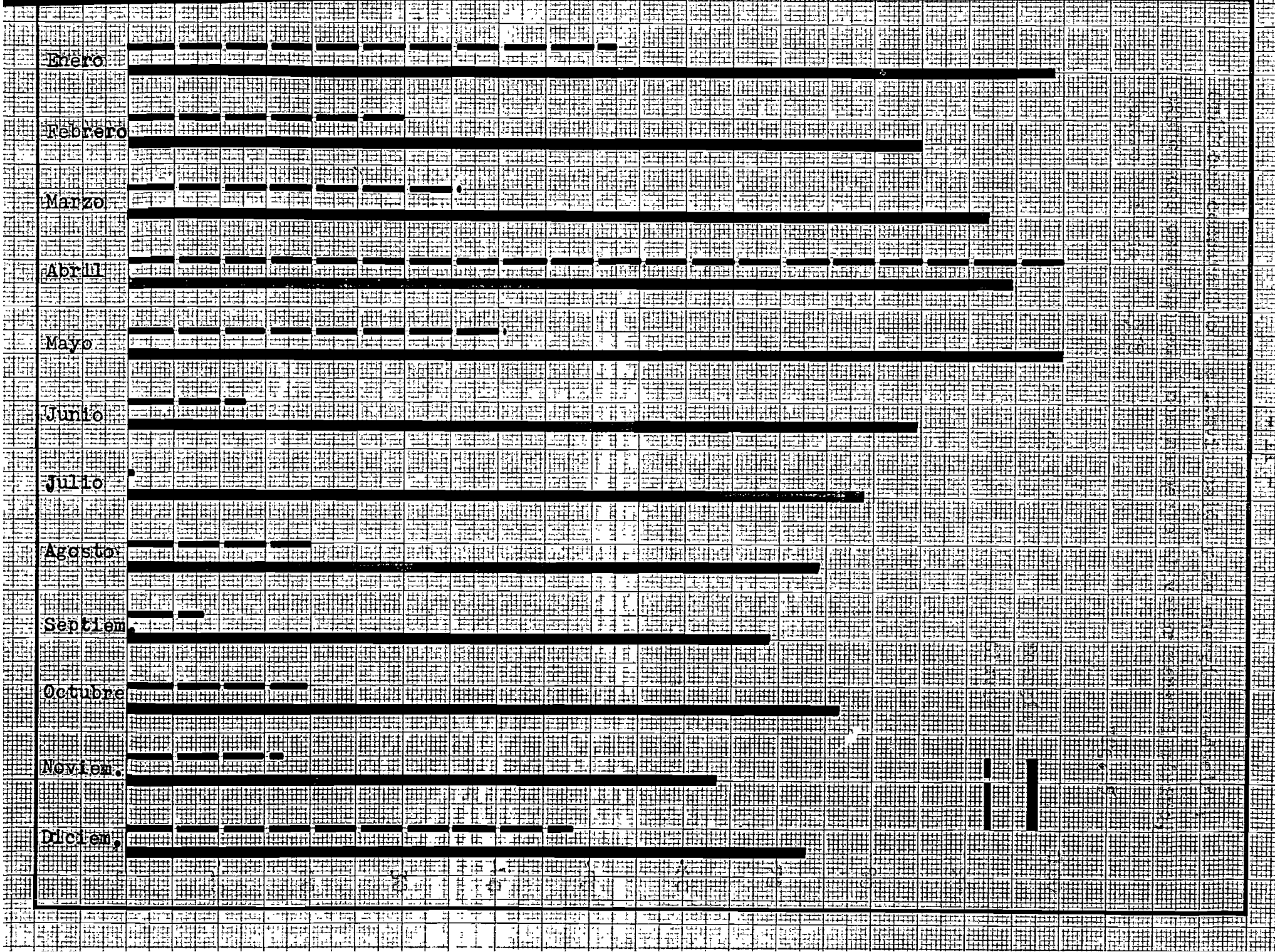
Agosto

Septiem.

Octubre

Noviem.

Diciem.



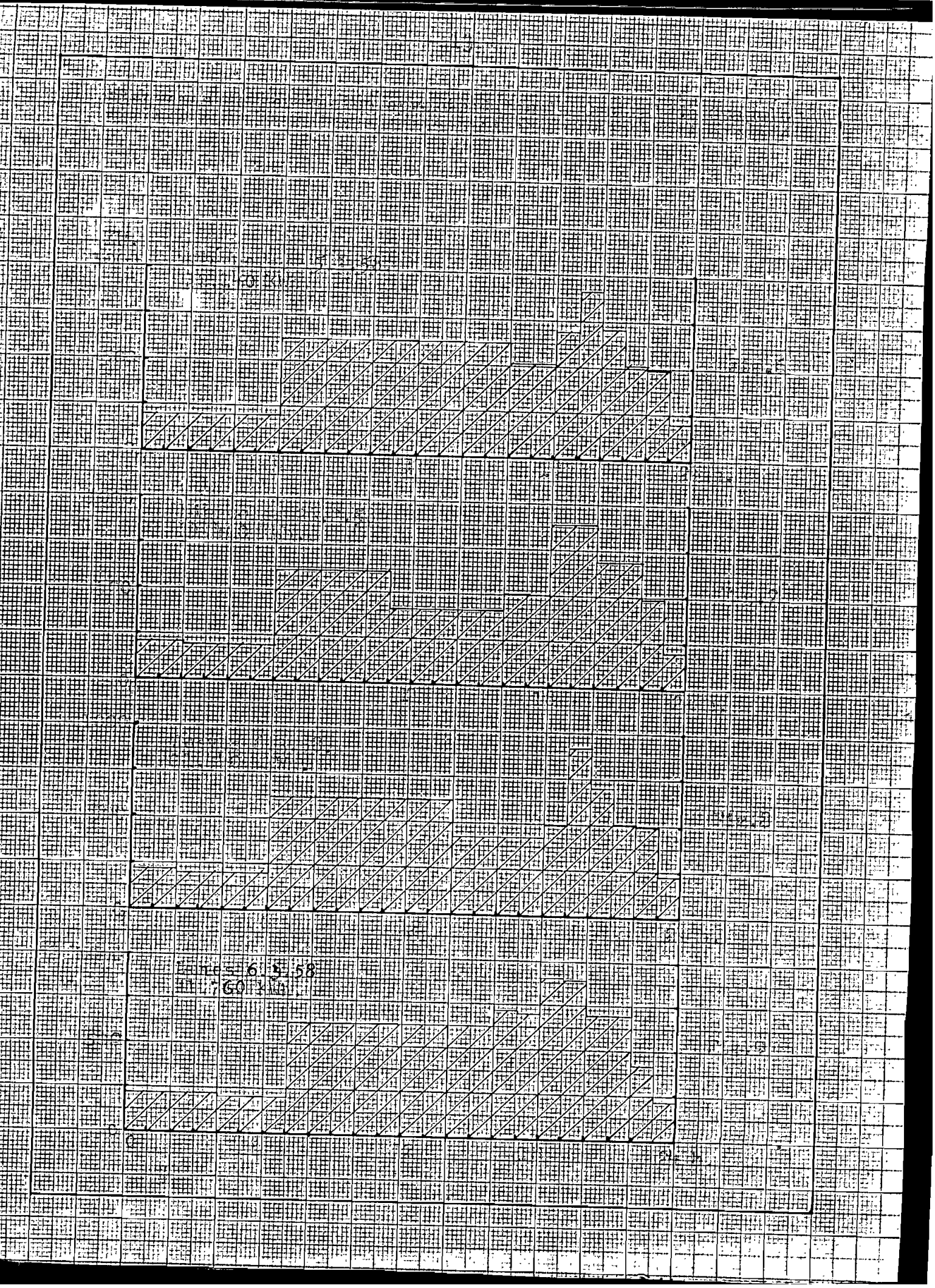
existe una coincidencia absoluta, en cuanto a este último punto, lo que se debe a que la ciudad de Quito está servida por algunas centrales hidroeléctricas y casi siempre cuando existe agua en uno de los ríos que abastecen alguna de esta centrales, también existe en los otros.

Los únicos meses en que se aprovecha completamente las aguas existentes en el Machángara, son los correspondientes al verano, es decir de Mayo a Septiembre, y sobre todo Julio y Agosto, que son los meses con menor cantidad de lluvias a lo largo de casi todos los años.

De los diagramas de generación diaria, figuras del No. 6 al 17 (Registro No. 2- ANEXO), se obtiene una idea del actual horario de producción en esta Central. Los gráficos corresponden a días de producción media dentro de cada mes del año 1958; días en los cuales todas las turbinas han estado en perfecto estado de funcionamiento y no se han hecho reparaciones o trabajos de ninguna índole en las obras hidroeléctricas correspondientes al conjunto de la Central.

Se observa con relativa facilidad que la explotación se hace siguiendo un horario más o menos preestablecido diariamente, que está de acuerdo con el diagrama de carga de la ciudad y con la cantidad de agua existente en el tanque de regulación.

En las figs. 18 y 19 (Registro No. 3 - ANEXO), se ha graficado la curva de generación para el conjunto de centrales que abastecen a Quito; comparándola en la parte inferior con la curva que corresponde a Guápulo. Los dos días utilizados para este fin, son días de producción media dentro de cada mes



correspondiendo el primero a un día del mes de Abril, que se caracteriza por la abundancia de agua y el segundo a un día del mes de Junio, en el cual comienza la temporada seca de verano.

Potencia generada en Guápulo el 21 de Abril de 1.958: 13.250 KWh.

Potencia generada en Guápulo el 29 de Junio de 1.958: 10.180 KWh.

POTENCIA MEDIA GENERADA.-

La determinación de la potencia a obtenerse en esta Central en el future; potencia para la cual se diseñará las partes de la instalación que sea necesario, la he obtenido haciendo un análisis de la generación en los últimos años. Ha sido esta la única posibilidad que he encontrado, ya que no existen registros de los caudales que pasan por el río o por las turbinas.

A partir de los registros que lleva la E.E.Q. sobre la energía generada, he tomado aquellos correspondientes a los 5 últimos años: 1954 - 1955 - 1956 - 1957 y 1958 (Registro No. 4- ANEXO) y he sacado un promedio de producción de aquellos días en los cuales la Central ha estado funcionando normalmente; días en los cuales no han existido interrupciones a causa de limpiesas, reparaciones, u obras de otra índole y en los cuales la industria trabaja normalmente (No se ha tomado en cuenta los sábados y domingos).

En las hojas del registro No. 4 se encuentran copiados los valores de generación durante cada uno de los días de los años mencionados. Las diferentes letras colocadas delante de las

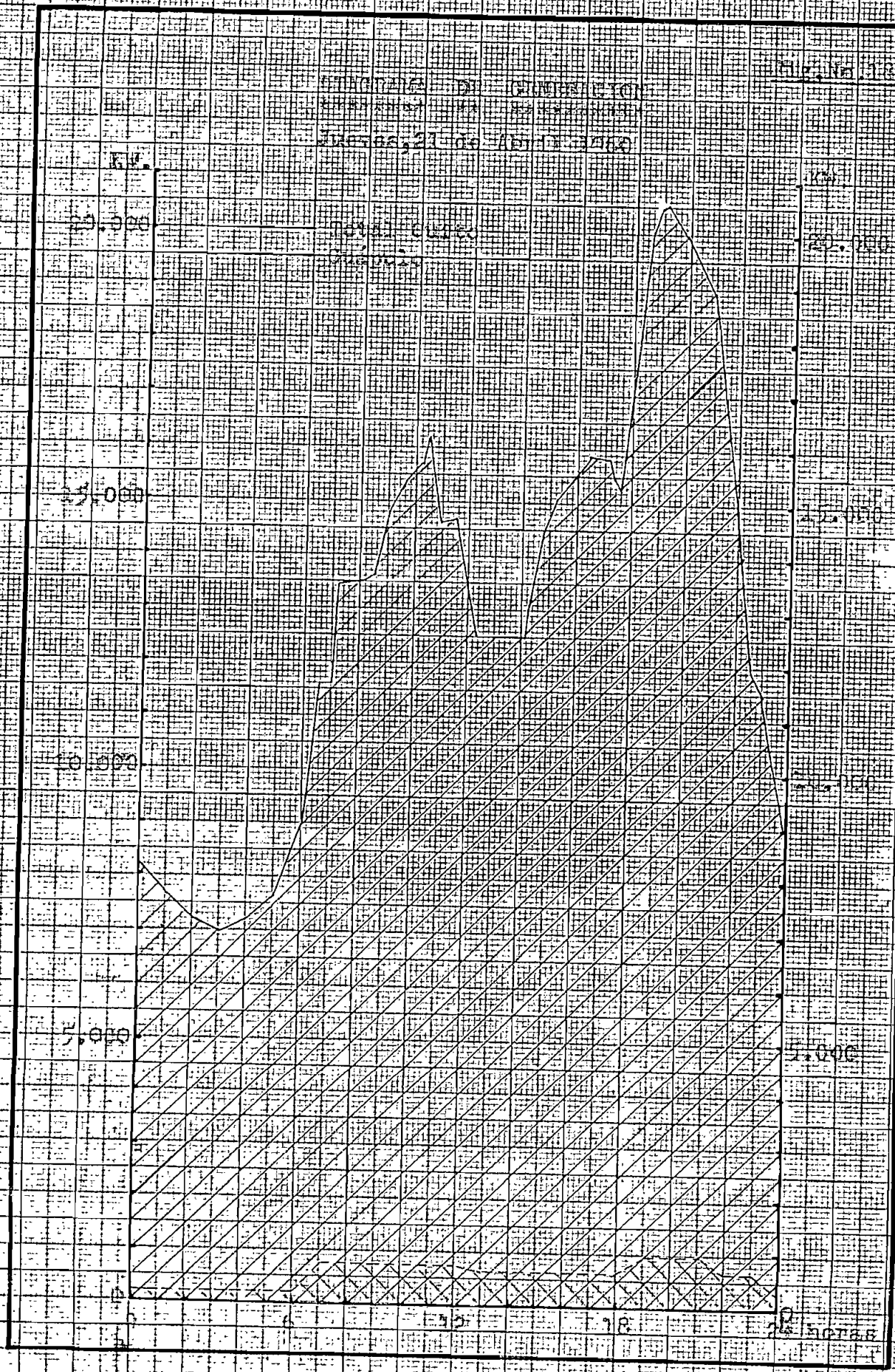
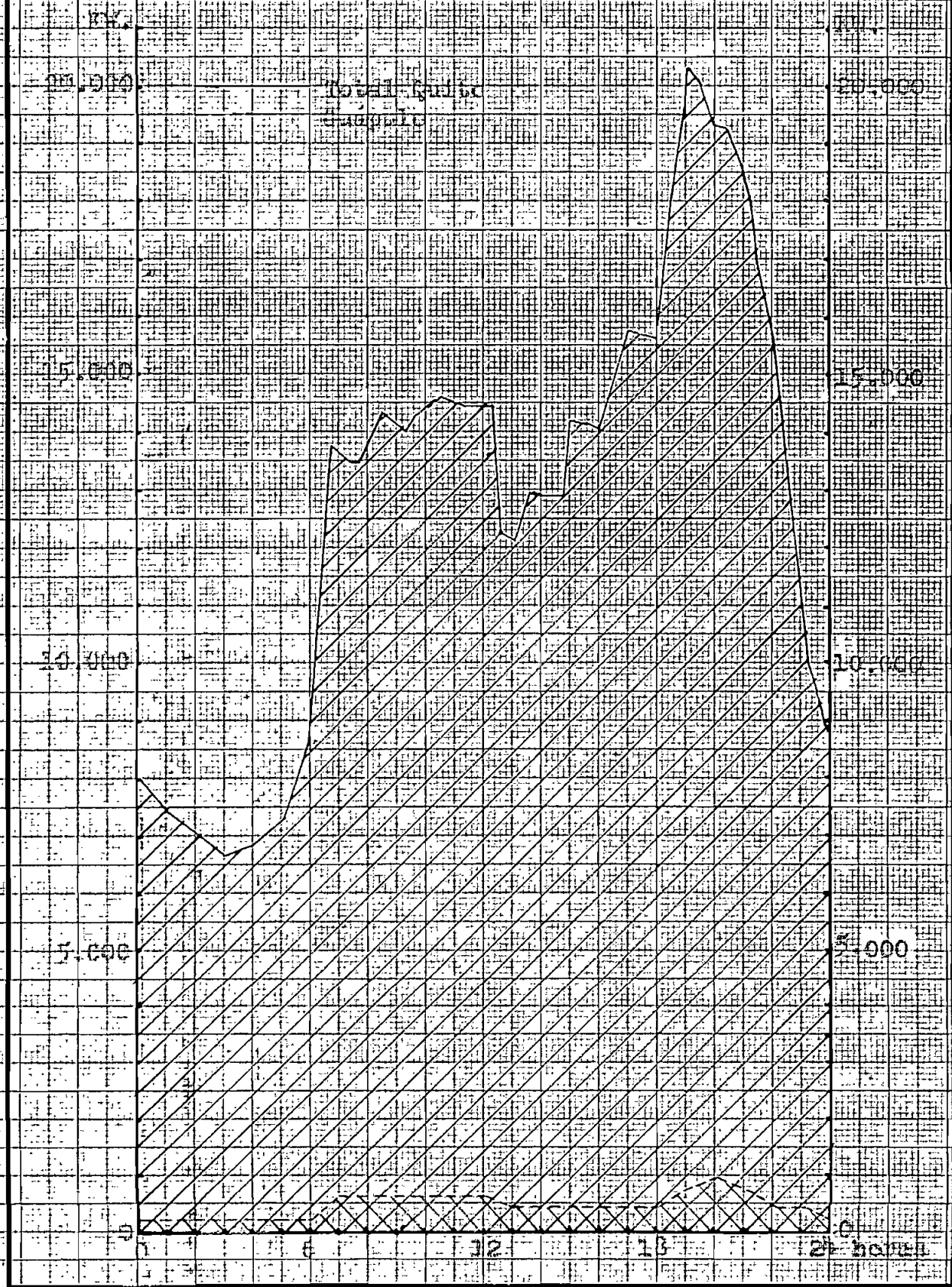


Fig. No. 19

DIAGRAMA DE GENERACION

Miércoles, 29 de Junio 1960



cantidades, tienen la siguiente interpretación:

S = Sábado

D = Domingo

X = Día en el que ha existido alguna inte - rrupción parcial o total de la Central.

Al final del registro se encuentra un resumen mensual de la energía generada durante estos años.

Después de efectuar los cálculos necesarios, se ha obtenido que la Central ha funcionado normalmente:
232 días en el año 1954, con un promedio diario de 11.358 KWh.
236 días en el año 1955, con un promedio diario de 12.532 KWh.
186 días en el año 1956, con un promedio diario de 11.774 KWh.
239 días en el año 1957, con un promedio diario de 11.508 KWh.
236 días en el año 1958, con un promedio diario de 10.123 KWh.
Lo que da un promedio diario de 11.475 KWh. durante los 5 años.

Si se supone, como es muy probable, que la cantidad de agua existente en el tanque de regulación durante la mayor parte de estos años es la razón directa de la generación de esta cantidad de energía, podemos diseñar la nueva instalación para producir la misma potencia más el incremento que se obtiene por el mejoramiento de los rendimientos y la introducción de mejoras a lo largo de toda la instalación.

Para obtener el valor de este incremento, primeramente calculo el caudal con el cual en la actualidad se están obteniendo los 920 KW.

CAUDAL NECESARIO ACTUALMENTE.-

La potencia en Kw. obtenible en una central hidroeléctrica viene dada por la fórmula:

$$N = \frac{1000 \times Q \times H \times \eta \times 0,736}{75}$$

en la cual:

N = Potencia en KW.

1.000 = Peso de un metro cúbico de agua.

Q = Caudal en metros cúbicos/segundo.

H = Altura bruta en metros.

0,736 = Equivalente de un HP. en KW.

75 = Coeficiente de reducción de Kgmts/seg. a HP.

η = Rendimiento total = $\rho_1 \times \rho_2$

ρ_1 = Rendimiento hidráulico

ρ_2 = Rendimiento eléctrico

De la fórmula enunciada anteriormente obtenemos aquella que nos da el caudal:

$$Q = \frac{75 \times N}{736 \times H \times \rho_1 \times \rho_2}$$

En la cual los valores respectivos a reemplazarse son:

N = 1 KW.

H = 54,70 (Dato proporcionado por la empresa eléctrica Quito).

ρ_1 = 0,74 *

ρ_2 = 0,87 **

Los valores anotados como rendimientos promedios de las turbinas y generadores son sumamente bajos, pero los he elegido así por tratarse de turbinas muy antiguas, debiendo haber tenido los mismos trabajando, rendimientos aún más bajos.

* ρ_1 = 0,73 - 0,85 (Hidráulica Turbina - Daugherty)

** ρ_2 = 0,86 - 0,92 (Manuali Hoepli - pág. 973 - Ing. P. Oppizzi)

Algunas de las razones para haber tomado como coeficientes de rendimiento los valores anotados son:

1.- La edad de las turbinas de esta Central oscila entre 35 y 40 años.

2.- Las diferentes partes de la Central se someten a frecuentes reparaciones.

3.- Las piezas que sirven para repuesto de las piezas originales se fabrican en los talleres de la Empresa.

4.- Estos valores son los más bajos indicados en manuales publicados entre 1910 y 1920.

Reemplazando los valores respectivos, obtengo:

$$Q = 0,002893 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

Lo que quiere decir, que para producir un KW. en esta Central, bajo las condiciones actuales, se necesitan 2,893 lts./seg. o sea que bajo condiciones normales de generación los cuatro grupos requieren un caudal de:

$$Q = 0,002893 \times 920 = 2,66 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

COMPROBACION.- Si considero la cantidad de agua que sale del tanque de regulación, estando éste lleno (por la compuerta del canal), obtengo un valor aproximadamente igual. En base del siguiente cálculo:

$$Q = c.v.s.$$

Fórmula en la cual:

c = Coeficiente de contracción en orificios de paredes cuadradas = 0,6

v = Velocidad de salida del líquido = $\sqrt{2.g.h}$

s = Sección del orificio = a.b

$$Q = c\sqrt{2.g.h}\ .a.b$$

En la cual:

b = Altura que se sube la compuerta del tanque de regulación cuando funcionan los cuatro grupos = 0,23 mts.

a = Ancho de la compuerta = 1,85 mts.

h = Altura de presión media = 5,52 mts.
(altura máxima del agua con tanque de regulación lleno = 5,64 mts.)

$$Q = 0,6\sqrt{2 \times 9,81 \times 5,52} \times 1,85 \times 0,23$$

$$Q = 2,66 \text{ mts}3/\text{seg}.$$

ELECCION DEL TIPO Y NUMERO DE TURBINAS.-

La elección del tipo de turbina está subordinada a algunos factores, entre los que se pueden citar: el número de r.p.m. que podamos dar a las nuevas unidades y la potencia de las mismas; factor éste, que a su vez depende del caudal de que dispongamos y de la altura de caída.

A pesar de que los costos para la instalación de un sólo grupo de mayor potencia serían más bajos que los de instalar dos pequeños de igual valor, las siguientes razones me han decidido por la segunda solución.

a.- Una mayor flexibilidad para acomodarse al diagrama de carga de la ciudad,

b.- Una mayor flexibilidad para acomodarse a la cantidad de agua existente en el tanque de regulación,

c.- La necesidad de mantener una menor cantidad de repuestos que tratándose de dos grupos de diferentes

dimensiones,

d.- En caso de faller un grupo, se puede seguir aprovechando el salto con el otro, es decir la Central no se paralizaría totalmente.

A base del valor obtenido como caudal máximo y de la altura bruta, calculo la velocidad específica de los grupos a instalarse. Para facilidad de construcción del generador escojo una velocidad relativamente alta (pocos pares de polos).

$$Q = 1.330 \text{ lts./seg.}$$

$$H = 54,7 \text{ mts.}$$

$$n = 900 \text{ r.p.m.}$$

Con los dos primeros valores obtengo una potencia teórica de:

$$N = 10.Q.H$$

$$N = 10 \times 1,33 \times 54,7$$

$$N = 726 \text{ KW.}$$

y la velocidad específica será:

$$n_s = \frac{n}{H} \sqrt{\frac{N}{\sqrt{H}}}$$

$$n_s = \frac{900}{54,7} \sqrt{\frac{726}{\sqrt{54,7}}}$$

$$n_s = 163 \text{ revoluciones}$$

De acuerdo con los textos de hidráulica el valor de n_s igual a 163, corresponde a turbinas Francis Normales, cuyo rendimiento hidráulico oscila entre 0,89 y 0,94*

Por consiguiente se instalarán dos turbinas del tipo Francis, cuya altura de succión será:

---

* Saltos de Agua y Presas de Embalse - Tomo I - pág. 1.031 Gómez Navarro y Juan Aragil.

$$Hs = B - \sigma . H$$

En la cual B a su vez es:

$$B = 10 - 0,0012 . h$$

En esta fórmula h representa la altura de la Central hidroeléctrica sobre el nivel del mar. En el caso de Guápulo, aproximadamente 2.532 mts. (valor tomado de una ampliación de las hojas del levantamiento topográfico, realizado por el Servicio Geográfico Militar, y proporcionado por la E.E.Q.).

$$B = 10 - 0,0012 \times 2.532$$

$$B = 6,96$$

H = altura de caída

σ = coeficiente de cavitación, que depende de la velocidad específica. (Según el diagrama trazado en la obra Saltos de Agua y Presas de Embalse de Cánovas Navarro, pág. 930, obtengo para este coeficiente el valor de 0,07).

Reemplazando los valores respectivos en la fórmula, se obtiene:

$$Hs = 6,96 - 0,07 \times 94,7$$

$$Hs = 3,13 \text{ mts.}$$

Este valor me indica que existirá una altura de aspiración suficiente para evitar la formación del fenómeno de cavitación.

POTENCIA OBTENIBLE.-

El principal incremento de potencia lo obtendremos gracias a los rendimientos superiores de los grupos a instalarse.

Como ya lo dijimos, el rendimiento mínimo de las turbinas Francis, con un n_s igual a 163 es 0,89.

ρ_1 = rendimiento de las turbinas = 0,89

ρ_2 = rendimiento de los generadores = 0,94

$$N = \frac{Q \cdot H \cdot 736 \cdot \rho_1 \cdot \rho_2}{75}$$

$$N = \frac{2,66 \times 54,7 \times 736 \times 0,89 \times 0,94}{75}$$

N = 1.190 KW.

Lo que quiere decir que con el presente proyecto se conseguirá por lo menos un incremento de 270 KW., que representa un aumento aproximado al 30%, sobre los valores de producción actual.

Al aplicar este porcentaje de incremento sobre el promedio diario deducido anteriormente, obtengo la cantidad de energía que en un futuro será posible obtener en la Central de Guápulo.

11.475 + 3.440 ≈ 14.900 KWh. por día

Para generar esta potencia elijo dos grupos de 400 KW. que funcionarán de acuerdo al siguiente horario:

GRUPO A.-	24 horas continuas	9.600 KWh.
GRUPO B.-	de 7 a.m. a 12 m.	2.000 KWh.
	de 2 p.m. a 10 p.m.	3.200 KWh.
		14.800 KWh.

Con este valor de la potencia, vuelvo a calcular la velocidad específica de las turbinas, la cual será:

$$n_s = \frac{n}{H}\sqrt{\frac{N}{\sqrt{H}}}$$

001496

$$n_s = \frac{900}{54,7}\sqrt{\frac{400}{\sqrt{54,7}}} = 121$$

Valor con el cual el rendimiento de las turbinas disminuye un poco, pero quedando aproximadamente entre los mismos límites mencionados de 0,89 y 0,9%.

En el caso de querer elegir un número de revoluciones mayor para la turbinas, para de este modo llegar a un valor más alto de n_s (con el cual según los manuales se obtendría un rendimiento ligeramente superior) favoreceríamos el fenómeno de cavitación de las mismas, lo que traería consigo el cambio más frecuente de los diferentes elementos de las turbinas.

C A P I T U L O III

TANQUE DE REGULACION

ANTECEDENTES.-

El tanque de regulación, tal como su nombre lo indica, tiene el objeto de almacenar agua en las horas de abundancia y de menor consumo, para gastarla en las horas de mayor demanda, de modo que la Central pueda dar una potencia superior que aquella que daría unicamente con el caudal corriente del río.

En el caso de Guápalo existe actualmente un tanque de regulación diaria (fotografía No.1), ubicado sobre el río Machángara a una altura aproximada de 2.590 mts. sobre el nivel del mar y que se alimenta con las aguas de este río y las de unas vertientes cercanas.

Fué construído en la misma época que el resto de la Central, pero en años posteriores se le hicieron algunos cambios, como el aumento de la capacidad, mediante el aumento de altura del dique, cambios en las compuertas, construcción de un sistema de aducción de aguas para limpieza, etc., La altura aumentada en el muro del dique, hubo que volver a disminuirla hace unos 6 años, debido a que el aumento de presión produjo daños en una de las compuertas.

El tanque se halla situado en un ensanchamiento y sucesivo estrechamiento del río. Este último ha sido cerrado con la construcción de un dique de aproximadamente 8 mts. de al-

Fotografía No. 1 - Tanque de regulación de la Central Hidroeléctrica de Guápulo.

tura y 40 mts. de ancho.

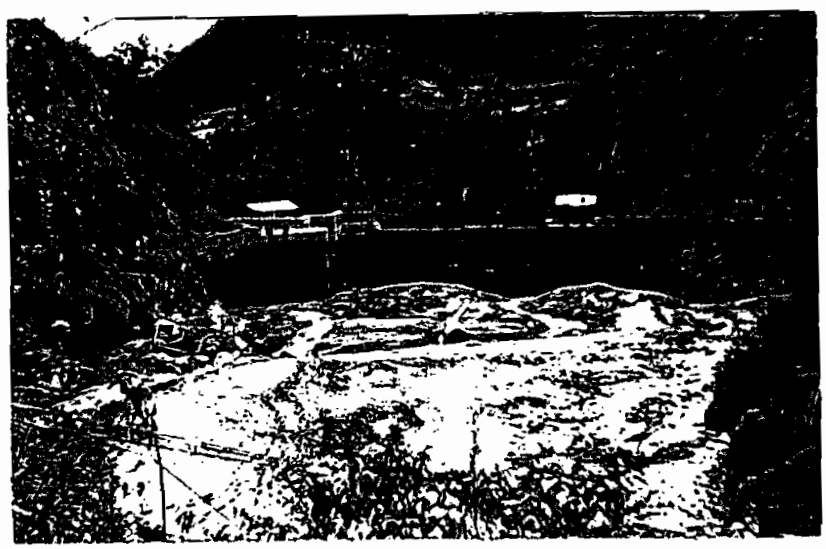
El tanque de regulación adquiere, cuando se encuentra lleno, la forma aproximada de un embudo, -con la parte ancha hacia aguas abajo-, de una longitud aproximada de 110 mts. (Plano No. 1). Se encuentra situado en un terreno cuyas paredes laterales están formadas en su mayor parte por roca. Hacia la parte de atrás y a manera de una isla, se levanta un pequeño promontorio del mismo material. Aún más atrás, en el sitio donde el río forma un recodo, se encuentra una planicie, formada en gran parte por cangahua, la cual sería posible remover si fuera necesario aumentar las dimensiones del tanque.

Actualmente este tanque no cumple a cabalidad sus funciones, debido a que su capacidad se halla disminuida en una enorme proporción con respecto a sus posibilidades, lo que se debe a la gran cantidad de material sedimentado que arras-

trado por las aguas del río, ha venido a depositarse aquí (fotografía No. 2) y que en parte, por la mala ubicación de la boca de salida al río no puede ser eliminada con rapidez en las horas de limpieza.

A pesar de que la E.E.Q. ordena realizar una limpieza semanal de este tanque, con la cantidad de personal destinado a este objeto que trabaja sólo 8 horas y con los medios de los que disponen; a lo largo de algunos meses que he realizado observaciones, he visto que apenas logran remover una ínfima parte de este material, cantidad que sólo permite que las compuertas de salida al canal y las de limpieza se encuentren más o menos libres.

Para las limpiezas que se realizan actualmente se aprovecha el agua de las vertientes situadas a poca distancia, que por su altura permiten obtener cierta presión a la salida de las tuberías. Estas aguas se conducen desde su nacimiento por



Fotografía No. 2 - Tanque de Regulación durante una de las limpiezas (compárese el tamaño del hombre - flecha - con la cantidad de material sedimentado).

una tubería de cemento hasta alcanzar un pequeño tanque, desde el cual, por tuberías de acero se alimenta algunas mangueras provistas de pitones en sus extremos.

Esta obra fué construída posteriormente al tanque de regulación. Hoy en día se encuentra deteriorada en diferentes partes, siendo necesario efectuar algunas mejoras.

Las principales mejoras generales, aconsejables en el tanque de regulación son:

1.- Limpieza total de los sedimentos depositados en el fondo,

2.- Reparación de una de las compuertas del dique,

3.- Reparaciones y mejoras en la obra de aducción de aguas provenientes de la vertiente cercana.

De estas obras trataré más adelante.

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD ACTUAL DEL TANQUE DE REGULACION.-

Por cuanto la Empresa Eléctrica Quito no dispone de los datos relativos a esta capacidad, la he obtenido a base de un levantamiento topográfico y de los cálculos respectivos (Registro No. 5 - ANEXO), plano No. 1 .

El levantamiento lo he realizado aprovechando de los vaciados semanales del tanque. No ha sido posible determinar esta capacidad con el 100% de exactitud, puesto que, como ya lo manifesté, no se desalojan por completo los materiales sedimentados.

Los puntos más profundos los he podido medir gracias a los canales que entre este material forman las aguas que siguen corriendo através del reservorio y que junto con las aguas de la vertiente cercana se aprovechan para desalojar, siquiera en par

te, los materiales acumulados a lo largo de la semana de tra - bajo.

La capacidad la he calculado para cotas crecientes, a partir de la cota inferior (92,1), correspondiente al borde inferior de la compuerta de limpieza. Pero la capacidad útil es únicamente aquella comprendida entre el borde inferior de la compuerta de salida hacia el canal de aducción (93,46) y el nivel máximo de las aguas sin rebasar la cresta del dique.

Los volúmenes sucesivos, obtenidos a partir de la base, para las diferentes cotas son:

COTA	VOLUMEN EN m.s.n.m³
92,1	0
92,5	8,88
93,0	138,88
93,46	459,14
93,5	496,58
94,0	1.064,98
94,5	1.887,98
95,0	2.971,38
95,5	4.155,30
96,0	5.493,18
96,5	6.947,88
97,0	8.496,26
97,5	10.183,17
98,0	12.023,88
98,5	13.994,09
99,0	15.999,70
99,1	16.434,30

Resumiendo los resultados obtenidos en este levantamien - to, creo conveniente hacer resaltar los siguientes datos:

Superficie del nivel libre del tanque de regulación (completamente lleno)..... 4.222 mts²
Capacidad útil del tanque de regulación .....15.975,16 mts³.
Capacidad para sedimentos..... 459,14 mts³.
Capacidad total del tanque de regulación.....16.434,30 mts³.

ESTUDIOS SOBRE LA CONVENIENCIA O NO DE AUMENTAR LA CAPACIDAD DEL TANQUE DE REGULACION.-

Para este estudio me he servido de un método gráfico. En las figuras 20, 21 y 22 he representado los KWh. acumulados, producidos en Guápulo en 24 h. La generación de esta energía, como es natural, está en relación directa con el caudal que ha pasado por las turbinas y en consecuencia con el volúmen líquido existente en el tanque de regulación.

Los diagramas corresponden a días en los cuales la cantidad de energía generada es aproximadamente igual al valor promedio obtenido para los 5 años.

La capacidad del tanque de regulación debe ser tal, que pueda alimentar a las turbinas con el caudal necesario durante el horario de producción previsto para el futuro.

Este horario será:

de 12 p.m. a 7 a.m. ..... 400 KWh. por hora
de 7 a.m. a 12 m. ..... 800 KWh. por hora
de 12 m. a 2 p.m..... 400 KWh. por hora
de 2 p.m. a 10 p.m..... 800 KWh. por hora
de 10 p.m. a 12 p.m..... 400 KWh. por hora.

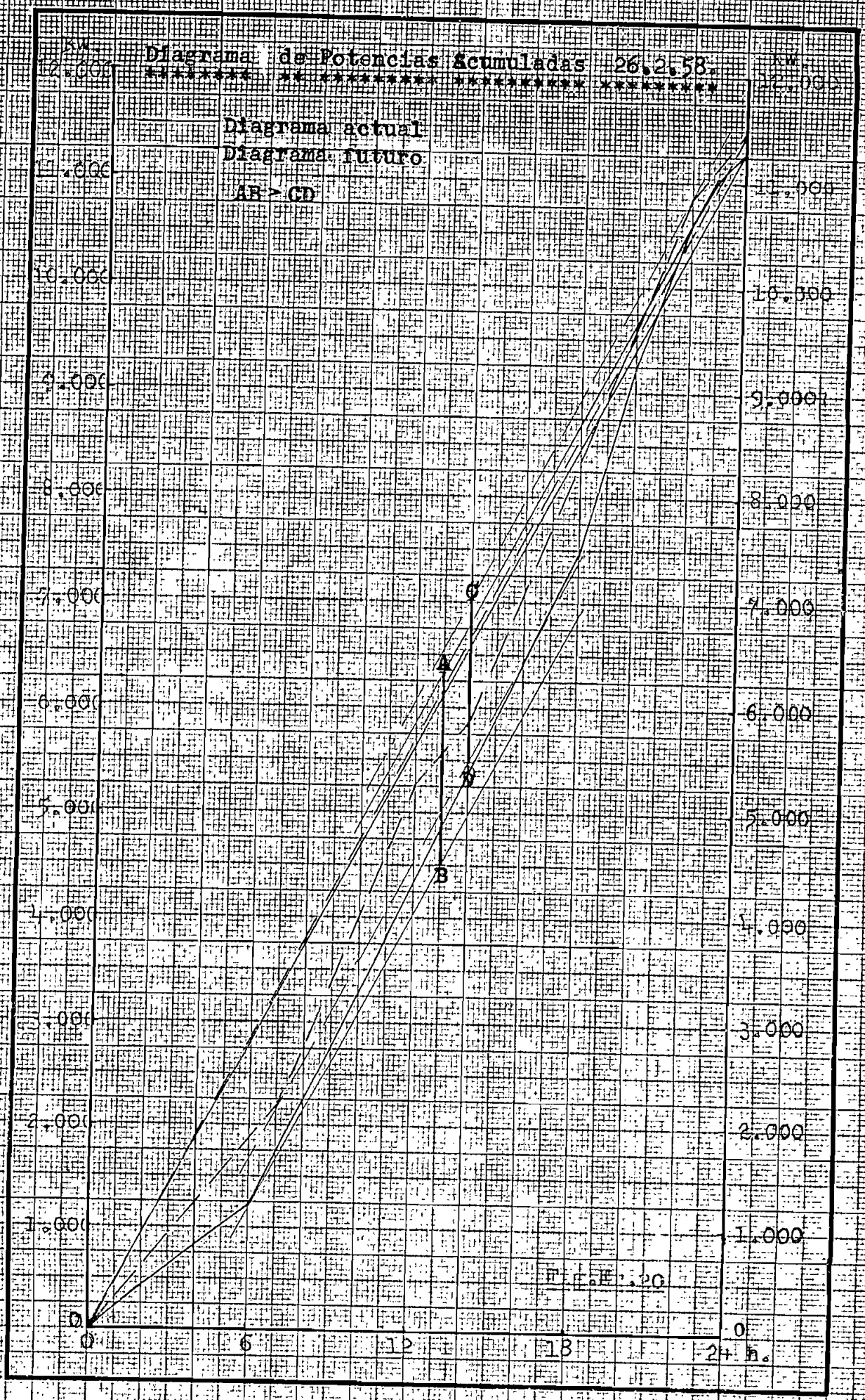


Diagrama de Potencias Acumuladas 26.2.58.
Diagrama actual
Diagrama futuro
AB > CD
KW.
12.000
11.000
10.000
9.000
8.000
7.000
6.000
5.000
4.000
3.000
2.000
1.000
0
C
A
D
B
0
6
12
18
24 h.

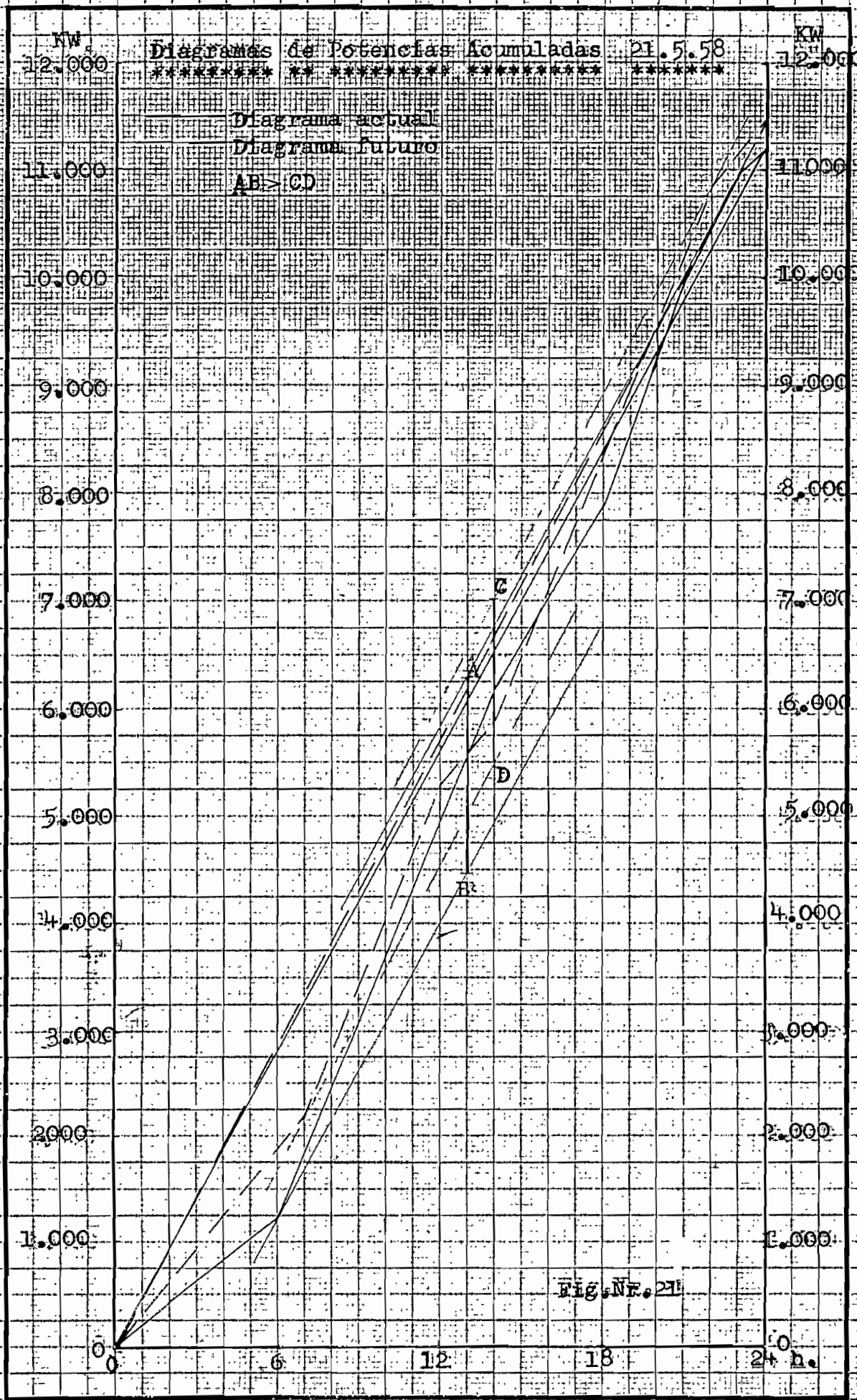

Diagramas de Potencias Acumuladas 21.5.58
Diagrama actual
Diagrama futuro
AB > CD
KW
12.000
11.000
10.000
9.000
8.000
7.000
6.000
5.000
4.000
3.000
2000
1.000
0
6
12
18
24 h.
A
B
C
D

Fig.Nr. 21

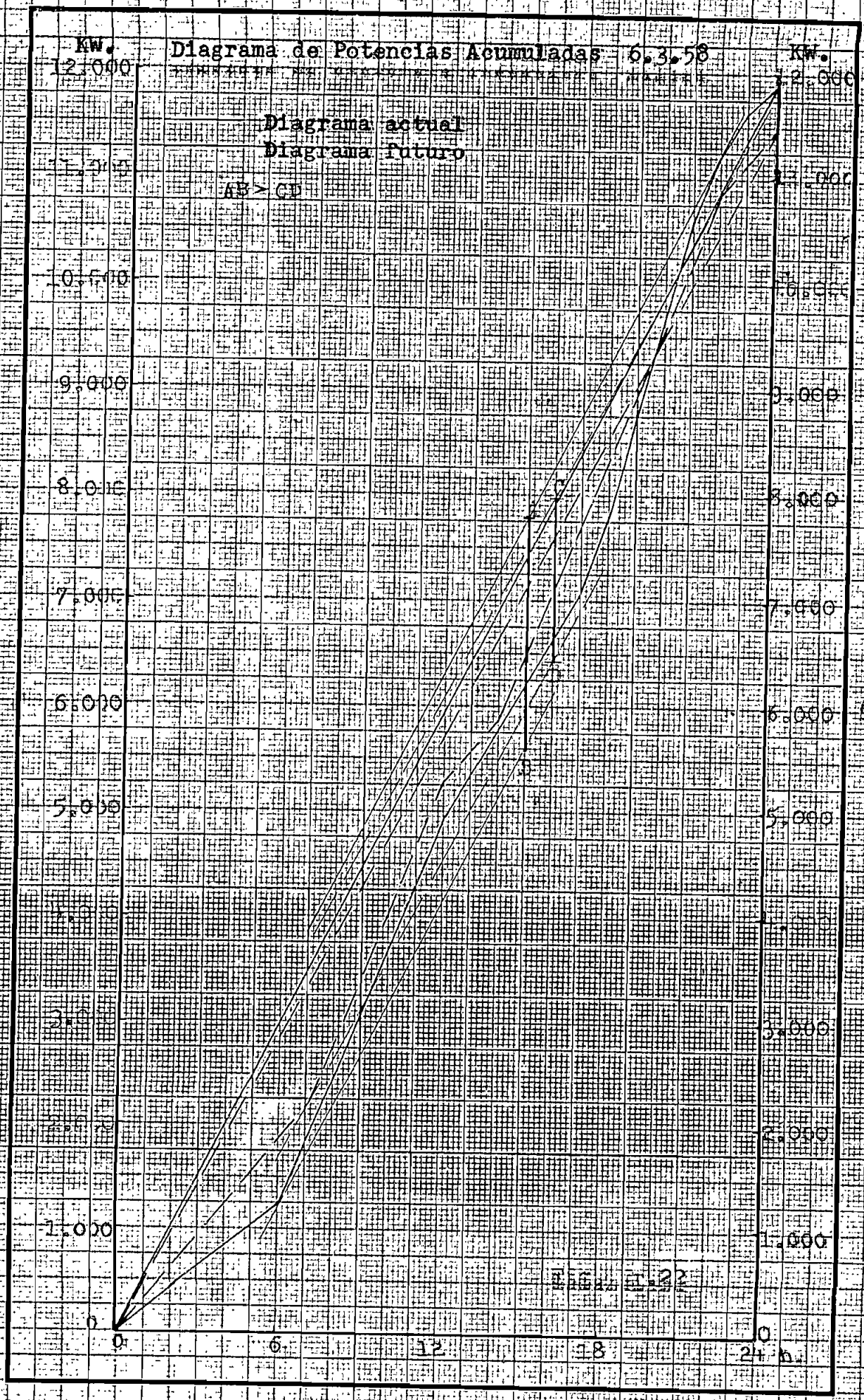


Diagrama de Potencias Acumuladas 6.3.58
KW.
12.000
11.000
10.000
9.000
8.000
7.000
6.000
5.000
4.000
3.000
2.000
1.000
0
Diagrama actual
Diagrama futuro
AB > CD
A
B
C
D
0
6
12
18
24 h.

Si la E.E.Q. lo creyera conveniente, en aquellos días en que la cantidad de agua sea suficiente, se podría obtener la potencia de 800 KW. durante las 24 horas del día, mediante la ampliación del tanque de regulación.

METODO EMPLEADO.- En los diagramas que se han mencionado, se ha materializado los valores de potencia generada, acumulados en las 24 horas del día. La recta que une los extremos de estos diagramas representa el caudal afluente, teóricamente constante a lo largo del día.

La capacidad mínima necesaria del de ósito se determina trazando desde los puntos más alejados del diagrama de potencia, tangentes paralelas a la recta que une sus extremos. La distancia vertical entre estas paralelas representa la energía que con el salto H (54,7 mts.) puede dar el agua acumulada en el depósito. De ella, através de una constante se puede deducir la capacidad necesaria del tanque, ya que los diagramas de energía y escorrentías o volúmenes son homólogos.

En los gráficos he utilizado los datos correspondientes a los días: 26 de Febrero, 6 de Abril y 21 de Mayo de 1.958 (línea contínua) en cuyos días se han generado 11.400, 11.440 y 11.670 KWh. respectivamente (Registro No. 2-ANEXO).

Para ver si la capacidad del tanque de regulación es suficiente, basta superponer el diagrama de producción futura al actual, reduciendo previamente los valores futuros a actuales: es decir que a cada 400 KWh. que se produzcan con la nueva instalación corresponden actualmente 310 KWh. y de acuerdo al horario fijado se obtiene los diagramas respectivos (línea punteada).

En las figs. No. 20, 21 y 22 se observa que el valor de la vertical C - D, es menor que la vertical A - B, lo que quiere decir que con el nuevo horario se necesitaría un tanque de regulación de menor capacidad que el existente. Con lo que queda comprobado que la capacidad del tanque de regulación no necesita ser ampliada para satisfacer las exigencias de la nueva instalación.

MEJORAS A REALIZARSE EN ESTA PARTE DE LA INSTALACION.-

1.- LIMPIEZA DE SEDIMENTOS .- Para esta limpieza sería conveniente que la E.E.Q. destine un personal suficientemente numeroso y provisto de los medios adecuados para remover todo el material sedimentado, inclusive grandes piedras que arrastradas por las fuertes crecientes de años pasados han venido a depositarse en el fondo de este tanque.

Será también conveniente, debido a la falta de energía eléctrica por la que actualmente atraviesa la ciudad, el esperar , para realizar este trabajo, hasta que esté en funcionamiento la nueva Central Hidroeléctrica de Cumbayá, para que ésta pueda suplir la energía que genera la Central de Guápulo, ya que una limpieza completa requeriría algunos días, por no decir semanas.

Con la realización de este trabajo se obtendría una mayor efectividad en la producción de energía. Una vez efectuada esta limpieza no debería descuidarse,en cada vaciado posterior, el desalojamiento completo de los materiales sedimentados.

Además, si las condiciones económicas de la E.E.Q.lo permiten, debería aumentarse el espacio previsto para sedimentos y proceder a revestir el fondo con una capa de hormigón, de pen-

diente adecuada hacia la compuerta de limpieza.

2.- REPARACION DE UNA DE LAS COMPUERTAS DEL DIQUE.-

En este caso me refiero a la compuerta que da al río y que sirve para permitir la salida de las aguas en el vaciado del tanque.

La lámina metálica de esta compuerta se encuentra parcialmente deteriorada, siendo conveniente su reemplazo por una nueva. El resto de las piezas correspondientes a la compuerta, es decir la cremallera y piezas de unión de la misma, pueden volver a utilizarse, ya que su estado actual es relativamente bueno.

La nueva compuerta, al igual que la anterior, debe ser metálica, formada por tres láminas de hierro de 0,5; 0,5 y 0,55 mts. de ancho respectivamente, por 1,9 mts. de largo, reforzadas, tal como se muestra en la fig. No. 23, con hierros perfilados.

El espesor de las chapas de hierro lo obtengo del siguiente cálculo:

$$e = 5.a\sqrt{\frac{30}{\sigma_r} \cdot t} \quad *$$

En la cual:

e = Espesor, en mts.

a = Altura de la lámina, en mts.

t = Profundidad del agua desde el nivel libre hasta el filo inferior de la lámina, en mts.

σ_r = Coeficiente de trabajo del material, en Kgs./mt^2.

---

*Saltos de Agua y Presas de Embalse - Tomo I - pág. 602 - Gómez Navarro y Juan Aracil.

Para la lámina inferior:

$$e = 5 \times 0{,}5 \sqrt{\frac{30}{8'000.000}\,7}$$

$$e \approx 1{,}3 \text{ cmts.}$$

Para la lámina intermedia:

$$e = 5 \times 0{,}5 \sqrt{\frac{30}{8'000.000}\,6{,}5}$$

$$e \approx 1{,}25 \text{ cmts.}$$

Para la lámina superior:

$$e = 5 \times 0{,}55 \sqrt{\frac{30}{8'000.000}\,6} \approx 1{,}3 \text{ cmtrs.}$$

Por ser las tres láminas de espesores más o menos similares, escojo el espesor de 15 mm. para las tres. Valor en el cual están incluidos aproximadamente 2 mm. para tener en cuenta la posiblidad de oxidación. Las dimensiones de la armadura horizontal de la compuerta se obtienen de las tablas respectivas, a partir del siguiente cálculo:

$$W = \frac{M \text{ máx.}}{\sigma_r}$$

En la cual:

W = Momento resitent

M = Momento

σ_r = Coeficiente de trabajo del material

$$M \text{ máx.} = \frac{500 \cdot l^2 \,(m \cdot t_1 + n \cdot t_2)}{8}$$

En la cual:

l = Longitud de los hierros perfilados
= 1,84 mts.

m y n = Distancia del nervio en consideración a los nervios vecinos.

t_1 y t_2 = Profundidad del agua desde el nivel libre

hasta el nervio inmediato inferior y el nervio en consideración respectivamente.

Reemplazando valores:

Viga I (inferior)

$$M\ máx. = \frac{500 \times 1{,}84^2 \times 0{,}5 \times 7}{8}$$

$M\ máx. = 745$ Klgmts.

$$W = \frac{745}{8} = 93\ cmts^3.$$

Viga 2

$$M\ máx. = \frac{500 \times 1{,}84^2\ (0{,}5 \times 7 + 0{,}5 \times 6{,}5)}{8}$$

$M\ máx. = 1.435$ Klgmts.

$$W = \frac{1.435}{8} = 179\ cmts^3.$$

Viga 3

$$M\ máx. = \frac{500 \times 1{,}84^2\ (0{,}5 \times 6{,}5 + 0{,}55 \times 6)}{8}$$

$M\ máx. = 1.390$ Klgmts.

$$W = \frac{1.390}{8} = 174\ cmts^3.$$

Viga 4

$$M\ máx. = \frac{500 \times 1{,}84^2 \times 0{,}55 \times 6}{8}$$

$M\ máx. = 700$ Klgmts.

$$W = \frac{700}{8} = 87{,}5\ cmts^3.$$

Según las normas DIN 1.025-hoja 1 (*); los perfiles en I que deberían utilizarse, son:

Viga 1	I - 16
Viga 2	I - 20
Viga 3	I - 20
Viga 4	I - 16

(*) Handbuch für Schaltanlagen (Manual para Instalaciones de Maniobra) - pág. 442 - Ing. Alberto Hoppner.

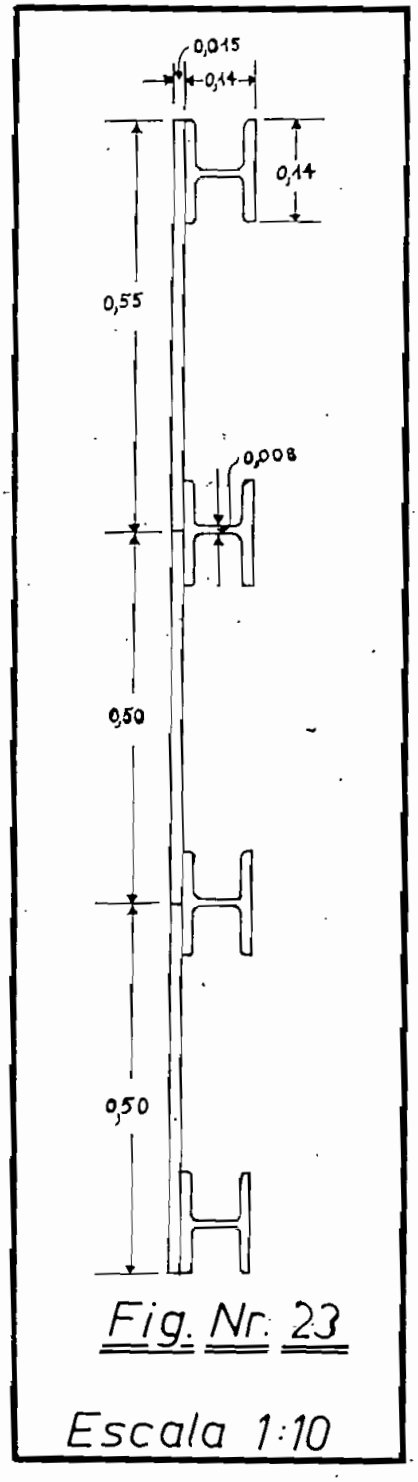


Fig. Nr. 23

Escala 1:10

Pero para facilidad de construcción de la compuerta escojo 4 perfiles iguales I - 14, según DIN 1.025 - hoja 2.

Para conseguir una mejor impermeabilización, que lo que exige actualmente en el umbral de la compuerta, será conveniente colocar un tablón acepillado, apoyado sobre soleras de hierro y luego - rolmento platinas planas de bronce.

La maquinaria que actualmente sirve para izar las dos compuertas a pesar de su tiempo de servicio se encuentra en buen estado, no siendo recomendable su reemplazo por una más moderna, por el gran costo que traería consigo.

3.- [illegible] DE LA OBRA DE ADUCCION DE AGUAS PARA LIMPIEZA DEL TANQUE DE REGULACION.-

Como ya se mencionó, existe, a apenas unos 150 mts. de distancia y a una cota 30 mts. superior, una vertiente de agua

natural que se aprovecha para incrementar la cantidad de aguas existentes en el tanque de regulación o también para remover los sedimentos depositados en éste. Las obras de adducción de estas aguas se encuentran en pésimo estado. Algunos de los daños se pueden observar en las fotografías adjuntas Nos. 3,4y5. En donde se han señalado con flechas algunos escapes de aguas, que por este motivo no son aprovechadas para un trabajo de limpieza más eficiente.

Partiendo del sitio en donde las aguas afloran a la superficie terrestre nos encontramos con una compuerta (fotografías 3 y 4) que ha sido colocada en previsión de algún daño y para facilitar las obras de reparación en el canal y

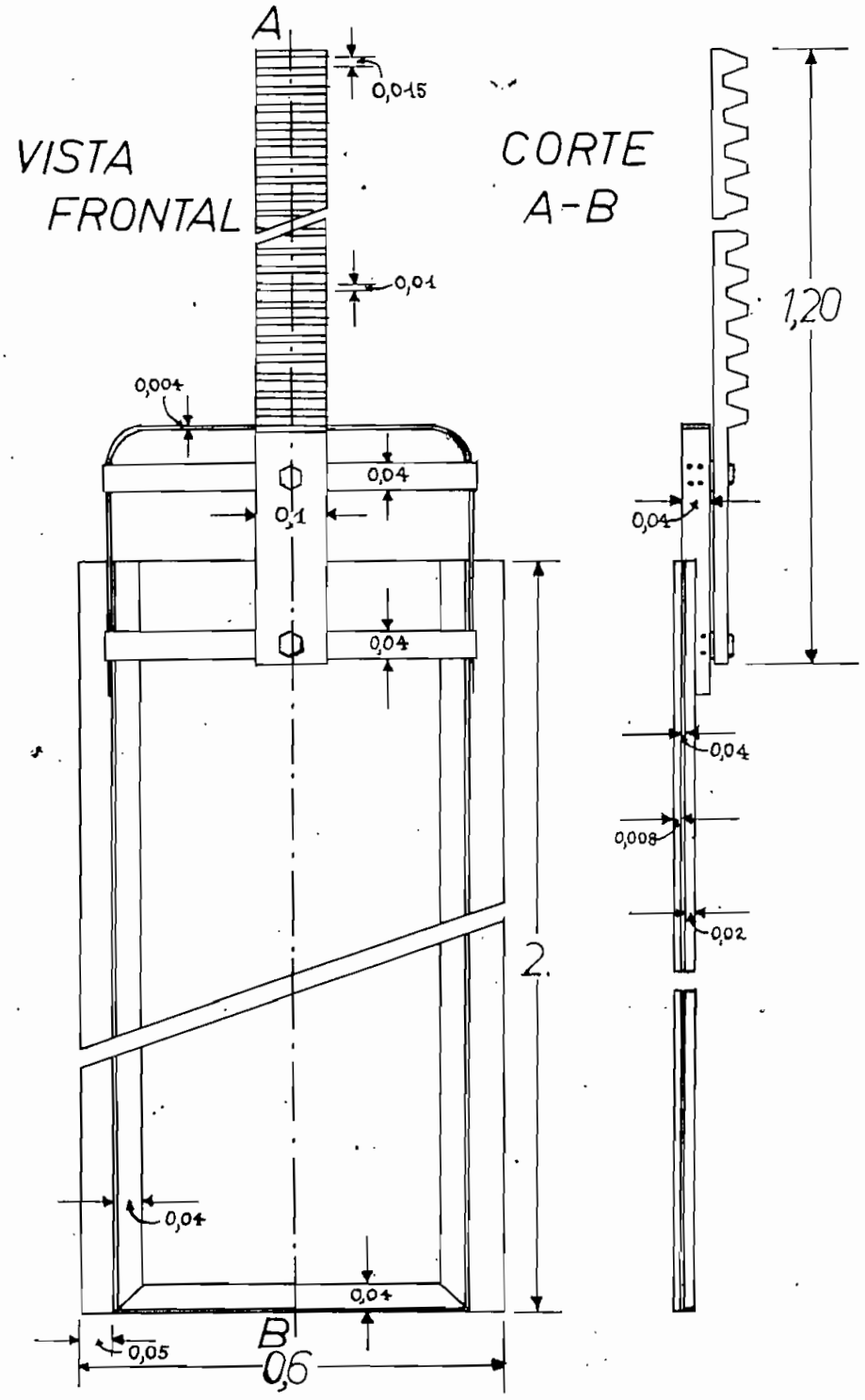
Fotografía No. 3
Escapes de agua en la compuerta existente al comienzo de la obra de adducción de aguas.

Fotografía No. 4
Escapes de agua en la misma compuerta mencionada en la fotografía anterior.

tuberías de conducción.

Como se puede observar en el lugar, esta compuerta, que es de lámina de hierro, no ha sido utilizada durante muchos años e inclusive se ha retirado el mecanismo previsto para su elevación. En la lámina se han producido, debido a la corrosión, un sinnúmero de orificios y rajaduras, que permiten el escape del agua.

La compuerta descansa en su parte inferior sobre un lecho de piedra, pero el agua se ha abierto paso por encima y por debajo de éste, como se puede ver en la fotografía No. 3, escapándose por allí.



COMPUERTA

ESCALA 1:10

Fig. Nr. 24

Proyectó: Carlos Katz	Dibujó: Carlos Katz
Director de Tesis:	Dic. 1960

CALCULO DE UNA NUEVA COMPUERTA.- Para aprovechar los mismos marcos laterales existentes, formados por dos hierros en ángulo, colocados en la siguiente forma ⊥⊥. Vuelvo a diseñar la compuerta de lámina de hierro (fig. No. 24).

La compuerta tendrá las siguientes dimensiones:

Luz = 0,60mts.

Altura = 2 mts.

De dicha luz, 5 cmts. a cada lado serán para correr en el marco.

Lateralmente y en el fondo, tal como se indica en la figura No. 24 se colocarán ángulos de 40 x 20 x 4 mm.

El espesor de la chapa lo obtengo a base del siguiente cálculo:

$$e = 5.m.\sqrt{\frac{30}{\sigma_r}\,t}$$

Fórmula cuyos términos han sido explicados con anterioridad. Para m asumo 0,5 mts. y para σ_r = 800 Klgs/cmts^2.

$$e = 5 \times 0,5 \sqrt{\frac{30}{8'000.000}\,1,8}$$

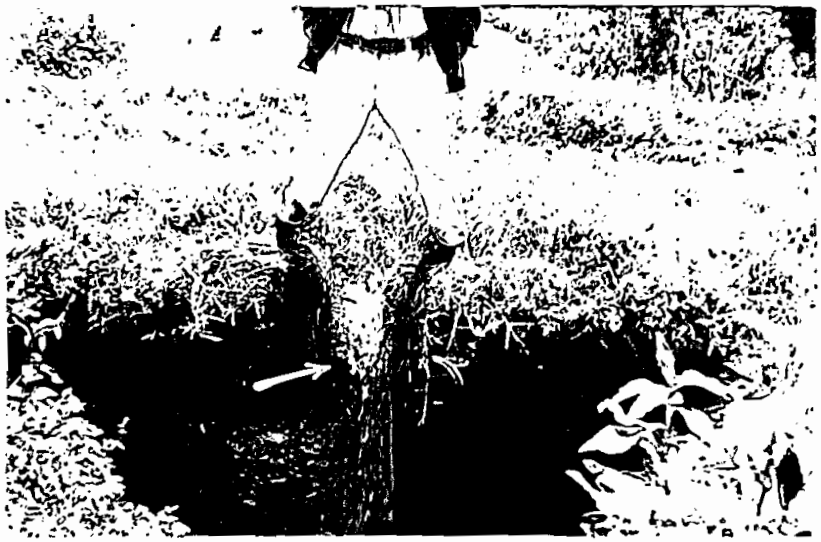
$$e = 6,5 \text{ mm.}$$

Debido a que la lámina de hierro está expuesta a la oxidación, añado por este concepto 1,5 mm. O sea que la compuerta se fabricará de una chapa de 8 mm. de espesor y deberá ser pintada exteriormente con pintura anticorrosiva.

La parte inferior a la compuerta deberá reconstruirse de mampostería de piedra y en el umbral de la misma, para conseguir una impermeabilización suficiente, será conveniente colocar un tablón acepillado, que apoyará sobre una solera de hierro.

En la parte superior, tal como se indica en la fig. No. 24 se proveerá la compuerta de una cremallera igual a la existente en la actualidad, para el caso de querer usarla con un mecanismo adecuado.

[redacted].- A lo largo de la tubería que conduce las aguas, desde el nacimiento de la vertiente hasta su pequeño tanque de presión, deben realizarse algunas reparaciones.



Fotografía No. 5 - Daño en la obra de aducción de aguas.

Esta tubería es de cemento, con una longitud de más o menos 120 mts. y un diámetro interior de 0,3 mts.

Las obras a realizarse consistem principalmente en reemplazo de tramos de tubería, en los siguientes puntos a partir del lugar de afloramiento.

A los 68 mts., reparaciones en un pequeño puente - canal (Fotografía No. 9).

A los 80 mts., reemplazo de un tramo de tubería.

A los 85,5 mts., reemplazo de un tramo de tubería.

A los 90 mts., reemplazo de un tramo de tubería.

A los 101 mts., reemplazo de un tramo de tubería.

También sería conveniente construir un vertedero en el tanque de presión que existe al final de esta tubería.

En el caso de ser realizadas las obras indicadas en esta parte, se obtendría una mayor efectividad en los trabajos de limpieza; ya sea por el aumento del caudal en la salida de los pitones existentes, o por el aumento de por lo menos un grupo más de hombres, que podría trabajar con una manguera adicional.

C A P I T U L O XV

TANQUE DE SEDIMENTACION

ANTECEDENTES.- El río Machángara, debido a su condición de medio natural para el alejamiento de gran parte de las basuras y aguas servidas de la ciudad, lleva consigo una extraordinaria cantidad de caudal sólido, que al pasar por las diferentes partes de la instalación produce su deterioro lento o rápido.

Una gran parte de este caudal sólido se deposita en el tanque de regulación, pero debido a la escasa capacidad de éste para contener sedimentos y a la falta de una rejilla a la entrada del canal, buena parte de este material pasa al resto de la instalación, produciendo diferentes daños, entre los que se pueden mencionar:

a.- Producción de un desgaste lento del revestimiento del canal.

b.- Sedimentación de parte del caudal sólido a lo largo del canal, lo que produce una disminución de la sección útil y obliga a realizar cada cierto tiempo limpiezas que traen consigo la paralización de la Central y consecuentemente perjuicios económicos a la Empresa.

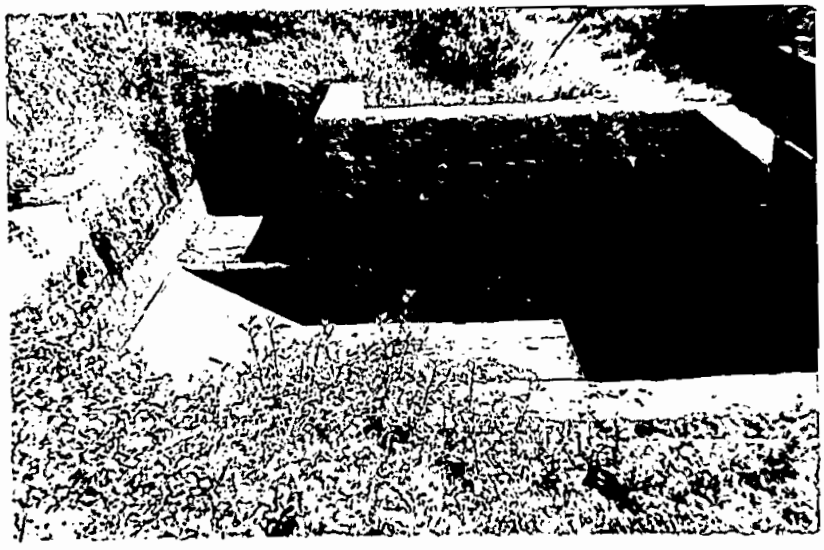
c.- En la tubería de presión se produce un desgaste mucho más rápido, lo que trae consigo una disminución en la vida útil de ésta.

d.- En los órganos de las turbinas se produce un rápido desgaste, disminuyendo el rendimiento de las mismas y exigiendo una frecuente reposición de las piezas.

Prácticamente , en la actualidad, existen en esta instalación dos tanques de sedimentación, pero ninguno de ellos realiza a cabalidad su trabajo.

El primer tanque (fotografía No. 6) se encuentra situado aproximadamente a mitad de la distancia que une el tanque de regulación con el tanque de presión y no cumple ni remotamente las funciones para las que se debía haber diseñado una obra de esta clase.

La poca, o casi ninguna, efectividad de esta obra se debe a:



Fotografía No. 6 - Antiguo tanque de sedimentación, aún en funcionamiento.

a.- Sus escasas dimensiones: 6,8 x 7,6 x 2,75 (ancho x largo x profundidad, respectivamente). Apenas 144 mts^3., en los que se encuentra incluido el espacio entre el nivel libre de las aguas y el coronamiento de los muros laterales.

b.- Al escaso espacio previsto para el producto de la sedimentación (37 mts^3.)

c.- A la forma nada apropiada en que ha sido construido.

d.- A una sola limpieza semanal que de él se realiza.

El segundo tanque de sedimentación (plano No. 4) se encuentra junto al tanque de presión y tampoco cumple con el fin para el cual se plantea una obra de esta naturaleza, por las siguientes razones:

a.- Sus escasas dimensiones.

b.- No todo el caudal pasa por este tanque, sinó que más de la mitad pasa directamente a la tubería de presión.

c.- El vertedero que antiguamente existió entre este tanque y el tanque de presión ha sido disminuido en su altura y en sus bases retiradas las dos compuertas allí existentes, funcionando éstas actualmente como orificios sumergidos.

d.- Debido a su situación con respecto al tanque de presión no se consigue efectividad, ya que en vez de pasar el agua a lo largo de todo el tanque casi de inmediato pasa al tanque de presión.

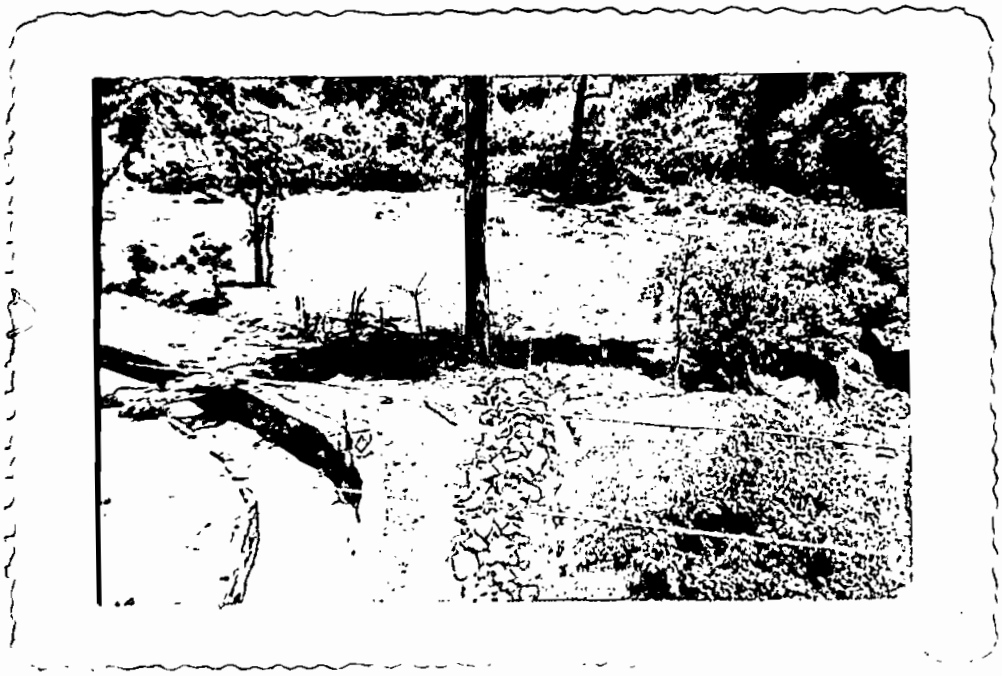
e.- Por el hecho de encontrarse junto al tanque de presión, no protege al canal.

En vista de los factores mencionados y de la gran cantidad de arrastres sólidos que con sólo una pequeña excepción pasan por las turbinas, produciendo su rápido deterioro y destrucción, es imprescindible e improrrogable la construcción de un nuevo tanque de sedimentación, pudiendo servir los antiguos tanques, con ciertas adecuaciones, como tanques secundarios.

UBICACION.-

El nuevo tanque de sedimentación ha sido proyectado en la planicie existente junto al tanque de regulación (fotografía No. 7 - plano No. 2), para aprovechar dos ventajas principales.

1.- Dentro de todo el trayecto del canal, las condicio-



Fotografía No. 7 - Planicie en la que se construirá el nuevo tanque de sedimentación.

nes topográficas de este terreno son las más apropiadas, por presentar dimensiones suficientes y un desnival apropiado con respecto al cauce del río.

2.- Con esta situación se consigue que las aguas que circulen por el canal sean limpias, anulando de este modo el desgaste del revestimiento y la acumulación de depósitos.

GENERALIDADES SOBRE EL NUEVO TANQUE DE SEDIMENTACION.-

La gran cantidad de material sólido obliga a que este nuevo tanque de sedimentación sea diseñado de modo que a toda hora se esté separando el material sólido. Esto se podría lograr con un desarenador del "Sistema Dufour", pero debido a la escasa cantidad de agua que tenemos en el Machángara, especialmente en los meses de verano, no nos podemos permitir el lujo de desperdiciar parte de la misma para el lavado continuo.

Por este motivo y a pesar de que el costo de las obras aumentan bastante, me he decidido por el diseño de un depósito doble, en el que cada una de las partes puede trabajar con el total del caudal, mientras la otra es sometida a limpieza. Las aguas que han pasado por los depósitos verterán hacia un canal central, el cual será el comienzo del canal de aducción.

En aquellas ocasiones en que sea posible hacer trabajar las dos secciones al mismo tiempo se obtendrá una mayor efectividad, ya que al circular por cada tanque sólo la mitad del caudal, la velocidad también disminuye en la misma proporción permaneciendo el agua más tiempo en los tanques, lo que trae-

rá consigo una mejor separación del material sólido.

Entre los dos tanques prevee la existencia de un espacio suficientemente amplio, en el que posteriormente se podría instalar una grua sobre rieles con movimiento según la mayor longitud de los tanques.

La grua permitiría sacar los sedimentos del interior de los tanques y cargarlos sobre vehículos para su transporte y aprovechamiento como abono. De este modo también se ahorraría el agua necesaria para el lavado de los tanques.

El presente proyecto no contempla el aprovechamiento de los sedimentos, es decir que estos deberán ser alejados por medio de un canal de descarga hacia el río.

Para una parte del lavado de los tanques se puede aprovechar el agua de la vertiente cercana, antes mencionada, que podría llevarse hasta el lugar adecuado, con un simple aumento de longitud en la tubería ya existente.

Las dimensiones del canal, entre el dique y los tanques a disponerse, permiten llevar un caudal suficiente como para alimentar al un depósito y lavar al otro.

En adelante, denominaré depósito No. 1 al que se encuentra en el lado izquierdo y No. 2 al otro, vistos desde el dique .

Por un estudio sumario y la comparación con casos más o menos similares al de esta Central, es factible suponer que después de pasar las aguas por el tanque de regulación contienen aún un 5 por mil de materiales sólidos (5 lts./mtr3) En el caso de ser mayor la cantidad de estos sólidos, con el proyecto de los dos tanques, será necesario efectuar una limpieza más frecuente de los mismos.

En caso de que la E.E.Q. lleve a la realidad este proyecto, será conveniente que realice ensayos y mediciones para determinar la cantidad más o menos exacta de estos sólidos. Personalmente me ha sido imposible realizar estos ensayos, pues a más del tiempo relativamente largo que tomarían, habría sido necesaria una erogación económica alta por el costo de las obras necesarias y por la interrupción de los servicios de la Central.

DIMENSIONAMIENTO.-

Según Du Buat (Kohen - Construcción de Centrales Hidráulicas)* la velocidad por debajo de la cual el agua deja de arrastrar materiales como arena fina es 0,16 mts/seg. y para ello hay que dar a los depósitos una sección mínima de Q/0,16. Según los estudios anteriores, el caudal requerido por las turbinas para producir 800 KW. es:

$$Q = \frac{75 \times N}{H \times 736 \times \rho_1 \times \rho_2}$$

$$Q = \frac{75 \times 800}{54,7 \times 736 \times 0,88 \times 0,94}$$

$$Q = 1,78 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

Si a este caudal sumamos aproximadamente un 5 por mil de caudal sólido, necesitamos que del tanque de regulación salgan aproximadamente 1,79 $\text{mts}^3/\text{seg.}$ para producir los 800 KW.

TRANSICION DE ENTRADA.-

Los muros de esta parte de la obra de-

* Saltos de Agua y Presas de Embalse - Tomo I - pág. 553 - Gómez Navarro y Juan Arregui.

ben de ser redondeados, de modo que no se produzcan perturbaciones; la longitud de la transición (L) debe de ser tal, que la línea que une las secciones laterales con un eje central formen entre sí un ángulo de 25°.

$$L = \left(\frac{\text{Ancho del desarenador}}{2} - \frac{\text{Ancho del canal}}{2} \right) \cot 12° 30'$$

Ancho mínimo del desarenador = 7 mts.

Ancho del canal = 1,5 mts.

L = (3,5 - 0,75) 5,4755 ≈ 15 mts.

La pendiente que conviene en la transición es 7,5 %, valor con el cual, siendo 97,55 la cota de entrada a la transición (según plano No. 2), la cota al final será 96,42.

En la sección del canal anterior al tanque de sedimentación el agua tiene una velocidad de : 1,5 mts./seg. Si suponemos la misma velocidad para el futuro, obtenemos una sección a la entrada de la transición de:

$$s = \frac{Q}{v} = \frac{1,78}{1,5} = 1,185 \text{ mts2.}$$

Con lo cual la altura del agua sería:

$$h = \frac{1,185}{1,5} \approx 0,8 \text{ mts.}$$

Entre el nivel libre del agua y el coronamiento de las paredes del tanque, considero una altura de seguridad de 0,40mts., con lo cual el coronamiento será construido en correspondencia con la cota 98,75.

La altura del agua al final de la transición será: 1,92mts.

ANCHO DEL TANQUE DE SEDIMENTACION.-

Con el fin de alcanzar una

mayor capacidad de este tanque, para que los lavados sean realizados con un intervalo de tiempo más grande, lo he diseñado con sección aumentada hacia el centro (plano No.3) (De este modo no me veo obligado a profundizar más la transición).

El ancho del tanque será de 7 mts. al comienzo y de 10 mts. en su parte central, que corresponde a la más ancha.

LONGITUD DEL TANQUE DE SEDIMENTACION.-

Debido a que la sedimentación de los materiales en suspensión no se produce de una manera brusca, es necesario que este tanque tenga un largo mínimo. Esta longitud se obtiene tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

Velocidad máxima del agua en el tanque: v.

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{1,78}{7 \times 1,92} = 0,134 \text{ mts/seg.}$$

Sección del tanque (mínima): S

$S = 7 \times 1,925 = 13,4 \text{ mts}^2$.

En aguas en movimiento, la velocidad de turbulencia que trata de retrasar el descenso de las partículas viene dada por:

$$W = \frac{v}{5,7 + 2,3h}$$

En la cual:

W = Velocidad de retraso del descenso,

v = Velocidad del agua en el tanque,

h = Altura útil del de ósito,

$$W = \frac{0,134}{5,7+2,3 \times 1,92}$$

$$W = 0{,}0135 \text{ mtrs/seg.}$$

La longitud mínima del desarenador para que una partícula situada a la entrada en la superficie libre del agua, tenga tiempo para descender hasta el fondo debe ser:

$$L \geq \frac{D \cdot V}{U - W}$$

En la cual U, es la velocidad de descenso de las partículas en un medio tranquilo.

Esta velocidad depende del peso específico del líquido. Como ya indiqué antes, he supuesto, que estas aguas contienen aproximadamente 5 Lts. de sólidos por mtr^3.

Si el peso específico de estos sólidos es 1,5 Kgrs. por ltr. obtenemos que cada mtr^3. pesa 1.002,5 Kgs.

De acuerdo con este valor y sabiendo que las turbinas a instalarse son Francis (Diametro admisible de las partículas: 0,4 a 1 mm.), se obtiene de acuerdo con las curvas de la fig. 16.2 de la obra de Gómez Navarro y Juan Arregil - Saltos de Agua y Presas de Embalse - Tomo I - pág. 358 - Tercera edición, el valor de 5,5 cmts/seg. para U en el caso de partículas de 0,4 mm.

$$L = \frac{1{,}02 \times 0{,}12}{0{,}055 - 0{,}0135} = 6{,}2 \text{ mts.}$$

Esta longitud no es suficiente, pues no se conseguiría un espacio de dimensiones convenientes para el producto de la sedimentación y además porque para que se sedimenten los materiales en suspensión las aguas deben conservar dicha velocidad algunos minutos.

Si hacemos que las aguas permanezcan por lo menos unos

5 minutos en el tanque; la longitud de éste deberá ser:

$$5 \times 60 \times 0{,}134 \approx 40 \text{ mts.}$$

Debido al diámetro permitido de las partículas (0,4 mm.) en las turbinas Francis, este tiempo será suficiente para que se produzca la sedimentación de casi la totalidad del arenal sólido de dimensiones mayores a 0,4 mm.

PENDIENTES.-

La pendiente media en dirección a las compuertas de descarga será del 5 %, con lo que se puede asegurar una buena velocidad del agua en dirección a éllas, que servirá para eliminar rápidamente los sedimentos. Al proyectar una pendiente continua, al final de los 40 mts. llegaríamos a una cota de 94,42, profundidad que no permitiría la construcción de un canal de descarga de poca longitud y buenas características, como para impedir el que los sedimentos se depositen a lo largo de él, a no ser que se alargue el canal hasta un sitio en que el río pierda rapidamente altura.

Para poder construir un canal de descarga de poca longitud, se ha dividido la pendiente de cada desarenador en dos tramos, tratando de obtener la mayor capacidad para sedimentos en cada uno de éllos. Se ha aprovechado también la pendiente que es necesario dar al canal de descarga, para dar la mayor profundidad posible a los dos tanques.

Según el proyecto, la pendiente transversal hacia el centro de cada compartimiento oscila entre el 15 y el 10 %, con una altura lateral máxima, con relación al eje central de cada tanque, de 0,6 mts.

Conviene que el fondo del desarenador sea lo más liso

posible, es decir enlucido con cemento.

Si fueran ser aprovechados los sedimentos, deberían ser retirados con una grúa. En estas condiciones el fondo de los depósitos se diseñaría solamente con pendiente longitudinal y sin pendiente transversal.

Las tierras que se saquen del lugar donde se construirán los tanques, servirán para rellenar los terrenos aledaños, hacia el lado del río.

VERTEDEROS DE SALIDA.-

Para éstos he adoptado la forma de un arco de círculo, consiguiendo así aumentar su longitud y por consiguiente disminuir el espesor de la lámina vertiente.

Al tomar como perfil del muro, la forma que Bazin atribuye a la cara inferior de la lámina libre; podemos calcular la altura de la lámina a partir de la fórmula:

$$q = 0{,}473 . h \sqrt{2 . g . h} \quad *$$

En la que:

q = Caudal unitario

h = Altura de la lámina vertiente

g = Aceleración de la gravedad.

Introduciendo en esta fórmula la longitud del vertedero y despejando el valor de la altura se obtiene:

$$b = 0{,}01747 \times r \times n$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{(0{,}473)^2 . b^2 . 2 . g}}$$

Fórmulas en las cuales:

b = Largo del vertedero

*Tratado de Hidráulica - pág. 411 - V.M.Forchheimer.

r = Radio del arco que forma el vertadero

n = Angulo (en grados) de abertura del radio

Q = Caudal total

Reemplazando los valores respectivos:

$b = 0,01747 \times 7 \times 97$

$b = 11,85$ mts.

$$h = \sqrt[3]{\frac{(1,78)^2}{(0,473)^2 (11,85)^2 \times 2 \times 9,81}}$$

$h = 0,1725$ mts.

Altura laminar que permitirá obtener que las aguas que se viertan hacia el canal contengan una cantidad mínima de substancias sólidas.

A partir del pie de los vertederos, el agua va al canal con una pendiente de la solera de 1,5 %. En esta parte el canal vuelve a estrecharse, hasta tener dos metros de ancho al final de la planicie.

COMPUERTAS DE ENTRADA A LOS TANQUES.-

Cada tanque irá provisto de una compuerta de entrada, que será de madera, ya que en el canal no existe mucha carga de agua y apenas necesitan ser levantadas 80 cmts. para dar paso a la totalidad del caudal.

En ambos lados estas compuertas correrán en ranuras verticales, dispuestas en el recubrimiento del canal y forradas de platinas de hierro o de un perfil en U. En la parte inferior y en correspondencia con la solera del canal, se colocará un perfil en U invertido o en T, para conseguir la su-

ficiente impermeabilización.

Para no elevar el piso de maniobra sobre el cual se apoyará el mecanismo que sirva para subir y bajar la compuerta será conveniente la construcción de un aparato similar al bosquejado en la fig. No. 25.

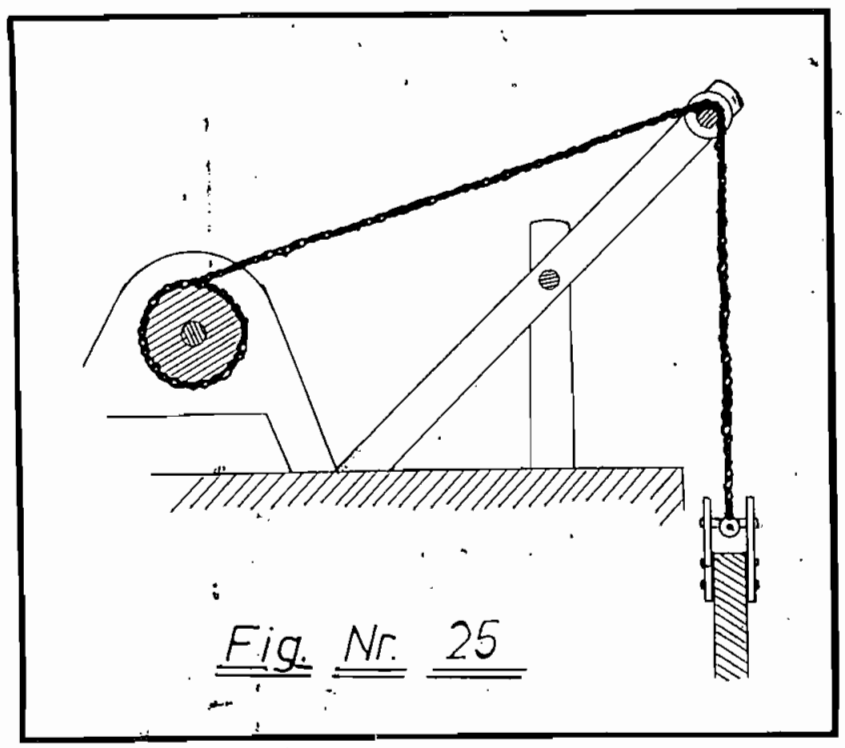


Fig. Nr. 25

Las compuertas se construirán de tablones superpuestos, entre los cuales y para conseguir una suficiente impermeabilización se colocarán pletinas de hierro. Los tablones estarán unidos entre si por travesaños de madera o por perfiles de hierro.

El espesor de los tablones a utilizarse será:

$$e = \frac{l}{20}\sqrt{\frac{t}{2}}$$

Fórmula (*) en la cual:

l = Luz de la compuerta

t = Altura de agua en el canal

Reemplazando los valores respectivos:

$$e = \frac{1,5}{20}\sqrt{\frac{0,8}{2}}$$

$$e = 0,0475 \text{ mtrs.}$$

Será conveniente usar tablones de 5 cmtrs. de espesor, que es el mínimo aconsejado para este tipo de compuertas.

LOSA SOBRE LA QUE SE APOYARA EL MECANISMO DE ESTAS COMPUERTAS.-

Será de hormigón armado. Para tener una suficiente libertad de movimiento sobre élla, conviene que su ancho mínimo sea de 1,5 mtrs.

Como luz para el cálculo tomo 1,7 mts., y como altura para determinar el peso propio: 10 cmtrs.

Considero una carga (P) aplicada en el centro de 250 Kgs., correspondientes a los mecanismos que servirán para elevar la compuerta.

El peso propio de la losa por metro cuadrado será:

$$P' = 0,1 \times 1 \times 1 \times 2.400 = 240 \text{ Klgs.}$$

Como sobrecarga por efecto de las personas que pueden pasar por encima considero 160 Klgms/mt^2.

p = Carga repartida

$$p = 160 + 240 = 400 \text{ Klgs/mt}^2.$$

El espesor de la losa viene dado por la fórmula:

---

* Saltos de Agua y Presas de Embalse - Tomo I - pág. 601 Gómez Navarro y Juan Aracil.

$$h = r\sqrt{\frac{M}{b}} \quad *$$

siendo el momento a su vez igual:

$$M = \frac{p_s l^2}{8} + \frac{P_s l}{4}$$

$$M = \frac{500\ (1,2)^2}{8} + \frac{250 \times 1,2}{4}$$

$$M = 251 \text{ Kgs./cmt.}$$

$$h = 0,411\sqrt{\frac{25.100}{100}}$$

$$h = 6,55 \text{ cmts.}$$

Tomo el espesor mínimo para losas, de 8 cmts.

COMPUERTAS PARA LA LIMPIEZA.-

Cada tanque estará provisto de dos de estas compuertas que serán de chapa de hierro y que para efectos de este proyecto llevarán los números 1 y 2 las del primer tanque y 3 y 4 las del segundo tanque. Tendrán una sección útil de 0,8 x 0,8 mts. El mecanismo para levantar las compuertas debe estar previsto para que funcione satisfactoriamente aún en el caso de que las compuertas estén completamente cubiertas de sedimentos.

Procedo a calcular el espesor de la compuerta No. 4 que es la más profunda y para facilidad de construcción, las otras tres serán de dimensiones semejantes.

El espesor de la chapa la obtengo a partir del siguiente cálculo:

---

*Hormigón Armado - pág. 106 - L.y D. Cru.

$$e = 5.m\sqrt{\frac{30}{\sigma_r}\, t}$$

Fórmula cuyos términos fueron explicados en el capítulo anterior, siendo m = 1 mt. y t = 3,85 mts.

$$e = 5 \times 1\sqrt{\frac{30 \times 3.85}{6'000.000}}$$

e = 0,019 mts.

Este sería el espesor, si la chapa solamente estaría sometida a la presión del agua, pero como también ejercen sus efectos la presión de los sedimentos, la oxidación y los agentes químicos que se encuentran en el material depositado, aumento el espesor a una pulgada, es decir 2,54 cmts.

Estas compuertas se deslizarán entre la pared del tanque y un perfil de hierro en ángulo a cada lado; estarán unidos a sus mecanismos de elevación por medio de otros perfiles de hierro. Los mecanismos se encontrarán en la parte superior del muro.

Para una limpieza eficiente primeramente se abrirán las compuertas inferiores y cuando por éstas ya no salgan sedimentos se abrirán las compuertas superiores.

CANAL DE DESCARGA.-

Su sección depende de la pendiente que se le pueda dar y del caudal máximo que salga por las compuertas de limpia.

Se debe considerán que en este canal las aguas deben tener suficiente velocidad para que el material sólido no se vuelva a sedimentar, lo que se conseguirá plenamente con una velocidad de 4 mts./seg. La cual a pesar de ser un poco al-

ta no es excesiva, pues según la obra de Gómez Navarro y Juan Aracil - Saltos de Agua y Presas de Embalse - tomo I - pág, 488, en este tipo de canales se llega en algunos casos hasta 10 mts./seg.

El caudal que saldrá por la compuerta No. 1, cuando el tanque esté lleno, será:

$$Q = \mu . F \sqrt{2.g\ (h + k)} \quad *$$

Fórmula en la cual:

μ = Coeficiente de contracción incompleto: 0,8

F = Area del orificio de la compuerta: 0,64 mts^2

g = Gravedad

h = Altura entre el nivel libre de las aguas y el punto medio del orificio: 2,52 mts.

k = Factor que depende de la velocidad del agua que llega por el tanque; para v = 0,134 mts/seg. = k = 0,003.

Reemplazando los valores respectivos:

$$Q = 0,8 \times 0,64 \sqrt{19,62 \times 2,523}$$

$$Q = 3,60 \text{ mts}^3./\text{seg.}$$

Caudal para el cual, el canal debe tener una sección de:

$$S = \frac{Q}{v} = \frac{3,6}{4} = 0,9 \text{ mts}^2.$$

Para este canal escojo el perfil rectangular más eficiente: b = 2.a; En el que: b = ancho y a = altura de agua.

$$S = b.a = 2.a^2$$

Despejando:

---

*Hydraulisches Rechnen (Cálculo Hidráulico) - pág. 172 Prof. Dr. Ing. R. Vograusch.

$$a = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{0,45} = 0,67 \text{ mts.}$$

$$a = 0,67 \text{ mts.} \quad ; \quad b = 1,34 \text{ mts.}$$

Medidas que corresponden al primer tramo del canal de descarga, es decir desde la compuerta No. 1 (Plano No. 3 - Vista Planta) hasta el punto de unión con el tramo de canal proveniente de la compuerta No. 2.

La pendiente de este tramo será, según la fórmula de Parin:

$$U = C\sqrt{R \cdot i}$$

$$i = \frac{U^2}{C^2 \cdot R}$$

En la cual a su vez:

$$C = \frac{87\sqrt{R}}{\sqrt{R} + \gamma} = K$$

Siendo: i = Pendiente de la solera

U = Velocidad del agua: 4 mts./seg.

R = Radio hidráulico

γ = Coeficiente. Según Parin para paredes poco lisas de mampostería = 0,46 *

$$R = \frac{S}{p} = \frac{\text{Sección mojada}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$R = \frac{0,9}{2,68} = 0,336$$

Para el valor de γ = 0,46 y R = 0,336 obtengo a partir de las tablas el respectivo valor de K. **

$$K = 46,4$$

---

*Comunicación Rechram (Cálculo Hidráulico) - pág. 106 - Prof. Ing. Dr. R. Meyrausch.

**Id. Ib. - pág. 100.

$$i = \frac{(4)^2}{(48,4)^2 \times 0,336}$$

$$i = 0,020 = 2\%$$

La pendiente del canal de descarga permite profundizar los compartimentos del tanque de sedimentación, lo que trae como consecuencia que el caudal que puede salir por cada una de las compuertas sea diferente y por lo tanto la sección del canal tambien difiera en los diferentes tramos.

A continuación calculo las demás secciones y pendientes de los tramos de este canal.

TRAMO COMPRENDIDO DESDE LA COMPUERTA No. 8 HASTA LA UNION CON EL TRAMO PERPENDICULAR DE LAS COMPUERTAS No. 3 Y 4

$$Q = \mu . s \sqrt{2.g\ (h + k)}$$

$h = 2,95$ mts. y $k = 0,003$

$$Q = 0,8 \times 0,6 \sqrt{39,62 \times 2,953}$$

$$Q = 3,9 \text{ mts}^3/\text{seg.}$$

Sección del canal de descarga en este tramo:

$$s = \frac{3,9}{4} = 0,975 \text{ mts}^2$$

Altura de agua en este tramo de canal:

$$a = \sqrt{\frac{s}{2}} = \sqrt{\frac{0,975}{2}} \approx 0,7 \text{ mts.}$$

Ancho del canal: $b = 2.a = 1,4$ mts.

Radio hidráulico:

$$R = \frac{s}{p} = \frac{0,975}{2,8} = 0,348$$

Para $\gamma = 0,46$ y $R = 0,348$ obtengo de las tablas: $k = 48,7$ de donde la pendiente de este tramo será:

$$i = \frac{v^2}{K^2 . R}$$

$$i = \frac{16}{(48,7)^2 \times 0,348}$$

$$i = 0,0194 \approx 2\%$$

TRAMO COMPRENDIDO DESDE LA COMPUERTA No. 3 HASTA LA UNION CON EL TRAMO PROVENIENTE DE LA COMPUERTA No.4.-

Este tramo podemos considerarlo de iguales características que el anterior, en cuanto a su sección y pendiente, pues la compuerta se encuentra más o menos a igual cota.

TRAMO COMPRENDIDO ENTRE LA COMPUERTA No. 4 Y LA [illegible] EN EL RIO.

Caudal que sale por la compuerta No. 4:

$$Q = \mu . F \sqrt{2 . g \ (h + k)}$$

$h = 3,45$ mts. ; $k = 0,003$

$Q = 0,8 \times 0,64 \sqrt{19,62 \times 3,453}$

$Q = 4,21$ mts3/seg.

Sección del canal de descarga en este tramo:

$$S = \frac{Q}{v} = \frac{4,21}{4} = 1,052 \text{ mts./seg.}$$

Altura de agua en este tramo de canal:

$$a = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{1,052}{2}} = 0,725 \text{ mts.}$$

Ancho del canal:

$$b = 2 . a = 1,45 \text{ mts.}$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{S}{p} = \frac{1,054}{2,9} = 0,364$$

Para $\gamma = 0,46$ y $R = 0,364$ se obtiene de las tablas:

K = 49,3. La pendiente del canal de descarga en este tramo será:

$$i = \frac{v^2}{r^2 \cdot R}$$

$$i = \frac{16}{(49,3)^2 \times 0,364}$$

$$i = 1,81 \approx 1,8\%$$

Con esta pendiente el canal de descarga desembocará en el río a la cota 94,18. Cota con la cual ordinariamente estará por encima del nivel de las aguas.

El coronamiento de los muros laterales del canal ha sido proyectado a unos 30 cmts. por encima del nivel máximo de las aguas.

La solera estará formada por una capa de hormigón de unos 20 cmts. de espesor, mientras que las paredes laterales tendrán un espesor de 0,5 mts.

En el caso de desalojarse los sedimentos por medio de una grua, el canal de descarga podría ser de menor sección o se podría utilizar tuberías de relativamente pequeño diámetro, por las cuales se alejarían los restos del material que no haya sido posible extraer con la grua.

CAPACIDAD PARA SEDIMENTOS .-

Después de un cálculo aproximado he obtenido los siguientes valores, en los que no he incluído las zona de transición:

Superficie aproximada de cada tanque: 339 mts^2.

TANQUE No. 1

Volúmen total .....800 mts^3

Volúmen para sedimentos .....169 mts^3.

TANQUE No. 2

Volúmen total.....920 mts^3.

Volúmen para sedimentos.....285 mts^3.

CALCULO DE LOS MUROS DEL DEPOSITO.-

Serán de hormigón y tendrán diferente espesor, de acuerdo al lugar que ocupan y a su profundidad. La coronación tendrá un ancho de 0,8 mts.

Aquellos muros que estén en contacto por su lado externo con las tierras adyacentes sufrirán el mayor esfuerzo cuando el tanque esté vacío, por efecto del empuje de las tierras y aquellas que por su parte externa se encuentren en contacto con el aire sufrirán el mayor empuje cuando el tanque esté lleno.

En el primer caso los muros del tanque aumentan su espesor con una inclinación aproximada de 1 a 2,2, mientras que en el segundo este aumento corresponde a una inclinación aproximada de 1 a 3.

ELABORACION DE LA TABLA-CALCULO DE LOS MUROS DEL DEPOSITO.-

Esta la hago para la parte más profunda, o sea en correspondencia con las compuertas de limpia, para tres secciones características del muro.

1.- Muro sometido al empuje de las tierras, junto a la compuerta No. 1 (Plano No. 3 - Corte X - X')

2.- Muro sometido al empuje de las aguas, junto a la compuerta No. 4 (Plano No. 3 - Corte Y - Y')

3.- Muro central de separación entre los dos tanques (Plano No. 3 - Corte Z - Z')

PRIMERO.- (Fig. No. 26 - Sección planos: Comprobación Gráfica de la Estabilidad de dos Secciones Características de los Muros del Desarenador). El terreno adyacente al tan que tiene una pendiente transversal de 1 a 4 , es decir un ángulo aproximado a 15° (Ángulo i). El talud natural de las tierras que se encuentran en este terreno es de unos 40°, valor que corresponde a tierra vegetal húmeda con piedrecilla (valor φ).

El ángulo de inclinación exterior del muro es de 25°(α)

Como el empuje de las tierras sobre el paramento viene dado por E, su valor será:

$$E = \frac{Q}{\cos.(\alpha + \theta)}$$

Fórmula en la cual:

E= Empuje de las tierras.

Q= Valor de la proyección horizontal del empuje.

α= Ángulo de inclinación del muro.

θ= Angulo que viene dado por la fórmula enunciada más adelante, y de acuerdo al valor de los ángulos α e i

El valor de Q viene a su vez dado por:

$$Q = A \frac{D_a h^2}{2}$$

Fórmula en la cual:

A= Coeficiente de empuje que se obtiene de las tablas de acuerdo a los valores de: α, φ e i.

Para nuestro caso 0,267

D = Peso específico de las tierras.

1600 Kgms./mt3.

h = Altura del muro = 3,43 mts.

Reemplazando estos valores:

$$Q = 0,287 \frac{1.600 \times 11,8}{2}$$

$$Q = 2.710 \text{ Kgs.}$$

El valor de θ se lo obtiene tomando en cuenta que $\propto$ e i son positivos y que según las mismas tablas los ángulos β y γ, que determinan los equilibrios límites superior e inferior del empuje de las tierras, para el presente caso son los valores:

$$\beta = 20^{\circ}\ 34'$$

$$\gamma = 29^{\circ}\ 26'$$

Siendo $\propto$ mayor que β, el valor de θ viene dado por:

$$tg\,\theta = \frac{\cos\varphi \cdot \cos(2\propto - \beta + \gamma)}{1 - \cos\varphi \cdot \cos(2\propto - \beta + \gamma)}$$

$$tg\,\theta = \frac{\cos 40^{\circ} \cdot \cos(50^{\circ} - 20^{\circ}\,34' + 29^{\circ}26')}{1 - \cos 40^{\circ} \cdot \cos(50^{\circ} - 20^{\circ}\,34' + 29^{\circ}26')}$$

$$tg\,\theta = 0,89$$

$$\theta = 41^{\circ}40'$$

De donde el valor del empuje sobre el paramento exterior será:

$$E = \frac{2.710}{\cos(25^{\circ} + 41^{\circ}40')}$$

$$E = 6,85 \text{ Ton.}$$

El punto de aplicación de esta fuerza se encuentra a 1/3 de la altura del muro. A este empuje se oponen el peso del

muro, el peso de las tierras que se encuentran sobre él y el rozamiento de la base con el terreno que le sirve de apoyo.

Sabiendo que el hormigón pesa 2.200 Kgs./mt3., el peso por metro de largo del muro será: (fig. No. 26).

$P' = (0,8 \times 0,5 + 1 \times 1,27 + 1 \times 1,74 + 0,94 \times 2,21) 2.200$

$P' = 12,08$ Ton.

Mientras que el peso de las tierras que están por encima del muro y que ayudan a la estabilidad de ésta, es:

$P'' = (0,5 \times 0,47 + 1,5 \times 0,47 + 2,5 \times 0,47 + \frac{1,41 \times 0,35}{2})1.600$

$P'' = 3,76$ Ton.

$$P = P' + P''$$

$$P = 12,8 + 3,76 = 15,86 \text{ Ton.}$$

El muro es estable(Fig. No. 26) ya que a pesar de no haber considerado el rozamiento, la resultante entre el empuje, el peso del muro y el peso de las tierras encima de éste no salen del tercio medio de la base y además porque los esfuerzos producidos sobre el terreno no pasan del máximo admisible, que en este caso lo podemos tomar de dos Kgs./cmt^2., tal como se comprueba más adelante.

SEGUNDO.- (Fig. No. 27 - Sección Planos: Comprobación gráfica de la estabilidad de dos secciones características de los muros del desarenador.) Esta comprobación la hago suponiendo que el tanque No. 2 ha llegado a su altura límite de sedimentos y que por encima de éstos se encuentran las aguas hasta su nivel normal a la cota 98,35.

El empuje que producen los sedimentos sobre el muro del

terreno no puede calcular por la fórmula de Perdino *

*Saltos de Agua y Presas de Embalse - Tomo I - Pág. 392 - Cánovas Navarro y Juan Arasil.

$$e = \frac{\gamma . h^2}{2} \left(\frac{1 - \operatorname{sen} \alpha}{1 + \operatorname{sen} \alpha} \right)$$

En la cual:

γ = Peso de un metro cúbico de sedimentos sumergidos. Estos actúan como fango líquido, por lo tanto = 1 Ton./mt3.*

α = Angulo que forma con la horizontal el talud natural de los sedimentos debajo del agua = 0°

O sea que en este caso los sedimentos actuan con la misma fuerza que el agua y por consiguiente el valor total del empuje será:

$$E = \frac{1}{2} H^2$$

Siendo H la altura total, entre sedimentos y líquido, en nuestro caso aproximadamente 3,8 mts.

$$E = \frac{(3.8)^2}{2} = 7,2 \text{ Ton.}$$

A este empuje se oponen:

a.- El peso del muro, que actúa en dirección al centro de gravedad terrestre.

b.- El rozamiento de la base con el terreno que le sirve de apoyo, que actúa en dirección contraria al empuje, pero en un plano paralelo a él.

1.- El peso del muro será (Según Fig. No. 27):

P = (0,5 x 0,8 + 1 x 1,15 + 1 x 1,5 + 1 x 1,85 + 1 x 2,2 + 0,5 x 2,55) 2.200

P = 18,4 Ton.

2.- El valor de la fuerza de rozamiento viene dada por

* Saltos de Agua y Presas de Embalse - Tomo I - Pág. 392 - Gómez Navarro y Juan Aracil.

$$S = F \times P$$

Fórmula en la cual:

S = Valor del rozamiento.

F = Coeficiente de rozamiento, en nuestro caso hormigón sobre terreno húmedo = 0,3

P = Peso del muro

S = 0,3 x 18,4 = 5,52 Ton.

En la Fig. No. 27, utilizando el método gráfico, se ha comprobado que este muro resiste el empuje de las aguas.

TERCERO.- El peor caso se tiene cuando el tanque No. 1 está lleno y el No. 2 vacío. El valor del empuje de las aguas será:

$$E = \frac{H^2}{2}$$

H = 2,95 mts.

$$E = \frac{8,7}{2} = 4,35 \text{ Ton.}$$

El peso del muro que en parte contrareста este empuje es:

P = (2 x 3,9) 2,2

P = 17,16 Ton.

La otra fuerza que se opone al empuje es el rozamiento cuyo valor será, de acuerdo con la fórmula ya vista:

S = 0,3 x 17,16 = 5,15 Ton.

Según la comprobación gráfica(fig. No. 28) este muro resiste perfectamente el empuje de las aguas.

COMPROBACION A LA PARTIDA.- Este estudio lo hago para el punto del terreno que más peso tiene que soportar, es decir en correspondencia con la parte más baja del muro central.

CORTE Z-Z' (PLANO Nr 3)

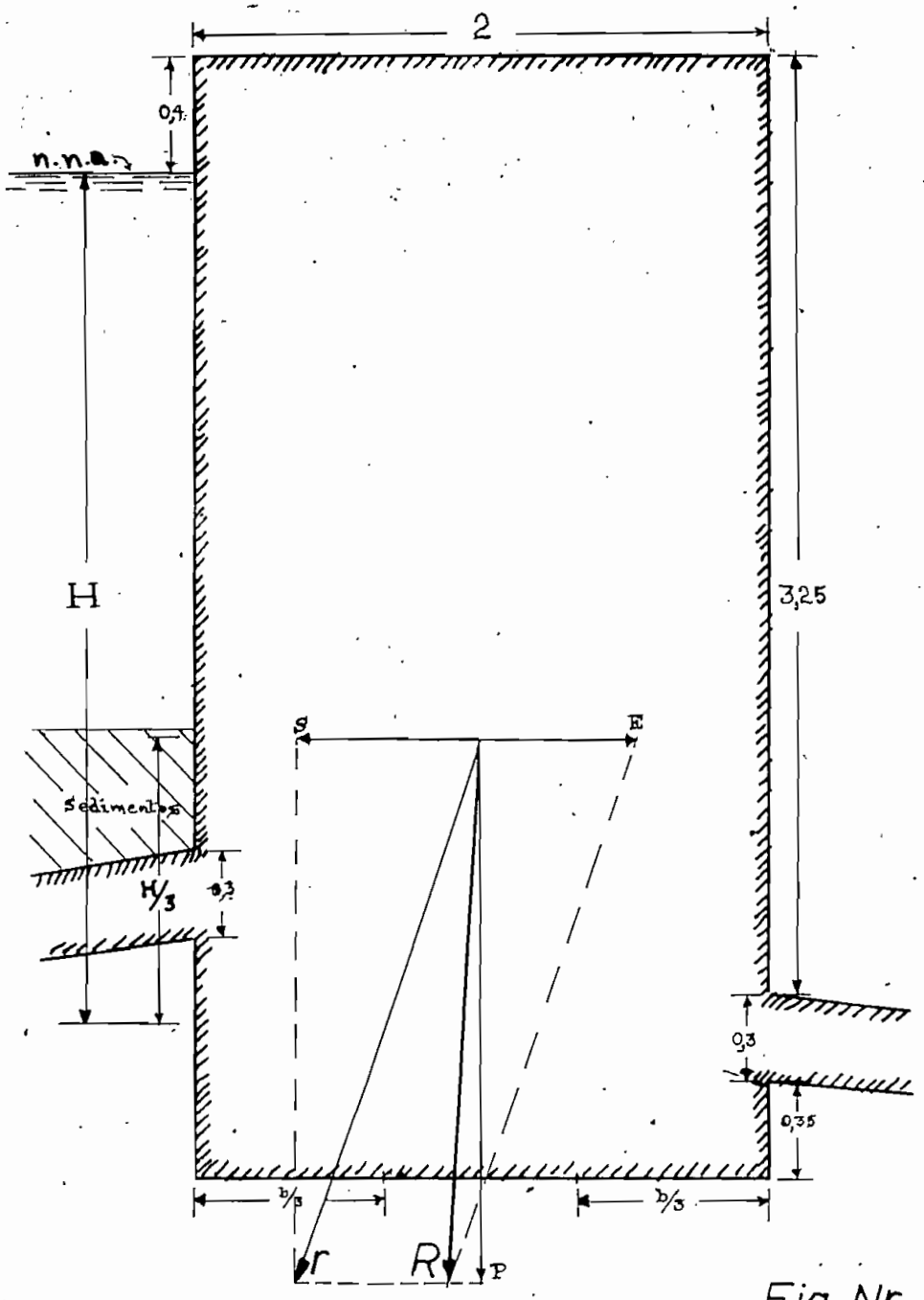


Fig. Nr. 28

Altura = 4,15 mts.

Peso del muro = 2,2 Ton/mt^3.

Presión sobre el terreno = 4,15 x 2,2

Presión sobre el terreno = 9,13 Ton/mt^2.

Valor que es perfectamente admisible.

SUBPRESION.-

Según el diseño previsto en el presente proyecto y debido a que el canal de aducción es revestido, la subpresión se reduce casi unicamente, a aquella que pueden producir las aguas que circulan por el subsuelo de la zona. Para evitar los efectos dañinos que pudieran ejercer estas aguas sobre el terreno en que se apoyan los dos tanques, se colocarán por debajo de ellos algunas tuberías de drenaje en dirección al río, de relativamente pequeños diámetros y colocadas a distancias convenientes, de acuerdo al grado de humedad que se encuentre al realizar las excavaciones.

GUIAS PARA DESVIAR MATERIALES FLOTANTES.-

Se construirá una en cada tanque de sedimentación y servirán para desviar hacia el canal de descarga los restos(flotantes) vegetales y objetos de otras clases que en gran cantidad vienen en las aguas del Machángara.

Estas guías ocuparán una posición transversal al final de cada tanque, (Plano No. 3) de modo que las basuras que logran subir a la superficie, sean desviadas en esta parte a un vertedero lateral del cual pueden pasar al canal de

descarga. Por medio de una instalación adecuada se podría recuperar el agua que se vierte junto con las basuras.

Las dimensiones de este vertedero serán de 0,75 mts.de largo por 0,07 mts. de profundidad de aguas.

Las guías consistirán en una losa de hormigón armado, (Plano No. 3) se apoyarán en los muros laterales y en una columna central. Su ancho será el suficiente para que por encima puedan moverse fácilmente dos hombres.

La losa ha sido proyectada considerando la posibilidad de una sobrecarga de 200 Klgs/mt^2.

Peso propio de la losa = 0,25 x 2.400 = 600 Klgs./mt^2.

Sobrecarga ..... 200 Klgs./mt^2.

P = 800 Klgs./mt^2.

La luz de cálculo de cada uno de los tramos de la guía, es: 5,25 + 5% = 5,55 mts.

El momento máximo para una losa contínua es:

$$M \text{ máx.} = \frac{P.l^2}{11}$$

$$M \text{ máx.} = \frac{800(5,55)^2}{11}$$

$$M \text{ máx.} = 2.240 \text{ Klgmts.}$$

Valor con el cual obtengo el espesor de esta losa; siendo: σ_b = 40 Klgs./cmt^2. y σ_e = 1.200 Klgs./cmt^2.

$$h = r\sqrt{\frac{M}{b}}$$

Fórmula cuyos términos fueron explicados con anterioridad.

$$h = 0,411\sqrt{\frac{2.240}{1}}$$

$$h \approx 20 \text{ cmts.}$$

APOYO INTERMEDIO DE LAS GUIAS.- Tendrá forma fuselada aguas arriba y forma circular aguas abajo. Será de hormigón armado, calculado de modo que sostenga la losa que comprende la guía, más el eventual sobrepeso de 200 Klgs./mt^2.

Consistirá en una columna de 0,3 mts. de ancho por 1 mt. en dirección de las aguas, con los extremos ejecutados en la forma descrita anteriormente.

CARGA QUE PUEDE SOPORTAR ESTA COLUMNA.- Una columna de hormigón de estas dimensiones puede soportar una carga máxima de:

$$N = \sigma \times S$$

En la que:

σ = Esfuerzo unitario máximo que puede soportar; para nuestro caso 210 Klgs./cmt^2.

S = Sección de la columna $\approx$ 30 x 100

N = 210 x 3.000 = 630.000 Klgs.

N = 630 Ton.

Valor que se comprueba que la columna es capaz de soportar, con un amplio margen de seguridad, la losa más las eventuales sobrecargas.

COEFICIENTE DE PANDEO.- Para que en una columna de hormigón armado no se produzca una flexión lateral, el coeficiente de esbeltez debe ser menor o a lo más igual a 15.

$$\lambda = \frac{h}{d} \leq 15 \text{ *}$$

Fórmula en la cual:

---

*Hormigón Armado - Pág. 41 - I.y D. Cru.

λ = Coeficiente de esbeltez

h = Altura de la columna

d = Lado menor de la columna

Reemplazando valores:

$$\lambda = \frac{3,60}{0,30}$$

$$\lambda = 12$$

Valor que nos indica que en estas columnas no se producirá el pandeo.

C A P I T U L O V

CANAL DE ADUCCION

ANTECEDENTES.-

El canal de aducción de aguas se extiende actualmente, desde el tanque de regulación hasta el segundo tanque de sedimentación que se encuentra junto al tanque de presión. Pocos metros antes de llegar a este punto se bifurca en dos ramales, uno de los cuales va a parar directamente en el tanque de presión.

El canal tiene una longitud aproximada de 1.350 mts.; su forma es rectangular, variando las dimensiones del ancho ligeramente en los diferentes tramos entre 1,8 y 2 mts. En toda su longitud es revestido con mampostería de ladrillo o piedra. Corre por la ladera que bordea al río Machángara y en su mayor parte se encuentra totalmente recubierta de mampostería, o corre en túnel.

A lo largo de su trayecto existen 7 compuertas de descarga convenientemente situadas para el caso de que se produzca una obstrucción o tengan que hacerse trabajos en el canal. No existen aliviaderos.

Este canal, al igual que el resto de la instalación fué construído a comienzos del siglo. En un principio tuvo dimensiones menores y luego fué ampliado conforme se aumentó la potencia instalada en la Central.

Según información de algunos empleados de la E.E.Q., cada

pocos años se hacen limpiezas de los sedimentos depositados a lo largo del canal. En la limpieza de uno de los tramos, observada personalmente, pude medir una capa de 0,42 mts. de estos materiales, entre los que especialmente sobresalían, por su cantidad, piedras de pequeñas dimensiones. Como fácilmente se puede deducir, estos sedimentos reducen en una gran proporción la sección útil del canal.

La velocidad aproximada del agua en este canal es de 1 mt./seg.

OBRAS ACONSEJABLES.-

Después de haber realizado algunos recorridos a lo largo del exterior e interior del canal, aconsejo las siguientes obras, las mismas que deberían ser llevadas a la realidad aún en el caso de no ser llevado a la práctica la totalidad del presente proyecto. En caso contrario, después de corto plazo se destruiría esta parte de la instalación.

PRIMERA.- Limpieza completa del material sedimentado a lo largo del canal. La cantidad más notable de sedimentos se encuentra en la parte recubierta del canal y en los túneles, especialmente en los recodos, donde parece que se han realizado limpiezas con mucha menor frecuencia que en la parte descubierta. Estos sedimentos han reducido bastante la sección útil del canal, especialmente en el tramo comprendido entre el tanque de regulación y el primer desarenador.

SEGUNDA.- En diferentes puntos, donde el canal es completamente recubierto con mampostería de ladrillo, se han producido hundimientos en la bóveda de diferentes dimensiones, por los cuales, debido a desleves de la ladera, siguen entrando nuevos sedimentos. Será conveniente reparar todos estos hundimientos.

TERCERA.- En aquellas partes en que el camino, que corre paralelo al canal, pasa por encima de éste, la mampostería que forma la bóveda se ha desgastado con el tránsito de peatones y animales. Motivo por el cual, será conveniente por lo menos recubrir estas zonas con una capa de tierra.

CUARTA.- Será conveniente sacar de raíz los arbustos y árboles que ha sido plantados sobre el canal y en sus inmediaciones, puesto que con el avance que por el subsuelo realizan las raíces, poco a poco van produciendo derrumbes, especialmente en aquellas partes donde la bóveda no es recubierta, derrumbes que vienen a aumentar la cantidad de sedimentos depositados en el canal.

QUINTA.- A lo largo de su recorrido, el caudal del canal se ve incrementado por pequeños caudales (especialmente en la época lluviosa) . Caudales que será conveniente hacer pasar por encima del canal por medio de pasos de agua, para que vayan a desembocar en el río. De esta manera se evitará la entrada de basuras, a las aguas relativamente limpias, provenientes de los nuevos depósitos de sedimentación.

Las obras necesarias a partir del punto en que el canal se bifurca en dos ramales, las analizará dentro del capítulo siguiente.

En el futuro será conveniente realizar limpiezas periódicas del canal, ya que debido a la relativamente poca velocidad de las aguas en éste, es muy probable que se produzcan nuevas sedimentaciones de aquellos materiales que ingresan al canal después de los nuevos tanques de sedimentación.

C A P I T U L O VI

S E G U N D O T A N Q U E D E S E D I M E N T A C I O N

ANTECEDENTES.-

Este se encuentra situado al final del canal, junto al tanque de presión (Plano No. 4). Inicialmente parece que fué construído con el objeto de que allí se deposite todo el material sólido que venía por el canal.

Debido a que posteriormente se amplió la Central, hubo necesidad de un mayor caudal, por lo que fué necesario aumentar las dimensiones del canal. Por las dificultades encontradas al querer ampliar el último tramo de éste, fué necesario construir un nuevo ramal, al que se lo hizo desembocar directamente en el tanque de presión, quedando el segundo tanque de sedimentación sin efectividad.

Los ramales, en los que se bifurca el canal al terminar su recorrido, para efectos de este proyecto se denominarán:

Ramal I, al que se encuentra a la derecha y

Ramal II, al que se encuentra a la izquierda,

vistos desde el tanque de sedimentación. (Fotografía No. 8)

Este tanque de sedimentación está provisto de un vertedero lateral, para los caudales de exceso y de una compuerta de limpia, para la salida de los sedimentos. Ambos dan a un mismo canal de descarga, que avanza hasta el río. (Ftgría No.9)

Entre el tanque de sedimentación y el de presión existe un muro vertedero, en cuya parte inferior se hallan dos ori-

ricios que anteriormente estuvieron provistos de sus respectivas compuertas.

Por las razones ya enunciadas en la pág. 50 este tanque no cumple sus funciones, motivo por el cual, serán convenientes las siguientes obras de mejoras:

1.- Desviación del ramal IX,

2.- Profundización del ramal I,

3.- Construcción de una compuerta a la entrada de cada ramal,

4.- Clausura de los orificios existentes entre el tanque de sedimentación y el de presión,

5.- Nuevo dimensionamiento del vertedero existente entre los dos tanques,

6.- Recubrimiento de los ramales y de parte del tanque de sedimentación.

Fotografía No. 8.- Vista Parcial de los tanques de sedimentación y presión, indicando la llegada de los dos ramales del canal.

Fotografía No. 9
Vista parcial del tanque de sedimentación con la compuerta de limpia y el vertedero de excesos.

RECTIFICACION DEL RAMAL II.-

El ramal II que desemboca directamente en el tanque de presión, (Fotografía No. 8), debe ser rectificado en su recorrido, como se indica en el plano No.5 - Vista Planta, (Comparar con el Plano No. 4), de modo que las aguas pasen previamente por el segundo tanque de sedimentación. Para evitar desmoronamientos de la ladera situada junto a este ramal, se la recubrirá con mampostería de piedra.

Debido a que con el nuevo proyecto se disminuye el caudal circulante, la sección del nuevo tramo podrá ser menor que la sección del tramo existente.

Siempre que sea posible y en especial en aquellas ocasio-

nes en que sólo funcione un grupo, será preferible hacer circular el agua por el ramal No. 1. De esta manera se conseguirá una mayor efectividad del segundo tanque de sedimentación.

La sección del nuevo tramo a construirse será:

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{1,78}{1} = 1,78 \text{ mts}^2.$$

La sección rectangular más conveniente es aquella en que:

$$b = 2.a$$

$$S = b.a = 2.a^2$$

$$a = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{1,78}{2}} = 0,94 \text{ mts.}$$

Por consiguiente este ramal tendrá un ancho de 1,9 mts. y una altura de 1,25 mts., incluida la altura de seguridad entre el nivel libre del agua y el borde superior de los muros laterales.

En este ramal, está prevista una nueva rejilla para retener las basuras de relativamente gran tamaño que vienen flotando en las aguas y que han entrado al canal después de haber pasado por el nuevo tanque de sedimentación.

La luz entre las pletinas de la nueva rejilla será de 5 cmts. Estas pletinas serán de un largo de 1,55 mts., con una profundidad de 60 mm. en dirección a la corriente por 6 mm. de espesor. El total de pletinas se agruparán en dos paquetes.

La experiencia indica que las rejillas no se limpian bien, si la velocidad a través de ellas es mayor a 0,75 mts/seg; por lo cual será conveniente ensanchar el canal en la parte donde se va a colocarlas.

A continuación se efectúa el cálculo de la sección del ca-

nal, en el sitio donde se situarán las rejillas.

La sección libre entre los barrotes de esta rejilla, para mantener la velocidad mencionada, deberá ser:

$$S = \frac{Q}{0,6 \times v}$$

Fórmula en la cual; Q = Caudal que ha de pasar por la rejilla.

0,6 = Coeficiente de contracción *

v = Velocidad entre barrotes

$$S = \frac{0,9}{0,6 \times 0,75} = 2 \text{ mts}^2.$$

Las rejillas se colocarán formando un ángulo de 35° con la vertical (Fig. No. 29); por lo tanto su longitud mojada será:

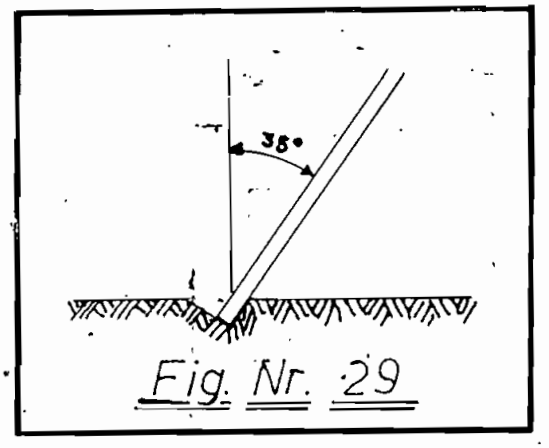


Fig. Nr. 29

$$L = \frac{0,5}{\cos 35^\circ}$$

$$L = \frac{0,5}{0,82}$$

L = 0,61 mts.

Valor con el cual podemos calcular el número de barrotes de la rejilla a base de la fórmula:

$$S = (n + 1)L.b^{**}$$

En la que:

n = Número de barrotes,

L = Longitud mojada de los barrotes.

*Saltos de Agua y Presas de Embalse - Tomo I - pág, 580 - Gómez Navarro y Juan Aracil.
**Ib - Id - pág. 582

b = Luz entre barrotes.

Reemplazando los respectivos valores:

$$n = \frac{2}{0,01 + 0,05} - 1$$

n = 65 barrotes

El ancho del canal en esta parte será:

A = n (b + e) + b

En la cual e es el ancho de cada pletina.

A = 65 (0,05 + 0,006) + 0,05 = 3,7 mts.

Debido a la topografía del terreno será necesario disminuir este ancho a tres metros.

En su parte inferior la rejilla se apoyará en un perfil en ángulo, empotrado en la solera del canal, tal como se indica en la Fig. No. 29 y en la parte superior estará apoyada en un perfil T. Detrás de éste se construirá una losa, sobre la que trabajarán los encargados de la limpieza de las rejillas.

PROFUNDIZACION DEL RAMAL I.-

Por existir actualmente una diferencia de nivel de 0,2 mts. entre el ramal I y el II, y con el fin de que el caudal se reparta aproximadamente por igual entre los dos, será conveniente profundizar el ramal I en toda su extensión en 0,2 mts.

Con esta profundización la sección de este ramal será: 1,4 x 1,5 mts. (Ancho por alto respectivamente).

En el futuro será posible seguir utilizando la rejilla existente en este ramal con sólo cambiar su posición y hacer ligeras reparaciones en los barrotes que la forman.

COMPUERTAS PARA LOS DOS RAMALES.-

Estas se construirán con el fin de hacer pasar todo el caudal por el ramal I cuando sólo funcione uno de los grupos; o hacer pasar todo el caudal por el ramal II, en el caso de ser necesaria alguna reparación en el ramal I.

Serán de características similares a aquellas instaladas a la entrada de los nuevos tanques de sedimentación; siendo sus dimensiones de acuerdo a la sección del canal, con un espesor de 5 cms. (Plano No. 5 - Vista Planta).

La maquinaria que se instalará para la elevación de estas compuertas, será similar a la prevista para las compuertas de entrada a los nuevos tanques de sedimentación.

CLAUSURA DE LOS ORIFICIOS EXISTENTES ENTRE EL TANQUE DE SEDIMENTACION Y EL TANQUE DE PRESION.-

Estos dos orificios (Plano No. 4 - Corte A - B) anteriormente estubieron provistos de sus respectivas compuertas. Con la realización del nuevo proyecto será conveniente cerrar los mismos, para aumentar de este modo la capacidad para material sólido del tanque de sedimentación.

DIMENSIONAMIENTO DEL VERTEDERO ENTRE LOS DOS TANQUES.-

Este es el vertedero por el cual deben pasar las aguas del tanque de sedimentación al tanque de presión. Su longitud es de 6,5 mts., dividida en dos tramos iguales.

La altura de la lámina líquida que pasará por encima de cada uno de los tramos, en el caso de funcionar los dos grupos, se obtiene por la fórmula de los vertederos de umbral largo:

$$Q = 0{,}385 . C . b . h \sqrt{2 . g . h}$$ *

En la cual:

Q = Caudal en mts^3/seg.

b = Ancho en metros

h = Espesor de la lámina vertiente

g = Aceleración de la gravedad

C = Coeficiente de gasto

Si asumimos 0,63 , como valor aproximado de este coeficiente. El espesor de la lámina será:

$$h = \sqrt{\frac{Q^2}{(0{,}385)^2 . C^2 . b^2 . 2 . g}}$$

$$h = \sqrt{\frac{(0{,}89)^2}{(0{,}385)^2 . (0{,}63)^2 . (3{,}25)^2 . 18{,}62}}$$

$$h = 0{,}42 \text{ mts.}$$

Como el actual vertedero tiene 57 cmts. de altura, será conveniente elevar 15 cmts. el nivel de la cresta de éste.

CUBIERTA DE LOS RAMALES Y DE PARTE DEL TANQUE DE SEDIMENTACION.-

A partir de las rejillas y hasta que el agua pase a la tubería de presión será conveniente recubrir los ramales del canal, una parte del tanque de sedimentación y el tanque de presión, de modo que no puedan entrar nuevas impurezas en el

---

*Tratado de Hidráulica Aplicada - Pág. 65 - Herbert Addison.

agua.

En aquella parte donde el ramal II tiene tres mts. de ancho, el espesor de la losa de hormigón que servirá para el recubrimiento será:

$$h = r\sqrt{\frac{M}{b}}$$

Fórmula cuyos términos han sido explicados anteriormente y cuyos respectivos valores los obtenemos a continuación:

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8}$$

$p = p' + p''$

p' = Sobrecarga = 200 Kgs./mt^2.

p'' = Carga propia = 0,1 x 1 x 1 x 2400

p'' = 240 Kgs/mt^2.

p = 200 + 240 = 440 Kgs./mt^2.

l = 3,2 mts.

$$M = \frac{440 \times 10,3}{8} = 508 \text{ Kgmts.}$$

r = 0,411 ; b = 100 cmts.

Reemplazando los valores respectivos:

$$h = 0,411\sqrt{\frac{50.800}{100}}$$

$h = 9,3$ cmts. ≈ 10 cmts.

En aquella parte donde el canal tiene 2 mts. de ancho, el espesor de la losa de hormigón armado será:

$$M = \frac{440 \cdot (2,2)^2}{8} = 265 \text{ Kgmts.}$$

$$h = 0,411\sqrt{\frac{26.500}{100}} = 6,7 \text{ cmts.}$$

Como el espesor mínimo para losas, que es 8 cmts.

Al final del ramal I se colocará una losa de igual espesor de la calculada.(Plano No. 5)

Para cubrir el tanque de sedimentación hasta la altura del vertedero, será conveniente la construcción de otra losa; en el caso de desear obtener una mayor economía, sería posible el uso de tablones. Estos tablones también podrían utilizarse al final de los dos ramales.

La losa o los tablones que cubrirán el tanque de sedimentación estarán apoyados en los muros laterales del tanque, en una viga central y en perfiles de hierro sobre el vertedero que une los dos tanques.

En el caso de utilizarse una losa de hormigón armado, su espesor será calculado a base de la misma fórmula anterior, en la cual:

$l = 4{,}1$ mts. (Luz de cálculo)

$p' = 212$ Kgs./mt^2.

$p'' = 0{,}12 \times 1 \times 1 \times 2400 = 288$ Kgs./mt^2.

$p = 212 + 288 = 500$ Kgs/mt^2

El momento máximo para losas continuas viene dado por:

$$M \text{ máx.} = \frac{p.l^2}{11}$$

$$M \text{ máx.} = \frac{500 \times 16{,}8}{11}$$

M máx. $= 764$ Kgmts.

$$h = 0{,}411\sqrt{\frac{764}{1}} = 11{,}4 \text{ cms.}$$

$h \approx 12$ cms.

DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA.- Las dimensiones de la viga sobre la que se apoyará esta losa, las obtengo haciendo las si

guientes consideraciones:

γ = Peso del hormigón armado = 2.400 Kgs/mt^3.

P = Carga repartida por metro de longitud de la viga: = 2.000 Kgs.

b = Ancho de la viga = 0,4 mts.

Como esta viga se apoyará en el muro lateral y en dos apoyos, uno al centro y otro al extremo de ella. El momento en el apoyo central según la fórmula de Clayperon será:

$$2.M\,(l_1 + l_2) = -\frac{(q_1 . l_1^3 + q_2 . l_2^3)}{6}$$

Fórmula en la cual:

M = Momento en el apoyo central

l_1 y l_2 = Luces de cálculo

q_1 y q_2 = Valor de las cargas repartidas

Cuyos valores en el presente caso son:

$l_1 = l_2 = 4,7$ mts.

$q_1 = q_2 = 2$ Ton/mt.

Reemplazando estos valores:

$$2 \times M \times 9,4 = -\frac{(2 \times 5,23 + 2 \times 5,23)}{6}$$

$$M = -5.530 \text{ Kgmts.}$$

La altura de esta viga será:

$$h = r\sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$h = 0,401\sqrt{\frac{5.530}{0,4}}$$

$$h \approx 50 \text{ cms.}$$

Por consiguiente la sección de la viga será de 40 x 50 cms.

[redacted] .- Las columnas sobre las que se apoyará

esta viga serán zunchadas, situadas según se ve en el plano No. 5 - Corte A-B.

La sección de cada una de estas columnas será:

COLUMNA CENTRAL:

Sección interior a los zunchos:

$$F_k = \frac{P}{\sigma_b}$$

En la cual:

P = Carga que tiene que soportar la columna.

σ_b = Esfuerzo unitario que puede soportar la columna.

$P = 4,7 \times 2 + 4,7 \times 0,4 \times 0,5 \times 2,4$

$P = 11,65$ Ton.

$\sigma = 50$ Kgs./cmt^2.

Reemplazando los valores respectivos:

$$F_k = \frac{11.650}{50} = 233 \text{ cmts}^2.$$

De donde el diámetro entre zunchos será:

$$D_k = \sqrt{\frac{4.F_k}{\pi}}$$

$$D_k = \sqrt{\frac{4 \times 233}{3,14}} = 19,9 \text{ cmts.}$$

A este diámetro añado 5 cmts. de recubrimiento sobre los zunchos, o sea que la columna tendrá una sección de 490 cmts^2

COLUMNA AL EXTREMO DE LA VIGA:

Esta columna tendrá el mismo diámetro de 25 cmts., por ser éste el diámetro mínimo para columnas zunchadas.

PERFILES SOBRE EL VERTEDERO.-

Para sostener la losa será conveniente colocar un perfil en I sobre cada tramo del vertedero.

Los perfiles convenientes para el presente caso serán I - 12 (DIN 1.025 - hoja 1). Los cuales con una luz de 4 mtrs. resistan una carga repartida de 1.265 Kgs/mt.

Será conveniente someter este segundo tanque de sedimentación a una limpieza semanal, aprovechando del tiempo que debe estar paralizada la Central para limpieza del tanque de regulación.

C A P I T U L O VII

T A N Q U E D E P R E S I O N

[redacted].- Como ya se indicó, este tanque está situado lateralmente al segundo tanque de sedimentación; sirviendo de punto de enlace entre éste y la tubería de presión.

Sus dimensiones son relativamente reducidas, debido a la configuración topográfica del terreno en que ha sido necesario construirlo: 7,5 x 7,5 x 3,3 mts. (Ancho x largo x alto, respectivamente).

Su posición con respecto al canal y al segundo tanque de sedimentación no es nada conveniente, puesto que no reune ninguna de las condiciones básicas que hay que tener en cuenta para situar esta parte de la instalación; es decir, que el agua al pasar del canal a la tubería de presión no debe cambiar bruscamente su dirección, ni se debe dar lugar a la formación de zonas muertas . Condiciones que en este caso no han sido cumplidas, por las posiciones obligadas del tanque y de la Casa de Máquinas.

Hasta hace 26 años, siguiendo el eje longitudinal del tanque, partía la tubería de presión en dirección a la Casa de Máquinas . En ese año se cambió la antigua tubería por una nueva de mayor diámetro que la original, al mismo tiempo que se trasladó la salida del agua a una de las paredes laterales del tanque (Plano No.4).

El tanque de presión es descubierto, lo que permite la entrada de nuevas basuras que pueden poner en peligro las turbinas a instalarse; por este motivo será conveniente recubrir el tanque de presión con una losa.

Como es muy probable, de que en el desnival existente entre el fondo del tanque y la entrada a la tubería de presión (0,75 mts.) se produzcan nuevas sedimentaciones, será conveniente volver a instalar una compuerta lateral que ya existió allí, la misma que se abre sobre el canal de descarga.

ENTRADA A LA TUBERIA.-

La entrada a la tubería es de forma abocinada, con lo que se consigue que la vena líquida no se contráiga demasiado.

Según los manuales la sección mínima en la embocadura de la tubería debe ser: $\frac{Q}{0,97 \times v.}$

Fórmula en la cual:

Q = Caudal

0,97 = Coeficiente de contracción para la forma abocinada.

v = Velocidad de entrada, que no debe ser superior a 1,5 mts/seg.

$$S = \frac{1,78}{0,97 \times 1,5} = 1,225 \text{ mts}^2.$$

Valor que se sobrepasa ampliamente en el caso de Guápulo, puesto que la entrada a la tubería tiene una sección aproximada a los 2,8 mts^2

Para evitar la formación de remolinos en la entrada a la tubería conviene colocarla lo más bajo posible. Según los textos, la altura h desde la parte superior de la tubería, hasta el nivel libre del agua debe ser por lo menos igual a 10 h'.

Valor en el cual h' es la altura teórica, correspondiente a la velocidad del agua en el tubo.

$$h' = \frac{v^2}{2.g}$$

En nuestro caso la velocidad máxima dentro del tubo, según la fórmula de Darcy, será:

$$v = 1,273 \frac{Q}{D^2}$$

$$v = 1,273 \frac{1,28}{(1,225)^2} = 1,5 \text{ mts/seg}$$

$$h' = \frac{(1,5)^2}{19,62} = 0,114$$

de donde:

$$h = 10.h' = 1,14 \text{ mtrs.}$$

Valor que en esta Central también se sobrepasa, puesto que h ≈ 2 mtrs.

CUBIERTA DEL TANQUE DE PRESION.-

Como ya lo mencioné, será conveniente cubrir el tanque con una losa, para evitar que sean arrastradas a las turbinas los objetos que puedan caer en el tanque. En lugar de la losa se pueden utilizar también tablones de madera.

La losa o los tablones se apoyarán en los muros del tanque y en una viga central.

Esta viga tendrá las siguientes dimensiones:

luz = 6,2 mtrs.

ancho = 0,4 mtrs.

La altura de esta viga la calculo de acuerdo a la fórmula ya vista en el capítulo anterior y cuyos términos en este caso tienen los siguientes valores:

P = 1,75 Ton.

l = Luz de cálculo = 6,5 mtrs.

$$r \text{ máx} = \frac{Pal}{8}$$

$$M \text{ máx} = \frac{1,75 \times 3,6 \times 6,5}{8} = 1,450 \text{ Klgmts.}$$

La fórmula que nos da la altura de la viga es:

$$h = r\sqrt{\frac{M}{b}}$$

En la cual reemplazando los valores respectivos, obtenemos:

$$h = 0,411\sqrt{\frac{1,450}{0,3}} = 28,4 \text{ cmts.}$$

$$h \approx 0,3 \text{ mts.}$$

Al construir la cubierta de este tanque, en una de las esquinas se dejará una abertura provista de una tapa, para poder realizar inspecciones dentro del mismo (Plano No.5).

En el caso de cubrirse el tanque con una losa, el espesor de ésta sería:

$$h = r\sqrt{\frac{M}{b}}$$

En la cual:

M = Momento máximo para losas continuas.

$$M = \frac{Pal^2}{11}$$

$P = 500$ Kgs/mt^2

$l = 3{,}75$ mts.

$$M = \frac{500 \times 24}{11} = 636 \text{ Kgmts.}$$

Reemplazando los respectivos valores en la fórmula del espesor, obtengo:

$$h = 0{,}411\sqrt{\frac{63.600}{100}} = 10{,}3 \text{ cmts.}$$

$h \approx 11$ cmts.

COMPUERTA PARA LIMPIEZA.-

Esta estará situada lateralmente a la transición de entrada a la tubería, en el mismo lugar, donde en tiempos pasados ya existió una compuerta. Sus dimensiones serán de 1 mt. de ancho por 0,9 de alto, de chapa de hierro.

Al espesor de esta chapa la obtengo a partir de la fórmula ya conocida:

$$e = 5.m\sqrt{\frac{30}{\sigma_t}\, t}$$

En la cual: $m = 0{,}9$ mts. y $t = 3$ mts.

$$e = 5 \times 0{,}9\sqrt{\frac{30 \times 3}{8'000.000}} = 0{,}01512 \text{ mts.}$$

A este valor añado unos mm. para tomar en cuenta la posibilidad de oxidación y escojo el espesor de 3/4 de pulgada, o sea aproximadamente 19 mm.

Esta compuerta se deslizará entre la pared del tanque y unos perfiles en ángulo colocados a cada lado. Los mecanismos para la elevación se encontrarán situados encima del muro que separa este tanque del canal de descarga.

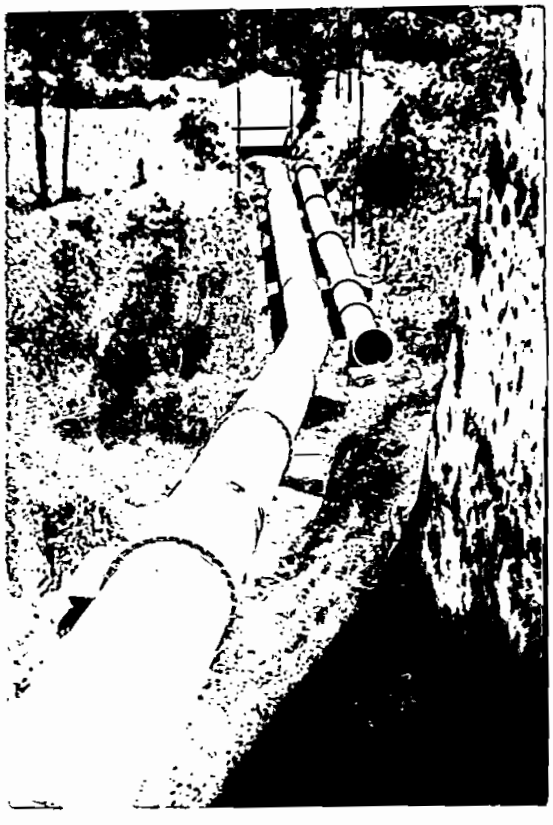
Todas estas mejoras se hallan dibujadas en el Plano No. 5.

C A P I T U L O VIII

TUBERIA DE PRESION

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES.-

La tubería tiene forma abocinada al salir del tanque de presión. Antes de entrar a la Casa de Máquinas se bifurca para ir a alimentar a cada una de las turbinas



Fotografía No. 10
Tubería de Presión
(actual y antigua)
con la Casa de Máquinas al fondo.

La tubería es de acero roblonado, y su sección es variable en forma telescópica, a medida que avanza hacia la casa de máquinas. Se pueden anotar los siguientes datos acerca de ella:

Longitud aproximada	150 mts.
Perímetro en la parte superior	4,37 mts.
Perímetro en la parte inferior	3,90 mts.
Diámetro exterior (menor) en la parte superior	1,392 mts.
Diámetro interior (menor) en la parte superior	1,375 mts.
Diámetro exterior (menor) en la parte inferior	1,241 mts.
Diámetro interior (menor) en la parte inferior	1,225 mts.
Espesor original	5/16" ≈ 8 mm.
Número de apoyos	17
Número de codos durante el salto	3

El agua, al salir del tanque de presión, pasa por una zona de transición, revestida de hormigón, que comienza en el muro lateral del tanque (Plano No. 4) y termina en el comienzo de la tubería de presión.

El comienzo de la tubería está fijado solidamente al final de la zona mencionada y al avanzar hacia la casa de máquinas pasa por encima del carretero que lleva a la misma. A lo largo de su recorrido no existe ningún bloque de anclaje y únicamente en el segundo codo, que es hacia afuera, se puede anotar una brida de sujeción.

Como se mencionó en el capítulo anterior, la tubería está en servicio desde hace 26 años. Según el Ingeniero que la instaló, está prevista para una duración de 50 años, dependiendo naturalmente este tiempo, de la calidad del agua que circule por su interior y del cuidado que se le preste en el mantenimiento exterior, es decir principalmente de la protección que se le de contra la oxidación. Atrevés de las observaciones personales realizadas en esta tubería, he podido constatar que se encuentra en buen estado, recubierta de una capa de pintura anticorrosiva y una capa de pintura de aluminio.

Como es natural, debido al tiempo que está en servicio y a que el dimensionamiento fué hecho a base de otros datos, esta tubería tendrá pérdidas algo mayores que una nueva que se calcule e instale de acuerdo a los valores de este proyecto. Pero si estas pérdidas, como luego se verá, quedan dentro de un límite razonable, no será necesario instalar por el momento una tubería nueva y podrá seguir prestando sus servicios la existente, ahorrándose de este modo la E.E.Q. el fuerte gasto que significa la instalación de una tubería de presión.

ESPESOR DE LA TUBERIA.-

Para poder utilizar la tubería existente, es necesario comprobar si su espesor es suficiente para el nuevo proyecto, puesto que con el cambio de las turbinas Pelton a Francis, hay que considerar un incremento en el valor de la presión dinámica.

La comprobación la hago para la parte inferior, donde

la presión es mayor, a base de la siguiente fórmula:

$$e = \frac{H.D}{2.\sigma.f}$$

En la cual:

e = Espesor de la tubería

H = Altura de presión total, expresada en Kgs/cmt^2.

D = Diámetro interior = 1,225 mts.

σ = Coeficiente de resistencia del material

f = Factor de seguridad

La altura de presión total viene a su vez dada por:

$$H = y + \frac{2.L.v}{g.T}$$

Fórmula en la cual el primer término representa la altura debida a la carga hidrostática, que la podemos considerar aproximadamente de 55 mts. y el segundo la altura debida a la presión que produce el golpe de ariete. Los diferentes términos de esta fórmula representan:

y = Altura de presión útil

L = Longitud de la tubería (aproximadamente 150 mts.)

v = Velocidad del agua en la tubería = 1,5 mts/seg.

g = Aceleración terrestre

T = Tiempo de cierre (Tiempo que necesita el regulador automático de la turbina para cerrar completamente el paso del agua). En las turbinas modernas, con regulador sumamente rápido varía de 2 a 6 segundos.

Para nuestro caso admite la peor posibilidad o sea 2 segundos.

$$H = 55 + \frac{2 \times 150 \times 2,5}{9,8 \times 2}$$

$$H = 78 \text{ mts.}$$

Por no haber podido comprobar la calidad del acero de esta tubería, vamos a suponer, a ventaja de la estabilidad, que se trata de acero común St 37, cuyo límite de elasticidad es de 1.900 a 2.000 Kgs/cm^2. y tomando un factor de seguridad de dos en la resistencia del material, obtenemos:

$$\sigma = \frac{1.900}{2} = 950 \text{ Kgs/cm}^2.$$

Además, por tratarse en este caso de una tubería roblonada, tomo un segundo factor de seguridad de 0,8; para tener en cuenta la existencia de uniones entre tramos.

Reemplazando los valores respectivos en la fórmula del espesor, se obtiene:

$$e = \frac{2,0 \times 1.331}{1.900 \times 0,8}$$

$$e = 0,0063 \text{ mts.} = 6,3 \text{ mm.}$$

Como la tubería existente tiene 8 mm. de espesor, nos quedan 1,7 mm. como seguridad contra la oxidación, o sea que esta tubería puede ser utilizada perfectamente en el futuro.

BIFURCACION DE LA TUBERÍA.-

Antes de entrar a la casa de máquinas, al final de la altura de salto, la tubería se bifurca actualmente para ir a alimentar a cada una de las cuatro turbinas. En el nuevo proyecto esta bifurcación será de dos

ramales, cada uno de los cuales formará un ángulo de 90° con la tubería existente e irá a alimentar su respectiva turbina después de haber hecho otro giro del mismo valor. A continuación del último ángulo se encontrarán las llave-compuertas de accionamiento manual.

La sección de cada uno de los ramales de la tubería será:

$$S = \frac{Q}{v}$$

En la cual:

Q = Caudal = 0,89 $mts^3/seg.$

v = Velocidad en la parte final de la tubería de presión = 1,51 mts/seg.

$$S = \frac{0,89}{1,51} = 0,59\ mts^2$$

De donde el diámetro interior de cada tubería será:

$$D = \sqrt{\frac{4.S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,59}{3,14}} = 0,865\ mts.$$

Y como el espesor es de 8 mm., el diámetro exterior será: 0,881 mts.

CIERRE DE LA TUBERIA.-

En este proyecto no se considera una llave de cierre a la entrada de la tubería, por considerarla innecesaria, puesto que si no se desea que siga pasando agua por la tubería, bastará abrir la compuerta del segundo tanque de sedimentación y alejar la vena líquida por el canal de descarga.

Después del último ángulo que forma la tubería antes de entrar a la Casa de Máquinas, se pondrá en cada uno de los

tamales una llave-compuerta de accionamiento manual, provista de su respectivo by-pass. Estas llaves-compuerta servirán para el caso en que se necesite hacer alguna reparación en una de las turbinas, mientras la otra sigue funcionando. Se las escogerá de los catálogos que tienen las casas fabricantes de acuerdo al diámetro de la tubería y la presión que deben soportar.

PERDIDAS EN LA TUBERIA.-

En una instalación bien concebida, éstas deben de ser menores al 10%*

A continuación procedo a comprobar que en la tubería existente no se sobrepasa este valor; no siendo por lo tanto necesario la instalación de una nueva tubería.

PERDIDA DE ENTRADA.- (h_1) Esta se produce debido a la creación de la velocidad necesaria para que el caudal pase por la entrada a la tubería, y por contracción de la vena líquida, al pasar ésta por la embocadura.

El valor de esta pérdida viene dada por:

$$h_1 = \frac{v^2}{2.g.c^2}$$

Fórmula en la cual:

h_1 = Pérdida de entrada

v = Velocidad en la entrada a la tubería

c = Valor que depende de la forma de la entrada a la tubería, en nuestro caso = 0,97 **

El valor de la velocidad en la embocadura la obtengo a

---

* Saltos de Agua y Presas de Embalse - Tomo I - pág. 693 - Gómez Navarro y Juan Aracil

**Id. Id. - pág. 694.

base de la fórmula mencionada en el capítulo anterior:

$$S = \frac{Q}{0,97 \times v}$$

De donde despejando se obtiene:

$$v = \frac{Q}{0,97 . S}$$

$$v = \frac{1,78}{0,97 \times 2,8} = 0,655 \text{ mts/seg.}$$

Reemplazando los valores respectivos:

$$h_1 = \frac{0,43}{19,62} 1,06$$

$$h_1 = 0,0232 \text{ mts.}$$

PÉRDIDA POR ROZAMIENTO.- (h_2) Según Scobey (Engineering News Record, 1.931) * para tubos de palastro, esta pérdida viene dada por la fórmula:

$$h_2 = 2,587 \text{ K} \frac{v^{1,9}}{D^{1,1}}$$

En la cual:

h_2 = Pérdidas por rozamiento

$K = K' . e^{0,015 t}$

$e = 2,718$

t = Edad de la tubería

K' = Valor de la constante para el tubo nuevo. En caso de tuberías con juntas roblonadas longitudinales y transversales, y espesores de 5 a 11 mm. = 0,44

D = Diámetro medio = 1,3 mts.

v = Velocidad media en la tubería = 1,34 mts/seg.

---

* Saltos de Agua y Presas de Embalse - Tomo I - pág. 705 - Gómez Navarro y Juan Arregui.

Reemplazando los valores respectivos se obtiene:

$$K = 0,44 \times 2,718^{0,015 \times 26}$$

$$K = 0,65$$

$$h_2 = 2,587 \times 0,65 \frac{1,2^4}{1,33^4}$$

$$h_2 = 2,2 \text{ mts.}$$

CODOS EN LOS SIFONES.- (h_3) No me ha sido posible determinar éstas con exactitud, por no disponer de los datos relativos a radios de curvatura y ángulos al centro de los codos. De tal modo que me he visto obligado a calcularlos como codos bruscos, para los cuales Weisbach da la siguiente fórmula:*

$$h_3 = (0,9457 \operatorname{sen}^2 \frac{\omega}{2} + 2,047 \operatorname{sen}^4 \frac{\omega}{2}) \frac{v^2}{2.g}$$

Siendo ω el ángulo entre las dos alineaciones de la tubería.

Procedo a calcular las pérdidas para los codos sucesivos, comenzando por el superior y tomando como valor de la velocidad el de la velocidad media.

Los ángulos que los tres tramos de tubería forman con una horizontal son:

$$\alpha_1 = 26^\circ 30' \quad ; \quad \alpha_2 = 14^\circ 20' \quad ; \quad \alpha_3 = 24^\circ 40'$$

Siendo por consiguiente el ángulo entre dos tramos sucesivos de tubería:

$$\omega_1 = 12^\circ 10' \quad ; \quad \omega_2 = 10^\circ 20' \quad ; \quad \omega_3 = 24^\circ 40'$$

En el primer ángulo la pérdida será:

$$h_3 = (0,9457 \operatorname{sen}^2 6^\circ 5' + 2,047 \operatorname{sen}^4 6^\circ 5') \frac{1,3^2}{19,62}$$

$$h_3 = 0,001 \text{ mts.}$$

*Saltos de Agua y Presas de Embalse - Tomo I - pág. 713 - Gómez Navarro y Juan Aracil.

Pérdida que es despreciable. Igual cosa sucede con el ángulo siguiente, cuyo valor es 10°20'. Mientras que en el tercer ángulo el valor de ω_3 es 24°40' y por consiguiente:

$$h_3 = (0,9457 \operatorname{sen}^2 12°20' + 2,047 \operatorname{sen}^4 12°20') \frac{1,12 V^2}{19,62}$$

$$h_3 = 0,0059 \text{ mts.}$$

Antes de llegar a las llave-compuertas, cada uno de los ramales de la tubería forma un ángulo de 90°, lo que representa una nueva pérdida cuyo valor es:

$$h_3 = 2(0,9457 \operatorname{sen}^2 45° + 2,047 \operatorname{sen}^4 45°) \frac{1,12 V^2}{19,62}$$

$$h_3 = 0,23 \text{ mts.}$$

PERDIDAS POR CAMBIOS DE SECCIÓN.- (h_4) Como en esta tubería los cambios de sección se verifican de una manera gradual y lenta, el valor que se obtiene a causa de esta pérdida es despreciable.

PERDIDAS DE CARGA EN LAS LLAVES.- (h_5) Existen cuando las llaves están sólo parcialmente abiertas. Como en nuestro proyecto se contempla la existencia de una llave por cada ramal, éstas tendrán que estar completamente abiertas cuando funcionen sus respectivas turbinas y la pérdida por este concepto no existirá.

PERDIDAS DE CARGA EN LAS BIFURCACIONES.- (h_6) Esta viene dada por la fórmula:

$$h_6 = K \frac{v^2}{2g} + \frac{v^2 - v_1^2}{2g}$$

En la cual K es un factor que depende de:

a.- Angulo que forma la bifurcación con el tubo principal = 90°

b.- Del caudal que se deriva (Qa) con respecto al caudal (Q) que viene por la tubería principal = 0,5 Q.

c.- Del diámetro (Da) del tubo derivado con respecto al diámetro (D) de la tubería principal = 0,75

d.- De la suposición de que las aristas se han redondeado con radio igual a 0,1 Da.

Por no existir en las tablas * un valor adecuado de K para nuestro caso, tomo el valor aproximado de 0,6.

v_1 = Velocidad en la tubería principal = 1,5 mts/seg.

v_2 = Velocidad en el ramal = 1,51 mts/seg.

$$h_c = 0,6 \frac{1,51^2}{19,62}$$

h_c = 0,07 mts.

PERDIDAS DE CARGA EN EL DESAGUE.- (h_7) Al salir el agua del tubo de aspiración, conserva aún una velocidad, la cual es igual al caudal dividido por la sección extrema del tubo (Capítulo XI - Tubo de Aspiración). Esta velocidad representa una pérdida de carga cuyo valor es:

$$h_7 = \frac{v^2}{2.g}$$

$$h_7 = \frac{0,8^2}{19,62} = 0,0326 \text{ mts.}$$

PERDIDA TOTAL.- (h total) Al sumar todas estas pérdidas parciales, obtenemos la pérdida total, que en este caso será:

h_1 0,023

h_2 2,2

h_3 0,24

---

*Salto de Agua y Presas de Embalse - Tomo I - pág. 719 - tabla 20-4 - Gomez Navarro y Juan Arasil.

h_1 0

h_2 0

h_3 0,07

h_4 0,033

h total ..... 2,568 mts. ≈ 2,6 mts.

Valor que representa aproximadamente el 5% del salto total y que consiguientemente no me obliga a diseñar una nueva tubería.

RENDIMIENTO DE LA TUBERIA.-

Restando las pérdidas anteriores de la altura bruta (58,7 mts.), me queda la altura neta de aproximadamente 56,1 mts. (Ver capítulo siguiente). Por consiguiente el rendimiento de la tubería será:

$$\rho = 1 - \frac{h_t}{H}$$

Fórmula en la cual:

ρ = Rendimiento de la tubería

h_t = Pérdida total

H = Altura bruta

$$\rho = 1 - \frac{2,6}{58,7}$$

$$\rho = 0,945 \approx 95\%.$$

C A P I T U L O XX

D E T E R M I N A C I O N D E L A P O T E N C I A A O B T E N E R S E

ALTURA TOTAL DEL SALTO.-

El dato utilizado hasta aquí como altura del salto, tal como se menciona en la página 20, fué proporcionado por la E.E.Q., a base de un levantamiento del perfil de la tubería existente. Más como la altura total del salto comprende el desnivel entre la superficie libre del agua y la salida del tubo de succión, el dato anterior se incrementa en:

a.- La altura entre el nivel libre del agua, en el tramo de transición anterior a la tubería de presión y la parte superior de ésta en la embocadura 2 mts.

b.- La altura correspondiente al tubo de succión, por debajo del piso de la Sala de Máquinas 2 mts.

O sea que contamos aproximadamente con un desnivel total de 58,7 mts.

RENDIMIENTO HIDRAULICO.-

Después de haber obtenido en el ca-

pitulo anterior como valor aproximado de las pérdidas en la tubería el 5%; disminuyo el valor del rendimiento de las turbinas al 87%.

POTENCIA TOTAL OBTENIBLE.-

A base de estos datos vuelvo a calcular la potencia que se podrá obtener de los grupos a instalarse en esta Central.

$$N = \frac{Q.H.736.\rho_1.\rho_2}{75}$$

Fórmula cuyos términos se encuentran explicados en el capítulo XI.

$$N = \frac{1,78 \times 58,7 \times 736 \times 0,87 \times 0,94}{75}$$

N=640 KW.

Por consiguiente será posible instalar dos turbinas Francis de 420 KW. que de acuerdo al horario consignado en la página 25 permitirán una producción diaria de 15.120 KWh.

VELOCIDAD ESPECIFICA.-

Para generar una potencia de 420 KW., con una caída de 58,7 mts. y a 900 r.p.m. se necesita una turbina que tenga una velocidad específica de:

$$n_s = \frac{n}{H}\sqrt{\frac{N}{\sqrt{H}}}$$

$$n_s = \frac{200}{58,7}\sqrt{\frac{420}{\sqrt{58,7}}}$$

$$n_s = 113 \text{ r.p.m.}$$

Según la tabla 31-1, del Tomo I, de la obra de Cánovas Navarro y Aracil, el tipo de turbinas que conviene a este valor de n_s es la misma Francis Normal mencionada hasta aquí.

ALTURA DE SUCCION.-

Según lo dicho en la página 24, la altura de succión de estas turbinas será:

$$H_s = B - \sigma . H$$

En la cual:

B= 6,96 (Según lo calculado en la página mencionada)

H = Altura total del salto = 58,7 mts.

σ = Coeficiente de cavitación, que según la figura 28-18 de la obra arriba mencionada, para n_s=113 vale 0,05.

$H_s = 6,96 - 2,935 = 3,025$ mts.

Esta altura de succión permitirá evitar la formación del fenómeno de cavitación.

C A P I T U L O X

CASA DE MAQUINAS

En nuestro caso, se encuentra ya construída y alberga las turbinas, generadores, instrumentos de control, tableros de medida y otros elementos auxiliares. La distribución general de la actual Casa de Máquinas se puede ver en las fotografías No. 11 y 13.

Esta Casa de Máquinas se encuentra situada en una pequeña planicie al final de la tubería de presión, a unos 5,5 mts. sobre el nivel del cauce del río, en la parte en que éste pasa lo más cerca de ella. El río en este tramo tiene una fuerte pendiente, lo que ha permitido construir el canal de descarga de relativamente pequeña longitud.

Como en este proyecto se contempla el reemplazo de los cuatro grupos existentes por dos nuevos, los grupos antiguos junto con sus instrumentos de control y medida deberán ser retirados de esta Central, para dejar el espacio necesario para la instalación de los nuevos, los cuales serán situados simétricamente con respecto a un eje central.

Para llegar a la Casa de Máquinas existe un camino de buenas características. Será necesario indicar a los fabricantes del equipo, la altura máxima de los bultos, ya que estos deberán pasar por debajo de un tramo de la tubería de pre-

sión, que atraviesa la carretera a relativamente poca altura.

Dentro de la Casa de Máquinas se situarán hacia el lado de la ladera las dos turbinas y hacia el lado opuesto los aparatos de medida, control, seguridad, etc.

Cada uno de los grupos estará formado por una turbina de cámara espiral con su respectivo regulador, volante, alternador y excitatriz; entre los cuales se situarán cojinetes para contener el eje en la posición horizontal adecuada.

Las uniones eléctricas entre las diferentes partes de los grupos, con aparatos de control y seguridad se realizarán por cables colocados en galerías practicadas en el piso de la Casa de Máquinas.

También se preverá la existencia, dentro de este edificio, de un parque de baterías, que servirá para alimentar a los aparatos de corriente contínua y para iluminación de emergencia en el caso de una falla en los alternadores.

C A P I T U L O XI

C A L C U L O Y D I S E Ñ O D E L A S T U R B I N A S

ANTECEDENTES.-

Actualmente existen en la Central de Guápulo cuatro turbinas Pelton de doble inyector, acopladas a sus respectivos generadores (Fotografía No. 11). Tres de estos grupos producen aproximadamente 200 KW. cada uno y el cuarto 320 KW.

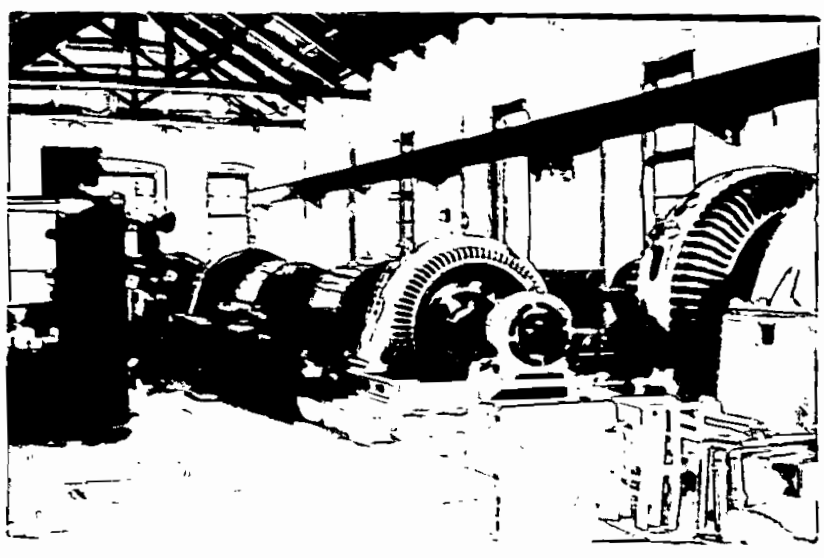


Fig. No. 11.- Vista en conjunto de los cuatro grupos instalados en la Central de Guápulo.

Como ya se dijo, estas turbinas tienen un rendimiento muy bajo, debido principalmente a la calidad de las aguas que se utilizan, que con el pasar del tiempo han producido

un extraordinario desgaste que obliga al frecuente cambio de algunas piezas.

Por información de uno de los miembros del personal de anotadores de la Casa de Máquinas, se sabe que las paletas de cada uno de los rodetes son reemplazados cada dos o tres años, antes de que el rendimiento de las turbinas baje considerablemente.

Como se calculó y explicó en el capítulo II es conveniente la instalación de dos nuevos grupos, para obtener con el mismo volúmen de agua una mayor potencia en esta Central, gracias a las mejoras anotadas y a los rendimientos superiores que hoy en día es posible obtener de turbinas y generadores.

En la práctica solamente sería necesario obtener los principales datos y enviarlos a los fabricantes, para que éllos se encarguen del diseño de las turbinas. Pero para efectos de esta tesis procedo a calcular y diseñar las principales partes de las turbinas a instalarse.

Por ser las dos turbinas de iguales potencia y características, únicamente calculo una de éllas, debiendo construírse la otra de manera similar.

CONSIDERACIONES.-

Del cálculo realizado en el capítulo IX, obtuvimos que el tipo conveniente de turbinas para ser instaladas en esta Central son Francis normales.

Para el diseño de las mismas debemos tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

a.- El movimiento del agua dentro de las tur-

binas será mixto, es decir entrará radialmente y saldrá axialmente, al mismo tiempo que también será centrípeto, o sea un movimiento de afuera hacia adentro.

b.-Serán turbinas de admisión exterior total, ya que el agua entrará por todo el contorno del rodete.

c.-La posición del eje será horizontal y

d.-Serán de cámara cerrada espiral, con un solo rodete.

Por tratarse de turbinas Francis normales, el diámetro de entrada (D_1) al rodete deberá ser más o menos igual al diámetro de entrada al tubo de aspiración (D_3).

Para el cálculo de las turbinas disponemos de los siguientes datos:

H_t = Altura total = 58,7 mts.

H_n = Altura neta = 56,1 mts.

H_c = Altura de carga = 53,9 mts.

H_s = Altura de succión = 3,025 mts.

Q = Caudal para cada turbina = 0,89 mts^3/seg.

ρ_1 = Rendimiento hidráulico = 0,87

n = 900 r.p.m.

n_s = 113 r.p.m.

N = 430 KW.

Las notaciones que se utilizarán en este capítulo representan U=Velocidad periférica, ω = velocidad relativa, y C velocidad absoluta; α = ángulo entre C y U, β = ángulo entre ω

y la contraria a U. Los subíndices se refieren: 0 a la corona directriz, 1 a la entrada en el rodete, 2 a la salida del rodete, 3 a la entrada al tubo de aspiración y 4 a la salida del tubo de aspiración.

CALCULO DEL TUBO DE ASPIRACION.-

La velocidad que el agua tiene al entrar en el tubo de aspiración se calcula como función de un porcentaje del desnivel He. Para una turbina Francis normal con un $n_s = 113$, este procentaje representa aproximadamente el 5% de He[4].

Por consiguiente el valor de esta velocidad, será:

$$C_3 = \sqrt{2.g.He.0,05}$$

$$C_3 = \sqrt{2 \times 9,81 \times 53,9 \times 0,05}$$

$$C_3 = 7,26 \text{ mts./seg.}$$

Velocidad que actúa en la dirección del eje de la turbina . La sección correspondiente a la entrada del tubo de aspiración será :

$$S_3 = \frac{Q}{C_3} = 0,1225 \text{ mts}^2.$$

De donde el respectivo diámetro es:

$$D_3 = \sqrt{\frac{4.S_3}{\pi}}$$

$$D_3 = \sqrt{\frac{4 \times 0,1225}{3,14}}$$

$$D_3 = 0,4 \text{ mts.}$$

Pero como el eje de la turbina se prolonga dentro del tubo de aspiración, aumento este diámetro a 0,42 mts.

Al final del capítulo IX se obtuvo como altura de suc-

---

[4] Motores Hidráulicos - pág.89 - L. Quantz.

ción el valor de 3,025 mts. Esta altura es la distancia vertical comprendida entre la parte más elevada de la salida del rodete y el nivel del agua en el canal de descarga (Fig. No. 30) Este nivel estará aproximadamente a 0,35 mts. por encima del fin del tubo de aspiración, de manera que proporcione a éste un tapón hidráulico.

Debido a que al abandonar el agua el tubo de aspiración aún lleva una velocidad, la misma que representa una pérdida (Pág. No. 112), se procura que ésta sea mínima, lo que se logra dando una fórma cónica al tubo, aumentándose de este modo la sección de salida.

Para que en el tubo la columna líquida no se despegue de las paredes (lo que daría lugar a la formación de remolinos) y para que la pérdida de carga sea mínima, el ensanchamiento gradual del cono debe corresponder a un ángulo de 6° *. (ángulo entre el eje del cono y sus generatrices).

El tubo de succión al salir de la turbina forma un codo de 90°, con lo cual alcanza una longitud desarrollada media de 3,71 mts. El diámetro de salida (D_4) será:

$$D_4 = D_3 + 2 \times 3{,}71 \times tg.\ 6^\circ$$

$$D_4 = 0{,}42 + 2 \times 3{,}71 \times 0{,}105 = 1{,}2 \text{ mts.}$$

Valor con el cual es posible obtener la velocidad de salida:

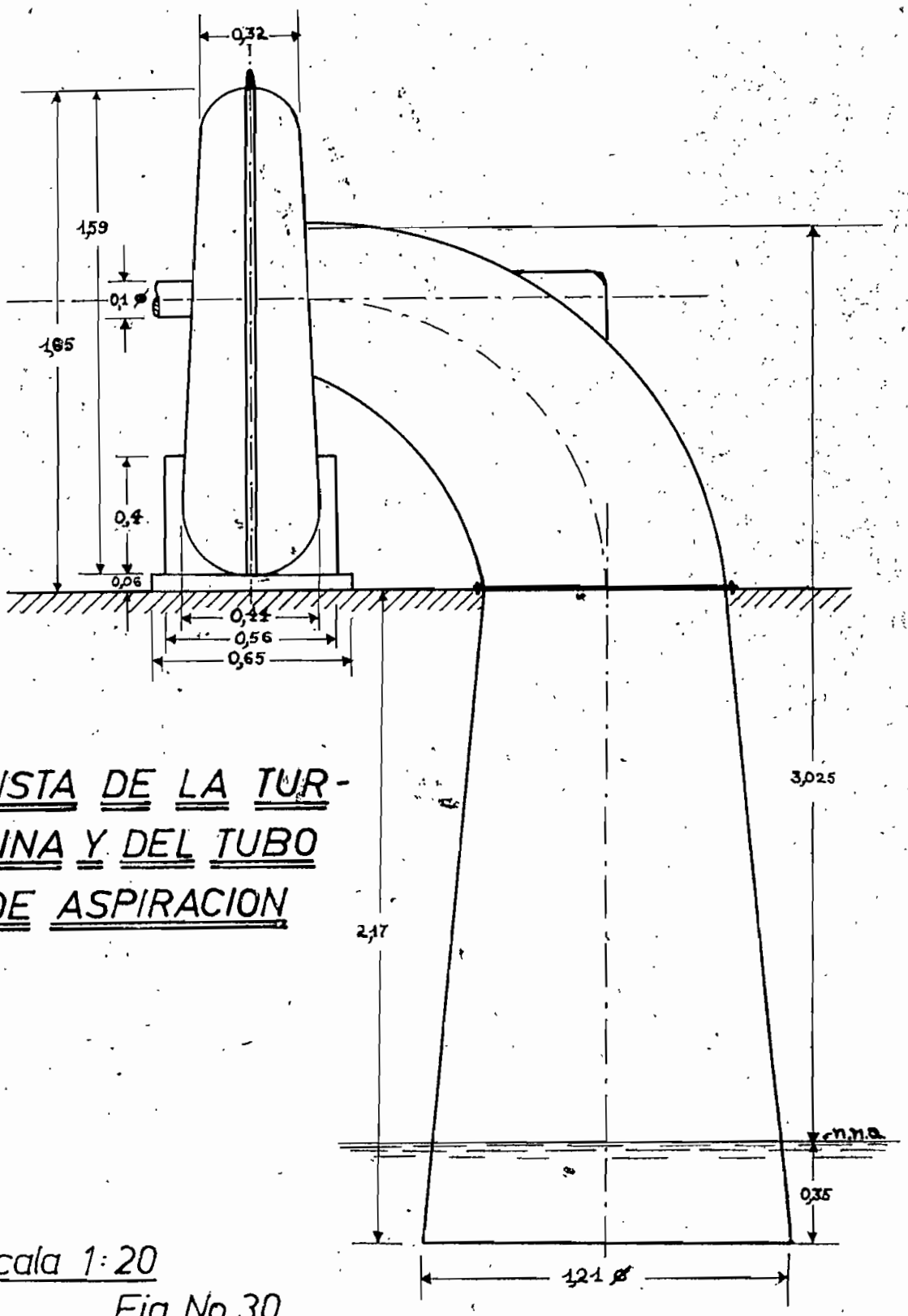
$$C_4 = \frac{4 . Q}{\pi . D_4^2}$$

$$C_4 = \frac{4 \times 0{,}89}{3{,}14 \times 1{,}2^2}$$

$$C_4 = 0{,}8 \text{ mts/seg.}$$

---

*Motores Hidráulicos - pág. 72 - Cap. Ing. Marcos Cárdara B.



VISTA DE LA TURBINA Y DEL TUBO DE ASPIRACION

Escala 1:20

Fig. No. 30

DIAMETRO DEL RODETE.-

En el caso de turbinas Francis con rodetes normales, este diámetro (D_1) es:

$$D_1 = 1,15 \times D_3 *$$

$$D_1 = 460 \text{ mm.}$$

VELOCIDAD TANGENCIAL.-

La velocidad tangencial (U_1) del rodete viene dada por:

$$U_1 = \frac{n \cdot \pi \cdot D_1}{60}$$

$$U_1 = \frac{900 \times 3,14 \times 0,46}{60}$$

$$U_1 = 21,65 \text{ mts/seg.}$$

ANGULOS DE ENTRADA AL RODETE.-

Para este cálculo previamente obtengo el número de paletas que tendrá la corona directriz, de acuerdo con la fórmula:

$$Z_o = 12 + 0,05 \cdot D_1 **$$

$$Z_o = 12 + 0,05 \times 46$$

$$Z_o = 14$$

Como espesor de paletas (e_o) adopto 10 mm. y el ancho entre álabes (a_o) 50 mm.

Al tomar como diámetro interior de la corona directriz (D_o) el valor de 490 mm., el paso entre los álabes será:

$$t_o = \frac{490 \times \pi}{14} = 110 \text{ mm.}$$

---

*Die Theorie der Wasserturbinen - pág. 196 - Escher-Pubs.

**Ib. Id. - pág. 197.

De la fig. No. 31, que representa esquemáticamente el final de la cámara de paletas directrices se obtiene:

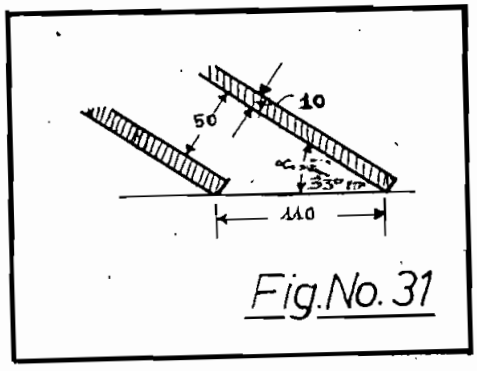


Fig.No. 31

$$\operatorname{sen}\alpha_o = \frac{a_o + e_o}{t_o}$$

$$\operatorname{sen}\alpha_o = \frac{50 + 10}{110}$$

$$\operatorname{sen}\alpha_o = 0,546$$

$$\alpha_o = 33^{\circ}10'$$

Siendo el ángulo de entrada del agua al rodete $\alpha_1 = \alpha_o$

De la ecuación general para el cálculo de una turbina, suponiendo que el ángulo de salida del rodete α_2 es aproximadamente 90°, deduzco el valor de la velocidad del agua al entrar en el rodete.

La ecuación general para el cálculo de las turbinas es:

$$C_1 . U_1 . \cos\alpha_1 = \rho_t . g . H_t$$

En la cual:

C_1 = Velocidad de entrada al rodete

U_1 = Velocidad tangencial del rodete (periférica)

α_1 = Angulo que forma el líquido al entrar en el rodete, con la superficie del mismo.

ρ_t = Rendimiento de la turbina

g = Aceleración terrestre

H_t = Altura total

Despejando y reemplazando valores en la ecuación anterior obtengo el valor de la velocidad.

$$C_1 = \frac{\rho_t . g . H_t}{U_1 . \cos\alpha_1}$$

$$C_1 = \frac{0,07 \times 9,01 \times 50,7}{21,65 \times \cos 33^{\circ}10'}$$

$C_1 = 27,6$ mts/seg.

Con este valor nos es posible dibujar el triángulo de entrada al rodete (Fig. No. 32).

A partir de esta figura calculo el ángulo β_1 de entrada al rodete.

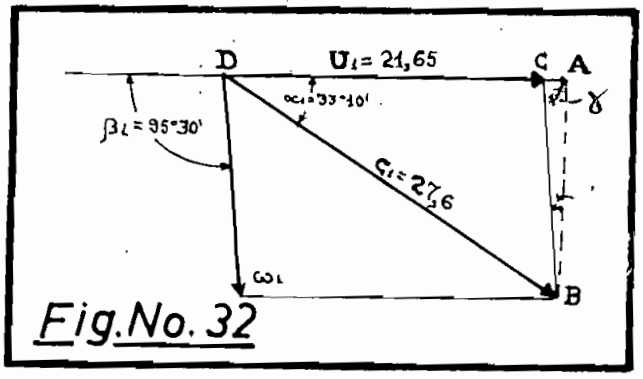


Fig.No. 32

$AB = \text{sen } 33^{\circ}10' \times C_1$

$AB = 0,546 \times 27,6$

$AB = 15,07$

$DA = \cos 33^{\circ}10' \times C_1$

$DA = 0,836 \times 27,6$

$DA = 23,07$

$CA = DA - DC$

$CA = 23,07 - 21,65$

$CA = 1,42$

$$\text{tg. } \gamma = \frac{14,6}{1,42} = 10,3$$

$\gamma = 84^{\circ}30'$

$\beta_1 = 180^{\circ} - \gamma$

$\beta_1 = 180^{\circ} - 84^{\circ}30'$

$\beta_1 = 95^{\circ}30'$

Angulo con el cual la entrada del agua al rodete se realizará sin choque, con lo cual se obtiene un rendimiento mejor.

ANCHO DE LA CORONA DIRECTRIZ.-

La fórmula que nos permite calcular este ancho es:

$$Q = Z_o \cdot a_o \cdot b_o \cdot C_o *$$

En la cual:

Q= Caudal que debe pasar por la corona

Z_o= Número de paletas directrices

a_o = Ancho entre paletas

C_o= Velocidad del agua en la corona = C_1

b_o= Ancho de la corona

Despejando b_2 de la última fórmula y reemplazando los valores ya conocidos obtengo:

$$b_o = \frac{Q}{Z_o \times a_o \times C_o}$$

$$b_o = \frac{0,09}{24 \times 0,05 \times 27,6}$$

b_o= 0,0462 mts. ≈ 5 cmts.

En la práctica se tomará b_o= 6 cmts. (Fig. No. 33)

DIAMETRO DEL EJE.-

Este viene dado, aproximadamente por la fórmula:

$$d = 12\sqrt[3]{\frac{N'}{n}}$$

Siempre que se utilice un acero, cuyo coeficiente de trabajo a la flexión no sobrepase el valor de 300 Kgs/cm^2 **

En esta fórmula N' representa la potencia a obtenerse del grupo turbina-generador, en HP. y n el número de revoluciones por minuto.

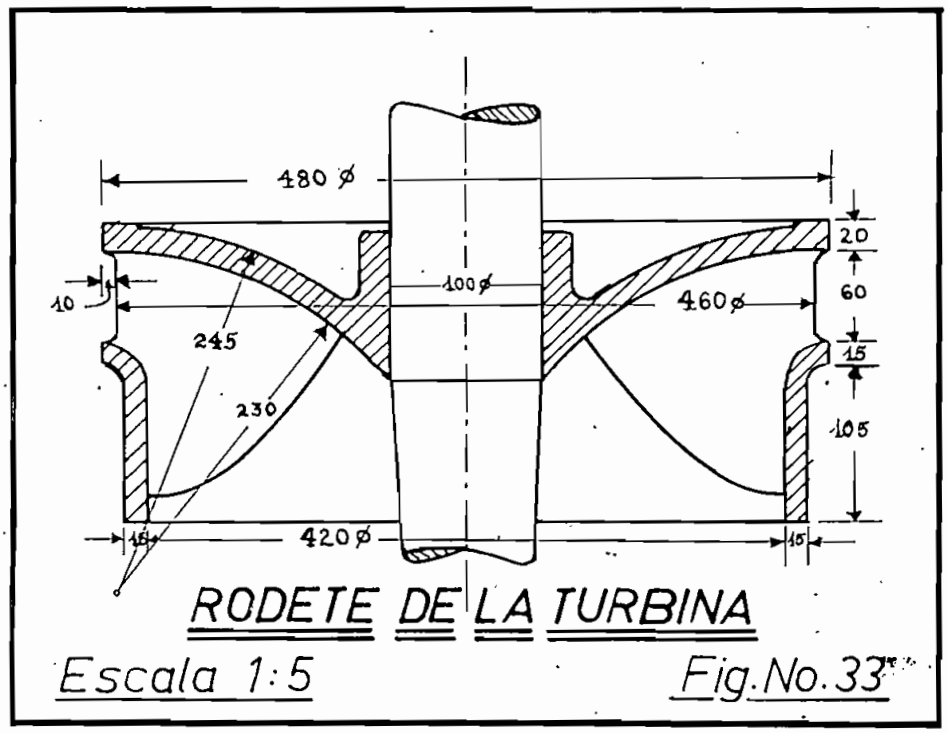
N'= Kw. x 1,36

N' = 420 x 1,36 = 572 HP.

---

*Motores Hidráulicos - pág. 99 - L. Quaas.

**Die Theorie der Wasserturbinen - pág. 198 - Escher-Debs.



RODETE DE LA TURBINA

Escala 1:5 Fig.No.33

Reemplazando los respectivos valores:

$$d = 12\sqrt{\frac{472}{900}}$$

$$d = 9,7 \approx 10 \text{ cms.}$$

PALETAS DIRECTRICES.-

Estas sirven para regular la entrada del agua al rodete.

La regulación es necesario realizarla debido a la variación más o menos continua que sufre la carga, la misma que trata de cambiar el número de r.p.m. de la turbina, con lo cual también cambia la frecuencia del generador, que debe permanecer fija.

Las paletas reguladoras las diseño de acuerdo al sistema

Fink. El cual consiste en paletas de acero fundido o de hierro (Fig. No. 34), que giran al rededor de un eje y que de acuerdo a la posición que ocupan permiten una mayor o menor entrada de agua. Con este sistema se puede variar simultáneamente todas las luces de alimentación, desde cero hasta el máximo y viceversa.

Las paletas de la Fig. No. 34, que corresponden a nuestro proyecto, se han dibujado según el método explicado en la pág. 118 de la obra "Motores Hidráulicos" de L.Quanz.

Por tratarse de una turbina en espiral la regulación de estas paletas se realizará desde el exterior, por medio de un anillo al que van unidas palancas (Fig. No. 34) que en su extremo se unen a cada uno de los ejes de las paletas. Estos ejes atraviesan las paredes envueltos en cojinetes provistos de prensaestopas. A su vez el anillo de regulación está comandado por dos manivelas que parten del aparato regulador.

CARCAZA.-

Como ya he dicho, ésta tendrá la forma espiral y disminuirá paulatinamente su sección, (Fig. No. 30) para que en su interior el agua mantenga una velocidad constante.

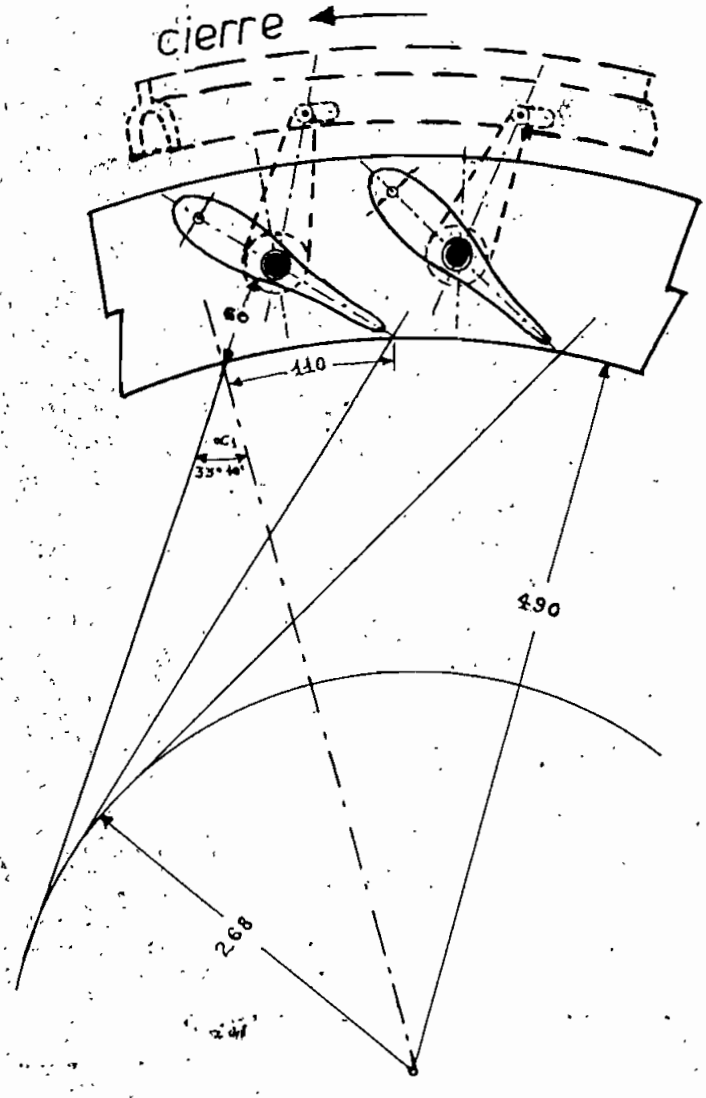
La sección de entrada a la carcaza espiral la podemos obtener a base de la fórmula:

$$Q = S.c.V$$

Fórmula en la cual el factor c vale aproximadamente 0,2 *

$$S = \frac{Q}{c.V} = \frac{Q}{c\sqrt{2.g.H}}$$

*Cuaderno de Apuntes de "Proyectos Hidroeléctricos" - Clases del Ing. D. Kakawadse - 4º Año.



PALETAS DIRECTRICES

Escala 1:5 (mm.)

Fig.Nr. 34

$$S = \frac{0,69}{0,8\sqrt{2 \times 9,81 \times 93,6}}$$

$$S = 0,137 \text{ mts}^2.$$

El diámetro correspondiente a esta sección de entrada será:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}}$$

$$D = 0,415 \text{ mts.}$$

La sección de la carcasa disminuirá de acuerdo con la disminución del caudal dentro de élla, es decir a los 90° se tendrá una sección de 3/4 de 0,137 mts^2., a 180° la mitad, etc.

El comienzo de esta carcasa, que es la continuación directa de la tubería de presión, se encontrará en correspondencia con la parte más inferior de la turbina (Fig. No. 30).

REGULADOR.-

Este servirá para mantener constante la velocidad del rodete y por consiguiente de las demás piezas acopladas sobre el mismo eje.

Esta constancia en la velocidad es necesaria, porque ella está en relación directa a la frecuencia y si ésta cambia, cambiaría la velocidad de todos los motores conectados al sistema.

El regulador será de mando automático y manual, y estará constituído por las siguientes partes principales:

a.- Un péndulo centrífugo, que delate las variaciones de la velocidad.

b.- Un servo-motor hidráulico, con funcionamiento a base de aceite a presión, cuyo émbolo actuará sobre el distribuidor de la turbina por medio de un vástago,

abriéndolo o cerrándolo.

c.- Un sistema de mecanismos de amplificación del movimiento del péndulo centrífugo.

[redacted].- Al variar el número de revoluciones del eje de la turbina, saliéndose de su número normal, el péndulo centrífugo sube o baja dando lugar, a través de una serie de mecanismos, a que se abra una válvula que permite la entrada del aceite a presión al servo-motor, dentro del cual se moverá el émbolo arrastrando consigo al vástago, que comenzará a cerrar o abrir el distribuidor.

Con la disminución o aumento de la entrada de agua se producirá una variación en el número de revoluciones, el cual se trasmitirá al péndulo centrífugo. Este deja de ejercer sus efectos al momento en que la turbina se encuentra funcionando a velocidad normal.

Será conveniente que este regulador sea lo más sensible posible a las variaciones de velocidad y que su acción, para obtener una velocidad normal, sea lo más rápida.

VOLANTE.-

Entre la turbina y el alternador generalmente se colocan un volante, el cual sirve para dar tiempo suficiente al regulador automático para actuar.

Al querer aumentar la turbina su velocidad, por una disminución o retiro completo de la carga, el volante demorará este aumento. También influye en esta demora el factor de inercia de las masas rotativas ($P.D^2$ = peso por diámetro al cuadrado) de los órganos montados sobre el eje de la turbina incluyendo el rodete.

Por desconocer en absoluto el peso que tendrán las masas rotatorias y otras características de la turbina, como son el tiempo en que desde el reposo alcanza la velocidad de régimen, el tiempo que tarda en actuar el regulador, etc.; no procedo a este cálculo, el cual en todos los casos es realizado por el constructor de la turbina; el mismo que a veces está en capacidad de aumentar masa en los órganos montados sobre el eje de la turbina y disminuir las dimensiones del volante.

El volante y el rotor del generador deben de ser calculados para resistir la posible velocidad de embalamiento que puede llegar a adquirir la turbina al no funcionar el regulador. En el caso de turbinas hélices, como la de nuestro estudio, esta velocidad vale 1,8 veces la velocidad normal.

Fotografía No. 12.- Vista del Canal de Desagüe de la Central de Guápulo.

CANAL DE DESAGÜE.-

Debido a la instalación de las turbinas Francis, con sus correspondientes tubos de succión, será necesario profundizar el actual canal de desagüe (Fotografía No.12), que se inicia aproximadamente a un nivel de 2 mts. por debajo del piso de la Casa de Máquinas, en el comienzo de éste, tal como se indica en la figura No. 35.

Como vimos anteriormente el agua al salir del tubo de succión aún tendrá una velocidad de 0,8 mts/seg. Esta la amortiguaremos instalando un pequeño colchón de aguas debajo de la salida.

Para proporcionar a la salida del tubo, un tapón de aguas, será conveniente el construir la parte inicial del canal en la

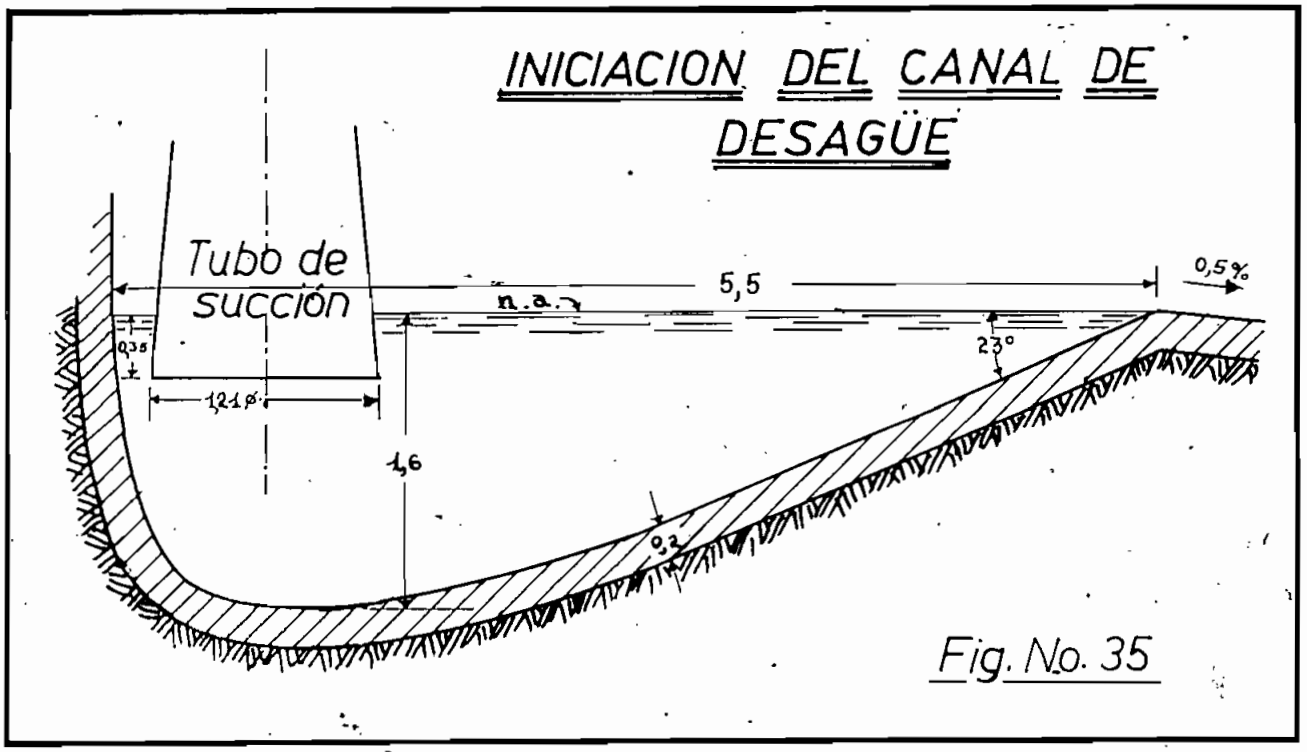


Fig. No. 35

forma que se indica en la figura No. 35.

A partir de la Casa de Máquinas el canal tiene un ancho de 1,45 mts. y una longitud de 20 mts. hasta desembocar en el río. Su sección mojada será de 0,89 mts^2. con una pendiente del 5 %. y una velocidad del agua de 2 mts./seg.

CAPITULO XII

GENERADOR Y EXCITATRIZ

GENERADOR.- [illegible].-

La energía mecánica obtenida en las turbinas es transformada en energía eléctrica a través de un [illegible], que en nuestro caso se llama alternador. El cálculo, diseño y dimensionamiento de éste, será realizado por el fabricante a base de los datos que se le enviarán, los mismos que se encuentran enunciados al final de este capítulo.

Como ya se mencionó, se instalarán en esta Central 2 generadores trifásicos que nos entreguen una potencia real de 420 KW. cada uno. Al suponer un factor de potencia de 0,85 , deberán producir una potencia aparente de:

$$Pa = \frac{420}{0,85} = 494 \text{ KVA.}$$

Los generadores irán montados sobre un eje acoplado directamente al eje de las turbinas (acoplamiento elástico). Sobre el mismo eje también se montará la excitatriz del generador.

Los inductores serán giratorios (rotor), lo que permitirá tomar el alto voltaje de generación de contactos fijos. Así, al mismo tiempo que se simplifica la construcción, se disminuirá la dificultad que representa el aislamiento de un in-

ducido giratorio. En este caso la corriente continua de bajo voltaje, para las bobinas del inductor, será tomada por anillos colectores situados en el extremo que mira hacia la excitatriz.

La tensión de generación en esta Central es actualmente de 6.600 voltios. Fijo para el futuro el mismo valor, ya que es común este voltaje para alternadores con una potencia como el nuestro. Además , este valor permitirá la transmisión económica de energía, pues debido a la cercanía entre la Central y la ciudad de Quito no será necesario elevar más la tensión, con lo cual se ahorra el valor de los transformadores de subida al salir las líneas de la Central y los de bajada al arribar a la ciudad.

El voltaje escogido de 6.600 V. permite también compensar totalmente o en parte la caída de tensión que existirá entre el alternador y la subestación de llegada, ya que es un 5% mayor que el voltaje de distribución de alta en la ciudad, que es 6.300 V.

Las fases del inducido del generador estarán conectadas en estrella y la tensión entre cada fase y neutro será:

$$E_F = \frac{E}{\sqrt{3}}$$

$$E_F = \frac{6.600}{1,732} = 3.810 \text{ V.}$$

El valor de corriente que circulará por cada fase será:

$$I = \frac{KVA.}{\sqrt{3}.E}$$

$$I = \frac{494}{1,732 \times 6,6} = 43,2 \text{ Amp.}$$

Será conveniente conectar el neutro a tierra, de este modo se consiguen algunas ventajas, como la necesidad de un menor aislamiento entre los conductores y la carcasa, los relés operan con más facilidad y las fallas producidas por corto circuitos se localizan en un sólo punto sin extenderse a los conductores de las fases vecinas.

ROTOR.-

Debido a que el accionamiento de los grupos se realizan por medio de turbinas hidráulicas, el inductor giratorio deberá construirse con polos salientes. Con esto los generadores resultan más cortos, pero más grandes en sus otras dimensiones, lo cual facilita la evacuación del calor de las pérdidas.

El número de polos del rotor viene dado por la fórmula:

$$p = \frac{f \cdot 60}{n}$$

En la cual

p = Número de pares de polos

f = Frecuencia del sistema

n = Velocidad de la máquina motriz en r.p.m.

Reemplazando los valores respectivos:

$$p = \frac{60 \times 60}{900} = 4$$

O sea que el rotor estará provisto de 8 polos.

Como material para la fabricación del rotor será conveniente utilizar láminas de hierro, aisladas entre sí y fuertemente prensadas. Las piezas polares de estas ruedas,

formadas por un núcleo y su respectiva cabeza ensanchada, deberán resistir la fuerza centrífuga de la pieza y de la bobina arrollada sobre ella. Para el cálculo de esta fuerza deberá tomarse en cuenta la velocidad de embalamiento mencionada en el capítulo anterior y que dijimos vale 1,8 veces la velocidad normal. Las bobinas de los polos estarán conectadas en serie y cuando el rotor gire pasarán a ser alternativamente positivas y negativas.

La entrada y salida de la corriente continua, que sirve para la excitación del generador, se efectuará por medio de anillos rozantes de bronce, sobre o acero; los que irán montados sobre el mismo eje del generador pero aislados eléctricamente de él. Las escobillas estarán formadas por carbón blando u otro material, de acuerdo al elemento utilizado en la fabricación de los anillos.

ESTATOR.-

Este también estará formado por láminas de hierro, aisladas entre sí y fuertemente prensadas, que se mantienen unidas por medio de pernos u otros medios. Las láminas podrán estar fijadas a la carcasa por colas de milano.

La carcasa que envuelve exteriormente al estator se debe procurar sea poco pesada, pero con la suficiente resistencia mecánica. Además su forma debe permitir una ventilación eficaz, para lo cual es conveniente dejar aberturas en las partes laterales de la misma, através de las cuales se establecerá una circulación del aire que sirve de refrigerante.

Las láminas estarán provistas de ranuras, en las que se

situarán los lados de las bobinas. Si razones especiales no aconsejaran lo contrario al fabricante, el número de ranuras por cada fase y por consiguiente por cada paso polar deberá ser un número entero.

Las ranuras irán recubiertas interiormente de material aislante, que en nuestro caso, con un voltaje de 6.600 V., sería una capa de mica blanca de 3,5 mm. de espesor *. También entre los conductores existirá una capa aislante. Los arrollamientos se impregnarán de barnis u otro aislante clase A.

El eje del generador estará apoyado sobre dos cojinetes, que de ser posible deber tener iguales características que los cojinetes sobre los que se apoye el eje de las turbinas, de tal modo que el desgaste que se produzca sea igual en todas ellas.

EXCITATRIZ.-

Tal como generalmente se acostumbra en instalaciones de esta clase, será conveniente utilizar una excitatriz "Compound" (Fig. No. 36), acoplada directamente al alternador (Montada sobre el mismo eje de éste).

La corriente necesaria para excitar el inductor del alternador debe ser contínua para mantener constantes las polaridades de cada pieza polar y se la obtendrá de un generador cuya potencia es aproximadamente del 0,75 al 2,5 % de la potencia del alternador. **

---

*Escuela del Técnico Electricista - Tomo V - pág. 250 - Ing. Königelöw.

**Electricidad Práctica Aplicada - Tomo IV - pág. 490 - Coyne.

El voltaje de bornes de este generador debe ser 5% más alto que la tensión normal de servicio, siendo las tensiones más usuales 115 V., 230 V. y 460 V. * Para nuestro caso y de acuerdo a la tabla 15 de la obra Manuela del Técnico Electricista - Tomo V, escojo una potencia de 5 KW. y una tensión normal de 110 V.

No es necesario emplear un voltaje elevado para la excitación del inductor, ya que la corriente que circula por él únicamente sirve para producir el flujo magnético cuya intensidad depende del número de amperios-vueltas existente en cada polo.

Debido a que nuestra excitatriz trabajará con un regulador automático de voltaje deberá estar en capacidad de suministrar un 40% más de tensión que la normal, ya que el circuito magnético no debe estar muy saturado, a fin de que el aumento de excitación necesario para un aumento dado de tensión de la máquina excitada, no sea demasiado grande.

CONEXCION DE LA EXCITATRIZ AL ALTERNADOR.-

En la Fig. No. 36 se encuentra representado el circuito de la excitatriz y sus conexiones al alternador, a través de aparatos de control y medida. En este caso se puede variar el voltaje de la excitatriz por medio de un reóstato de campo (R) o a través del regulador automático de voltaje.

*Manual AEG para instalaciones industriales de alumbrado y fuerza motriz - pág. 65.

**Manual Standard del Ingeniero Electricista - Tomo I - pág. 1.011 - A.E.Knowlton.

La regulación del voltaje es necesaria, pues al aumentar la carga en el sistema, circulará por éste una mayor corriente, que al mismo tiempo producirá una caída de tensión mayor y para que el voltaje en la carga permanezca constante hay que aumentar la tensión del alternador.

El voltímetro y amperímetro, que en la realidad, estarán situados en el respectivo tablero de control, se encuentran intercalados en este circuito entre el generador de corriente contínua y el interruptor de descarga del campo del alternador (S).

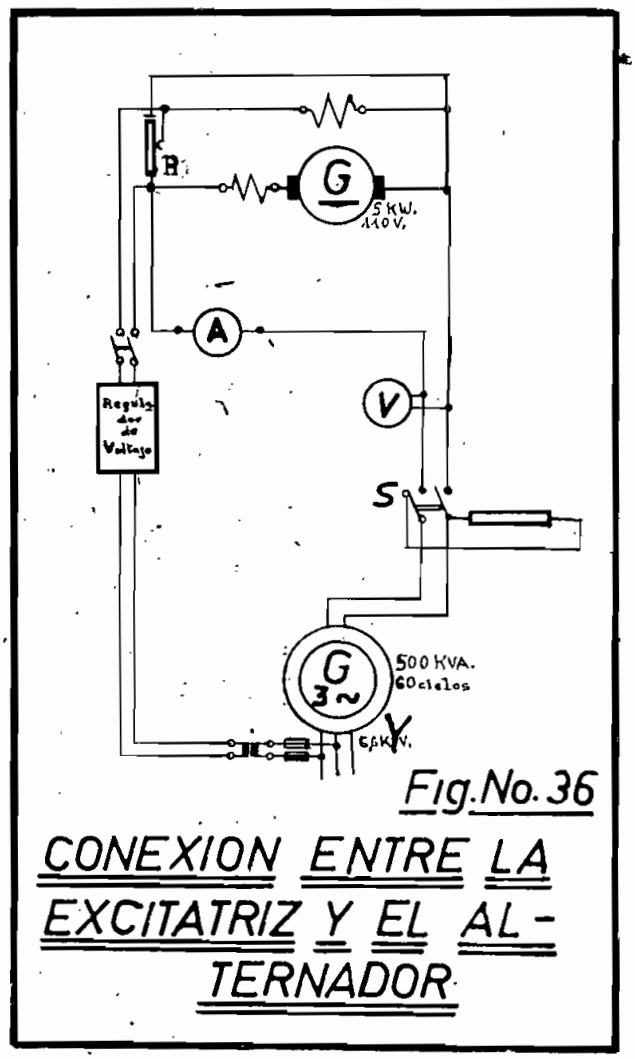


Fig. No. 36

CONEXION ENTRE LA EXCITATRIZ Y EL ALTERNADOR

Este interruptor de descarga permite conectar en el momento de abrir las cuchillas principales y durante el tiempo en que éstas permanecen abiertas, una resistencia llamada de descarga, que absorbe

los voltajes autoinducidos y la energía magnética del inductor, al mismo tiempo que permite que la corriente desaparezca gradualmente. Si esto no sucediera, debido a los altos voltajes autoinducidos se podría producir la perforación del aislamiento.

NOTA.- Todos los símbolos, esquemas de conección y circuitos de líneas que se representan en las figuras siguientes, están realizados de acuerdo a las Normas de la Industria Alemana (DIN) y de la Federación de Electrotécnicos del mismo país (VDE). Pudiendo encontrarse sus equivalentes en las hojas DIN 40.710 a 40.719.

DATOS A ENVIARSE AL FABRICANTE DEL GENERADOR Y LA EXCITATRIZ.-

Dos generadores con las siguientes características:

1.- Potencia real: 420 KW.

2.- Potencia aparente: 500 KVA.

3.- Voltaje: 6.600 V.

4.- Frecuencia: 60 ciclos

5.- Fases: 3

6.- Conección: Estrella, con neutro conectado a tierra.

7.- Velocidad: 900 r.p.m.

8.- Velocidad de embalamiento: 1,8 veces la velocidad normal.

9.- Máquina motriz: Turbina hidráulica, tipo Francis Normal.

10.- Posición del eje de la máquina motriz: Horizontal

11.- Acoplamiento al eje de la turbina: Elástico.

12.- Clase de cojinetes: Para que éstos sean de iguales características de los de la turbina, este

dato deberá ser proporcionado por el fabricante de la turbina.

13.- Momento de inercia: También este dato será proporcionado por el fabricante de la turbina.

Dos excitatrices para acoplamiento sobre el mismo eje de los generadores mencionados, provistas de regulador automático de tensión, y con las siguientes características:

1.- Tipo: Compound.

2.- Voltaje normal: 110 V.

3.- Potencia: 5 KW.

4.- Velocidad: 900 r.p.m.

Además deberán ser observados los siguientes datos generales para la construcción y envío del equipo:

1.- Temperatura máxima media anual: 22,8°C.

2.- Temperatura mínima media anual: 7,8°C.

3.- Temperatura máxima absoluta anual: 27,5°C.

4.- Temperatura mínima absoluta anual: 2,7°C.

5.- Humedad relativa: 78 %

Datos generales:

6.- Altura de instalación sobre el nivel del mar: 2.532 mtrs.

7.- Peso máximo de los bultos: 2 toneladas (De acuerdo con la grúa existente en la Central de Guápulo).

8.- Tamaño máximo de los bultos: Se proporcionará al fabricante, un plano longitudinal de la tubería, en la parte en que ésta pasa por encima del carretero, indicando además la altura de

la plataforma disponible para el transporte de los bultos.

NOTA.- Los datos climatológicos fueron proporcionados por el Observatorio Meteorológico en Quito, y por la carretera a Guápulo, son también aplicables allí.

C A P I T U L O XXI

GENERALIDADES SOBRE LOS INSTRUMENTOS DE MEDIDA Y PROTECCION

APARATOS DE MEDIDA.-

Estos servirán para vigilar el funcionamiento eléctrico de toda la Central. Irán montados sobre paneles verticales, iluminados y situados de tal modo que permitan una visibilidad amplia de todos ellos, al mismo tiempo que una maniobra rápida de los aparatos de mando.

Los paneles irán situados más o menos en el centro del local, en el mismo sitio donde se encuentran los actuales (Fotografías No. 11 y 13).

Fotografía No. 13.- Vista de los tableros de Control y mando instalados en la Casa de Máquinas de la Central de Guápulo.

Será conveniente situar el panel de cada excitatriz contiguo al del correspondiente alternador. Los instrumentos de medida no deberán ser colocados demasiado juntos sobre los cuadros, sinó más bien algo separados, de tal modo que haya espacio suficiente para poder trabajar en cualquiera de ellos sin que estorben los contíguos, además se colocarán sistemáticamente, de tal modo que permitan una observación ordenada y rápida.

Los instrumentos a utilizarse serán del tipo apropiado para empotramiento, de tal modo que en la parte frontal del tablero únicamente se vean las escalas y en la parte posterior estén las cajas con el equipo de medida y las conecciones.

En los tableros se instalarán los siguientes aparatos de medida, necesarios para cada uno de los grupos.

Generador

1.- 3 amperímetros (También se podría instalar un solo amperímetro, provisto de un conmutador)

2.- 1 voltímetro, provisto de un conmutador de cuatro posiciones.

3.- 1 Kilowatímetro indicador

4.- 1 " registrador

5.- 1 medidor de factor de potencia, o en su defecto un medidor de KVA.

6.- 1 contador de KWh.

Excitatriz

7.- 1 amperímetro

8.- 1 voltímetro

Como todas las medidas, correspondientes al generador,

se realizará en alta tensión, será necesario conectar los aparatos respectivos através de transformadores de intensidad y tensión.

La Fig. No. 37 muestra el esquema de las conexiones de los aparatos de medida a la salida del inducido de uno de los generadores; mientras que en el plano No. 6, se indica la conexión de todos los aparatos de medida y control de la Central.

INSTRUMENTOS PARA LA CONEXION EN PARALELO.-

Para que los dos generadores, a instalarse en esta Central, puedan funcionar en paralelo entre si, o para que la Central trabaje en paralelo con el resto del sistema, necesitan cumplirse las siguientes condiciones:

a.- Los voltajes deben de ser iguales,

b.- Las frecuencias deben de ser idénticas y

c.- Debe existir secuencia de fases o sincronización.

Al cumplirse las tres condiciones simultáneamente para las dos máquinas, o para una de ellas y la red, se puede proceder a cerrar el interruptor del inducido y acoplar en paralelo el generador entrante y las barras colectoras.

El que se cumplan estas condiciones al mismo tiempo quiere decir que las curvas de tensión de las máquinas a conectarse en paralelo, alcanzan en idénticos momentos sus valores máximos y mínimos.

Para obtener una frecuencia fija en las máquinas generadoras, será necesario variar la velocidad de las turbinas,

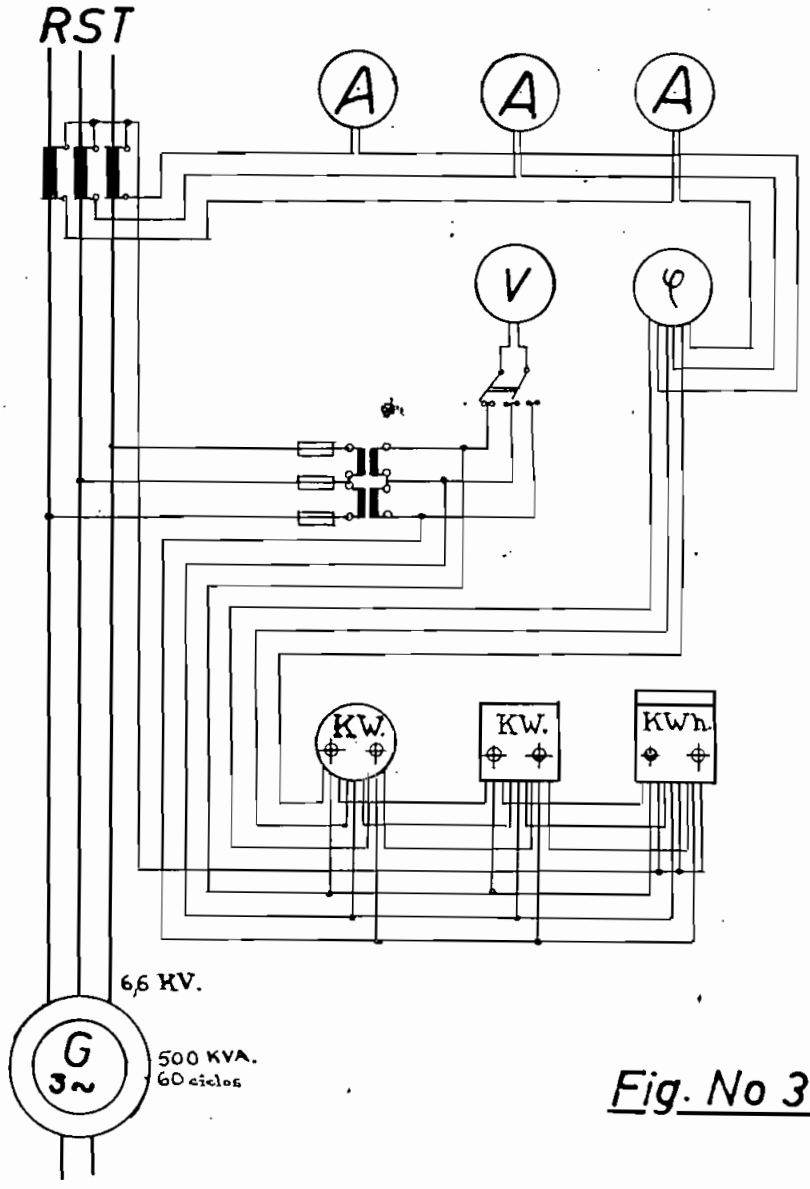
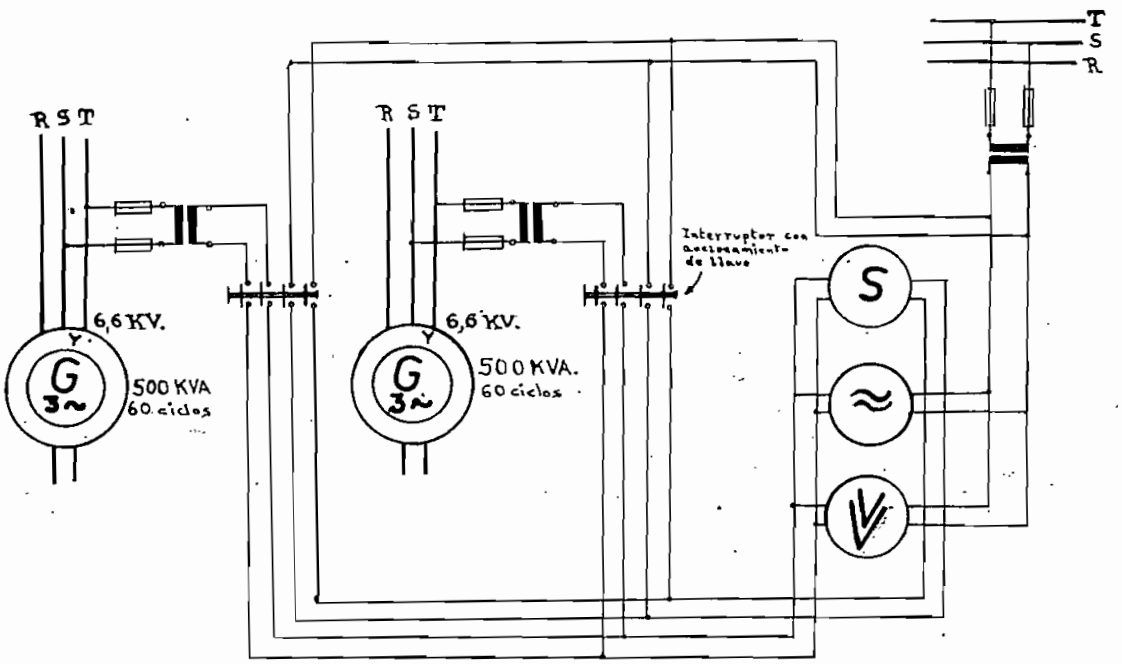


Fig. No 37

ESQUEMA DE CONEXION DE LOS APARATOS DE MEDIDA DE UN ALTERNADOR

esto se conseguirá accionando el regulador de las mismas por medio de un conmutador giratorio, montado sobre el tablero de maniobra, al que a su vez se encuentra unido por un circuito eléctrico a un pequeño motor conectado al tallo de ajuste del regulador.

Al cambiar los conductores de conexión de las máquinas con la red, debe tenerse en cuenta que únicamente deben unirse conductores de la misma fase; puesto que el sentido eléctrico de giro, debe ser idéntico en todas las máquinas que trabajen



CONEXIONES PARA ACOPLAMIENTO EN PARALELO DE LOS DOS GENERADORES.

Fig. No. 38

en paralelo .

Para poder controlar la puesta en paralelo de instalaciones como la nuestra, será necesario instalar:

1.- Un sincroniscopio,

2.- Un voltímetro doble, y

3.- Un frecuencímetro doble.

Estos tres instrumentos se montarán en un bastidor común giratorio.

Su conexión a los generadores y a la red se indican en la Fig. No. 38 y en el plano No. 6.

DISPOSITIVOS DE PROTECCION.-

Por motivos técnicos y económicos, la E.E.Q. debe poder garantizar a sus clientes un suministro de energía más o menos ininterrumpido. Para lo cual a más de la perfecta y segura instalación del servicio de generación, transmisión y distribución, deberá tener un sistema de protección que permita detectar y eliminar rápidamente todas las fallas que puedan presentarse en el sistema.

Estos dispositivos de protección deben permitir una desconexión rápida y selectiva de los aparatos, de tal modo que la destrucción se limite únicamente a una pequeña zona y sea ésta la única que se separe del sistema, quedando el resto en funcionamiento. En nuestro caso, a ser posible, las fallas deberán limitarse a cada uno de los generadores.

En esta parte únicamente me referiré a las fallas que puedan presentarse en los generadores y a sus respectivos dispositivos de protección. Fallas que pueden tener como

orígen sobrecargas contactos a tierra, corto circuitos, sobretensiones, etc.

Para poder prevenir y controlar todas estas fallas, será conveniente la instalación de algunos relés. Generalmente en instalaciones como la nuestra se dispone una protección contra sobreintensidades y una protección diferencial.

Los relés utilizados para este fin, son conectados a las fases del sistema por intermedio de transformadores de intensidad y corriente de acuerdo a la falla que se desee detectar y utilizan diferentes métodos de discriminación para localizar los daños. La corriente procedente de las fases, accionará un relevador de desenganche, a través de cuyos contactos circulará corriente, proveniente de una batería, hacia el interruptor automático. Se puede hacer también que la armadura del relevador no accione de inmediato el contacto de disparo, sinó que ponga en funcionamiento un dispositivo de tiempo, que al finalizar su marcha, cierra el contacto por el que se envía la corriente contínua hacia el disparador del disyuntor.

PROTECCION CONTRA CONTACTOS EN LOS ARROLLAMIENTOS.-

Puede suceder que entre los arrollamientos de dos fases del inducido se produzca una falla en el aislamiento, provocándose un corto/circuito.

Para detectar este tipo de falla se utiliza un relé diferencial, cuya conexión se encuentra ilustrada en la figura No. 39 y su posición con respecto al resto del sistema eléctrico, de la Casa de Máquinas, en el plano No. 6.

En este tipo de protección, los transformadores de intensidad de una misma fase, son conectados en serie al comienzo y final del arrollamiento de cada una de las fases.

Al existir un corto circuito, en el interior del generador, se produce una diferencia de corriente entre los transformadores de una misma fase, circulando esta diferencia por el relevador diferencial, el cual reacciona operando el desenganche del interruptor.

Durante el servicio normal del generador, las corrientes que fluyen por los transformadores mencionados serán iguales y por lo tanto en los tres hilos que van al relevador diferencial, la tensión será cero y no circulará corriente por el relevador.

El relé diferencial no debe estar ajustado de manera muy sencible, de tal modo que no de lugar a falsos desenganches. En general este tipo de relés se ajustan para que desconecten cuando se hagan presentes corrientes de un 30% de la nominal.*

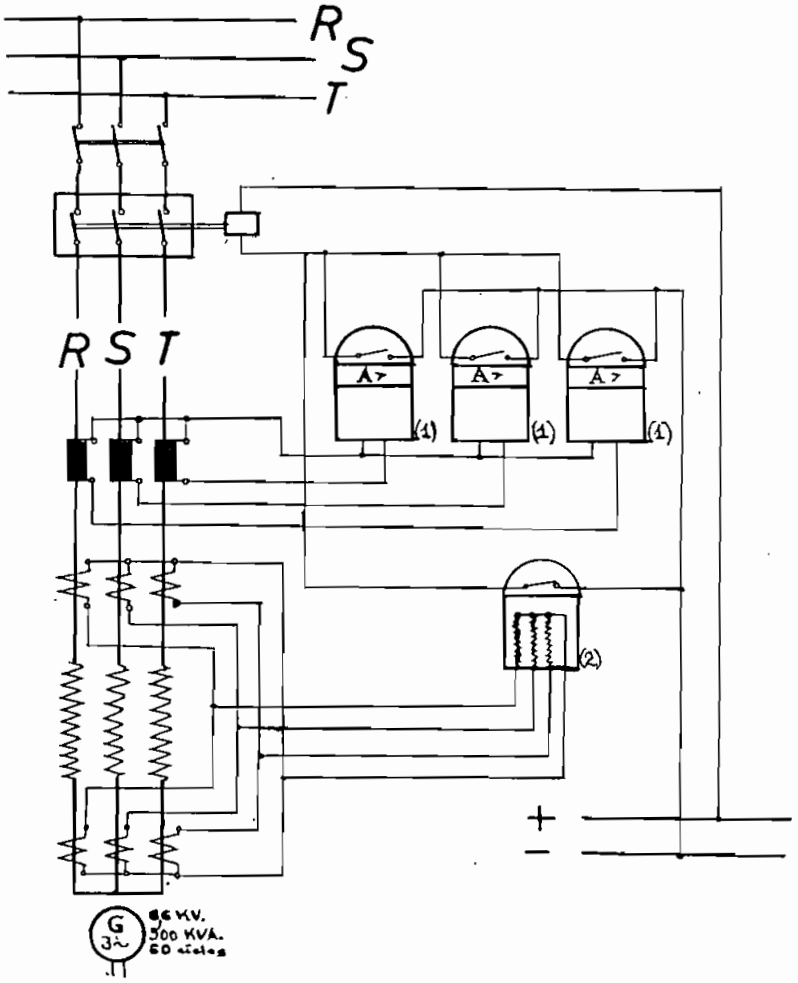
PROTECCION CONTRA SOBREINTENSIDAD.-

En los devanados del estator se produce un enorme calentamiento, debido a la sobreintensidad cuando existe un corto circuito en la red o se desconectan máquinas que marchan en paralelo. Como este calentamiento no es admisible, deberá instalarse un relé que reaccione cuando el valor de la corriente que circule sobrepase un valor y tiempo admisible.

La conexión de los relés (Uno por cada fase) se muestra

---

*Centrales y Redes Eléctricas-Pág. 144-TH.Buchold y H.Happoldt.



CONEXION DE LOS RELES DE SOBREINTENSIDAD (1) Y DEL RELE DIFERENCIAL (2)

Fig. No. 39

en la Fig. No. 39. Estos relés están formados por relevadores de tiempo y sobreintensidad, entrando a funcionar primero los de tiempo, que después de un intervalo ajustado hacen funcionar a los segundos, los mismos que permiten el paso de la corriente continua que dispara el interruptor automático.

DISPOSITIVOS PARA INTERRUPCION.-

Estos dispositivos sirven para cerrar o abrir los órganos de contacto del circuito eléctrico de unión entre cada uno de los generadores y las barras colectoras en condiciones normales o anormales.

En cada uno de nuestros circuitos utilizaremos dos dispositivos de interrupción. El primero formado por seccionadores de cuchilla que se manipularán únicamente cuando no circula la corriente por el circuito y el segundo formado por un disyuntor, el cual bajo condiciones anormales de funcionamiento y como consecuencia del mando de los relés, abrirá su interruptor impidiendo de éste modo que siga circulando corriente.

Los seccionadores de cuchilla, o desconectadores se utilizarán principalmente para aislar los interruptores y el resto del equipo, cuando se lo someta a revisiones o mantenimiento. Serán de construcción tripolar, montados individualmente sobre aisladores que a su vez estarán soportados por un bastidor. Las cuchillas girarán apoyadas en uno de sus extremos y estarán acopladas entre sí por un eje común, que se acciona en conjunto, ya sea por una pértiga o una biela de accionamiento.

El disyuntor o interruptor automático, funcionará numer-

gido en un tanque de aceite; líquido que con su gran poder dieléctrico y gracias a los gases que se forman al producirse el arco, resulta muy eficaz para extinguir éste y evitar su restablecimiento.

El tanque de acero, en que se encuentre el dispositivo de desconexión, estará parcialmente lleno de aceite. Los conductores de conexión pasarán a través de la tapa, mediante aisladores de paso y entre sus extremos se establecerá un puente por medio de una pieza conductora, movida por una biela o barra de material aislante, que en caso de disparo se desconectará rápidamente.

Los dispositivos de desconexión de las tres fases se encontrarán dentro del mismo tanque, separados entre sí por paredes aislantes.

Al existir una falla en el circuito, ésta será denunciada por los relés, los cuales harán funcionar la bobina de disparo del disyuntor. El mismo que por medio de un electroimán desenganchará el dispositivo de retención de los contactos, produciéndose la desconexión.

La desconexión y ruptura del arco deberá efectuarse a los pocos ciclos después de haberse establecido la condición anormal, de tal modo que la avería no se propague a una gran zona. Este tiempo generalmente es de 5 u 6 ciclos.

El interruptor deberá ser de tal naturaleza, que soporte sin ningún recalentamiento la carga normal y corte rápidamente la corriente de corto circuito sin que sus contactos se dañen.

En el plano No. 6 se encuentran dibujadas las posiciones

que dentro del circuito de la Casa de Máquinas ocuparán los seccionadores y disyuntores.

PROTECCION CONTRA SOBRETENSIONES.-

Estas pueden ser producidas por descargas atmosféricas, maniobras u otras perturbaciones y se pueden manifestar en la instalación, produciendo la perforación de los aislamientos y consecuentemente corto circuitos entre conductores contíguos.

Para proteger la instalación de este peligro se utilizarán pararrayos, los cuales actúan como válvulas de seguridad que descargan las sobretensiones a tierra. Estarán formados por unos discos cuyo valor de resistencia disminuye conforme aumenta la tensión. El pararrayos se conectará a la protección de tierra de toda la Casa de Máquinas, en un punto lo más cercano a ésta.

CONEXION A TIERRA.-

Será conveniente que los armazones de todos los aparatos y equipos instalados en la Central estén conectados a un conductor puesto bajo tierra, de tal modo que se pueda dar seguridad al personal y también evitar daños mayores en el caso de fallas en el aislamiento. La longitud y sección de este conductor dependen de la resistencia eléctrica del terreno en que está situada la Casa de Máquinas.

A N E X O

R E G I S T R O S

ANEXO No. 1

Registro de Energía Mensual Generada en la CENTRAL DE CHAPELCO

Año	1954	1955	1956	1957	1958
Mes					
Enero	315.840	360.590	315.840	331.090	332.600
Febrero	288.110	316.450	322.450	271.680	285.690
Marzo	331.220	352.430	361.570	358.260	308.290
Abril	329.750	326.790	345.770	343.370	316.720
Mayo	311.750	362.290	300.590	387.740	335.030
Junio	306.960	353.470	323.730	347.270	282.660
Julio	302.260	347.100	308.940	314.460	264.960
Agosto	279.900	336.210	291.480	289.660	248.270
Septiembre	257.410	327.940	279.550	273.160	230.230
Octubre	334.430	332.850	338.700	293.420	295.110
Noviembre	336.580	328.680	305.900	285.850	211.930
Diciembre	350.470	344.200	294.380	286.130	245.480

NOTA.- Los valores mencionados son en Kwh. y han sido tomados de los registros de la E.L.Ch.

ANEXO Nr.1 (continuación)

Registros de Lluvia Mensual Caída en la Zona de QUITO

Año	1954	1955	1956	1957	1958
Mes					
Enero	152,3	209,4	98,2	87,1	139,5
Febrero	59,2	119,1	124,8	129,5	78,2
Marzo	243,9	216,8	138,8	195,1	96,2
Abril	216,1	225,9	221,0	292,7	265,8
Mayo	84,5	99,4	46,5	97,1	107,1
Junio	98,8	46,7	81,7	19,5	32,8
Julio	16,3	64,7	33,2	6,4	2,2
Agosto	20,4	27,6	22,0	25,7	53,2
Septiembre	59,5	66,1	63,0	105,3	22,7
Octubre	191,2	94,5	200,4	116,8	51,8
Noviembre	155,3	96,0	28,6	51,7	45,0
Diciembre	86,5	88,2	90,3	97,8	128,0

NOTA.- Los valores mencionados son registrados en la estación meteorológica del Observatorio de Quito.

R E G I S T R O No. 2

REGISTROS DE GENERACION EN LA CENTRAL HIDROELECTRICA DE GUAPULO

Día / Hora	15.1	26.2	6.3	14.4	21.5	13.6	14.7	12.8	12.9	3.10	20.11	10.12
1	200	220	220	220	220	220	200	220	220	220	200	220
2	200	220	220	220	220	220	200	220	220	220	200	220
3	200	200	200	220	200	200	200	200	220	220	200	220
4	200	200	200	220	200	200	200	200	200	200	200	200
5	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
6	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
7	620	620	620	200	620	200	620	620	620	200	200	620
8	620	620	620	620	620	620	620	620	620	620	400	620
9	620	620	620	620	620	620	620	620	620	620	400	620
10	620	620	620	620	620	620	620	620	620	620	400	420
11	620	620	620	620	620	620	620	200	200	200	200	200
12	620	420	620	620	620	420	200	200	200	200	200	200
13	620	420	620	620	420	420	200	200	200	200	200	200
14	620	420	620	620	420	420	200	200	200	420	200	200
15	620	420	420	620	420	420	420	420	200	420	200	200
16	620	420	420	620	420	420	420	420	200	420	200	420
17	5[illegible]0	510	420	715	420	420	420	420	420	420	420	420
18	520	505	420	700	755	620	420	420	420	420	420	420
19	695	890	490	900	940	915	740	505	740	940	940	925
20	910	890	910	890	925	760	915	900	925	730	720	725
21	705	690	690	690	925	755	710	500	525	420	420	520
22	515	690	500	690	620	540	420	420	420	420	420	200
23	495	420	490	420	420	180	420	420	220	220	220	200
24	200	220	220	220	220	180	220	220	220	220	220	200

NOTA: Los datos de este registro corresponden al año 1958. Los valores son en KW.

R E G I S T R O No. 3

****

Jueves,21 de Abril de 1960

Hora - Total Quito	Hora - Guápulo.
1.....7.700	1.....200
2.....7.200	2.....200
3.....7.000	3.....200
4.....7.200	4.....200
5.....7.650	5.....200
6.....9.000	6.....200
6,30..11.600	
7.....11.600	7.....740
7,10..13.450	
7,55..13.500	8.....740
8,35..13.650	
9.....14.800	9.....740
9,40..15.400	
10,15.15.700	10.....740
10,25.16.200	
10,55.14.600	11.....740
11,30.14.700	
12.10.13.000	12.....740
12,20.12.500	13.....620
14,10.12.500	14.....620
14,15.13.100	
14,35.14.000	
14,45.14.500	
15,15.15.100	15.....620
16,20.15.800	16.....620

Miércoles,29 de Junio de 1.960

Hora - Total Quito	Hora - Guápulo
0,30...7.800	
1.....7.450	1.....220
2.....7.050	2.....220
3.....6.700	3.....220
4.....6.850	4.....220
5.....7.250	5.....220
5,55...8.600	6.....220
6,40..13.300	7.....620
7,25..13.500	
7,45..13.500	8.....620
8,30..14.350	
9,20..14.050	9.....620
9,40..14.300	10.....620
10,35..14.600	
11,20..14.000	11.....620
12,20..14.450	12.....620
12,35..12.250	
13,10..12.150	13.....420
13,35..12.950	
14.....12.900	14.....420
14,45..12.900	
15.....14.200	15.....420
15,30..14.150	
16.....14.050	16.....420
16,45..15.450	

Continúa.-

Jueves,21 de Abril de 1960

Hora	Total Quito	Hora	Guápulo
16,30	17,850		
17,10	18,480	17	620
18,20	15,150		
17,35	19,380		
18,05	17,280	18	620
18,15	20,160		
18,50	21,460		
19,10	21,560	19	940
20	19,600	20	940
21	18,060	21	940
21,30	16,380		
22	17,700	22	620
22,35	11,940		
23	12,400	23	620
24	7,600	24	220

Miércoles,29 de Junio de 1960

Hora	Total Quito	Hora	Guápulo
17	14,750	17	420
18	15,640	18	420
18,30	16,100		
19	19,620	19	740
19,10	20,320		
19,30	20,420		
20	19,320	20	940
20,25	19,220		
20,50	18,620	21	740
21,15	17,940		
21,20	16,940		
22	17,740	22	420
22,50	11,780	23	420
23,15	10,080		
23,30	9,620		
23,45	9,100		
24	8,700		

NOTA.- Los valores son en KW. La columna "Total Quito" corresponde a la potencia generada en las centrales hidráulicas de Los Chillos, Guangopolo, Guápulo, Nachami y en la Central térmica de Chaquito.

Los valores son tomados de los archivos de la E.E.Q.

REGISTRO Nº. 9

Registro de Energía Diaria Generada en la CENTRAL de CHAPULO

KWH

Año	1954	1955	1956	1957	1958
Día					
1	10.870	S 12.880	D 10.730	12.070	11.100
2	S 10.470	D 13.400	11.490	12.580	10.870
3	D 5.650	13.700	10.930	12.270	10.250
4	11.030	X 8.630	10.580	12.680	S 9.990
5	10.760	13.840	10.910	S 11.810	D 3.380
6	11.120	12.980	10.080	D 3.990	9.950
7	11.310	13.250	S 10.860	11.430	X 12.290
8	10.980	S 8.550	D 6.210	11.820	10.630
9	S 10.290	D 4.080	10.720	12.410	10.600
10	D 5.810	12.740	10.800	10.690	11.220
11	11.570	12.790	X 10.030	11.960	S 10.690
12	11.190	12.530	X 10.070	S 11.750	D 3.280
13	11.670	12.520	10.250	D 4.890	12.020
14	11.980	12.920	S 10.180	12.100	11.540
15	11.490	S 12.570	D 3.170	14.640	12.140
16	S 11.080	D 5.490	10.800	11.650	X 12.180
17	D 4.200	14.510	11.900	11.590	16.800
18	11.020	13.350	10.530	11.180	S 12.260
19	10.730	13.310	10.620	S 11.440	D 3.710
20	10.600	13.750	10.350	D 4.320	11.080
21	11.470	13.830	S 10.960	11.100	10.740
22	11.900	S 11.010	D 4.060	11.060	10.980
23	S 11.680	D 4.690	10.820	11.440	11.650
24	D 4.680	X 12.070	10.700	X 9.950	10.850
25	11.330	13.200	10.770	11.570	S 13.590

Año / Día	1954	1955	1956	1957	1958
26	11.930	12.830	10.970	S 11.660	D 3.810
27	11.710	13.140	13.440	D 4.420	13.870
28	10.970	13.040	S 13.400	11.190	13.920
29	12.220	S 12.650	D 4.300	11.030	12.680
30	S 10.800	D 4.000	13.710	9.990	15.650
31	D 4.630	12.530	X 11.700	10.980	12.240
		FEBRERO			
1	11.300	13.490	13.050	10.250	S 10.840
2	X 10.530	13.470	X 11.590	S 9.940	D 5.200
3	10.800	12.920	11.830	X 3.680	13.280
4	11.320	12.850	S 11.720	X 10.330	12.350
5	11.220	S 12.780	D 5.070	12.190	12.230
6	S 10.720	D 4.740	13.130	11.380	12.350
7	D 4.560	12.380	12.480	11.310	11.950
8	11.620	12.850	11.960	10.810	S 11.180
9	11.340	12.750	12.980	S 10.050	D 3.520
10	11.540	12.580	12.130	D 3.360	11.980
11	11.680	12.110	S 12.500	10.220	11.720
12	12.080	S 12.430	D 4.380	10.030	10.810
13	S 11.190	D 4.810	13.260	10.540	10.230
14	D 4.720	12.300	13.110	X 9.430	10.180
15	———	12.130	12.320	9.890	S 10.390
16	11.480	12.160	11.620	S 9.860	D 4.070
17	11.490	12.050	12.330	D 4.180	10.110
18	11.550	12.490	S 10.670	11.600	10.380
19	11.730	S 12.190	D 3.900	10.150	9.970
20	S 11.090	D 4.340	12.080	9.720	X 11.070

Año	1954	1955	1956	1957	1958
Días					
21	D 5.020	11.760	12.540	9.910	10.590
22	10.850	11.630	12.050	10.640	S 10.220
23	X 11.950	11630	13.120	S 11.370	D 4.280
24	11.280	12.310	12.510	D 5.560	11.550
25	11.830	12.770	S 11.380	11.510	11.970
26	10.910	S 11.790	D 5.150	11.730	11.400
27	S 10.550	D 4.850	11.640	12.390	X 10.320
28	D 4.010	11.870	X 11.830	12.250	11.760
29			X 10.850		

M A R Z O

1	11.270	13.010	X 12.070	11.230	S 10.680
2	11.080	12.730	12.730	S 11.890	D 4.540
3	11.060	12.510	S 12.520	D 4.080	13.160
4	10.100	12.390	D 5.190	11.980	11.540
5	10.940	S 12.420	11.840	12.420	11.930
6	S 10.290	D 5.900	11.730	11.520	11.440
7	D 4.570	12.900	11.620	X 11.780	11.850
8	10.960	12.440	12.060	11.740	S 10.490
9	12.270	12.480	X 11.160	S 11.810	D 3.240
10	10.840	12.470	S 11.250	D 4.660	10.800
11	X 9.380	12.770	D 4.220	11.500	10.510
12	10.810	S 12.940	13.480	11.850	10.640
13	S 11.690	D 4.900	13.480	13.940	10.560
14	D 4.670	X 12.560	13.420	X 12.760	10.300
15	11.920	12.840	13.280	X 11.900	S 10.510
16	11.290	12.930	13.350	S 13.840	D 4.000
17	X 10.750	12.820	S 13.430	D 5.360	10.300
18	11.890	12.140	D 8.390	13.760	11.280

Año	1954	1955	1956	1957	1958
Día					
19	11.760	S 11.050	13.150	14.250	X 9.190
20	S 11.010	D 4.950	13.450	13.970	10.940
21	D 4.940	X 10.830	13.370	14.330	11.980
22	11.950	12.690	12.810	14.470	S 13.150
23	12.100	X 10.810	13.000	S 11.870	D 3.780
24	11.820	12.370	S 13.550	D 4.570	X 8.090
25	12.450	12.620	D 4.840	13.860	11.100
26	X 11.980	S 12.170	X 12.420	13.820	10.990
27	S 12.830	D 5.030	12.990	13.780	11.960
28	D 6.800	19.200	12.680	13.790	X 11.530
29	12.880	19.240	12.260	13.730	S 12.180
30	12.980	20.240	11.400	S 13.190	D 4.360
31	12.510	19.570	S 11.510	D 5.230	12.070

ABRIL

1	12.630	X 12.190	D 3.300	12.830	10.260
2	12.910	S 12.200	12.120	14.290	10.510
3	S 11.190	D 4.230	11.370	X 12.910	11.000
4	D 6.900	12.600	X 6.940	14.180	11.440
5	15.750	12.950	X 10.850	14.860	S 11.840
6	12.700	X 10.690	X 10.070	S 13.080	D 3.150
7	10.930	X 11.080	S 11.360	D 5.140	10.740
8	11.820	12.570	D 9.490	15.260	12.360
9	12.810	S 11.790	11.880	13.780	X 10.640
10	S 3.390	D 5.790	12.060	14.410	X 9.540
11	D 6.060	X 11.930	12.310	14.050	11.390
12	12.950	13.360	12.490	14.390	S 8.780
13	11.790	X 11.530	12.760	S 11.170	D 5.150
14	X 11.980	X 11.560	S 11.670	———	11.760

Año	1954	1955	1956	1957	1958
Día					
15	11.720 X	12.700 D	4.230 X	4.470	12.750
16	11.800 S	9.020	12.580 X	16.860	12.620
17	S 10.670 D	4.970	12.720	15.440 X	9.580
18	D 5.200	13.420 X	12.700	16.270	12.700
19	11.930	———	14.370	12.010 S	11.130
20	12.080 X	7.530	13.380 S	12.460 D	3.830
21	11.440	13.460 S	21.890 D	4.420 X	11.290
22	10.810	12.950 D	9.010	15.680	12.590
23	X 8.860 S	13.220	13.360	15.900	13.490
24	S 8.700 D	6.050	12.770 X	14.680	12.940
25	D 5.240	13.460	12.560 X	4.500	12.440
26	X 11.590	13.700	12.800 X	25.320 S	10.940
27	11.380	13.710 X	10.230 S	9.850 D	4.210
28	X 10.920	13.570 S	13.160 D	15.780	12.800
29	11.710	13.630 D	11.000	15.120	12.670
30	11.680 S	11.110 X	10.810	14.720	12.220

M A Y O

1	S 11.640 D	5.690	X 2.810	X 4.970	X 18.130
2	D 4.740	12.820	X 10.490	15.770	X 11.440
3	X 9.980	13.250	12.180	15.280	S 12.850
4	11.880	12.860	11.630	S 14.510 D	4.920
5	12.860 X	12.200	S 3.710 D	5.000	12.830
6	11.920	13.510	D 3.910	13.950	13.280
7	11.530 S	12.800	11.910	13.640	12.970
8	S 11.250 D	5.460	12.050	24.060	12.360
9	D 4.910	13.690	12.150	23.970	12.280
10	11.820	13.660	11.820	24.280	S 12.180
11	11.290	13.000	11.390	S 13.780 D	4.060

Año / Día	1954	1955	1956	1957	1958
12	11.460	13.410	S 7.490	D 5.030	12.120
13	11.060	13.120	D 4.170	14.480	11.870
14	X 9.660	S 11.880	12.070	14.290	10.510
15	S 10.950	D 5.860	11.970	14.140	11.010
16	D 4.490	X 12.970	11.950	14.500	12.060
17	11.280	12.970	11.860	13.100	S 10.610
18	12.340	13.240	11.800	S 12.370	D 3.890
19	11.510	13.140	S 7.050	D 5.030	11.190
20	11.990	12.840	D 3.980	13.970	11.310
21	X 11.190	S 12.750	X 10.440	14.650	11.870
22	S 11.670	D 4.950	X 8.990	13.880	13.330
23	D 4.970	13.070	12.380	15.040	11.900
24	X 11.250	12.960	X 8.980	11.960	S 10.900
25	11.380	13.290	12.520	S 13.950	D 5.720
26	X 9.610	13.340	S 8.450	D 3.050	11.530
27	X 9.870	X 12.810	D 5.130	X 13.030	11.210
28	X 9.830	S 12.490	11.730	X 14.170	10.300
29	S 9.220	D 4.480	X 11.210	13.940	12.090
30	D 4.130	13.370	12.680	14.210	11.880
31	11.110	12.650	12.150	14.940	S 10.600

J U N I O

1	10.940	13.180	12.500	S 13.790	D 3.980
2	10.320	13.170	S 7.000	D 4.420	10.350
3	10.060	X 12.170	D 4.410	X 12.530	10.350
4	11.220	S 12.380	12.390	15.480	10.730
5	S 10.670	D 6.390	13.340	14.070	10.370
6	D 4.230	13.160	12.780	14.140	9.930
7	11.330	13.080	12.340	13.800	S 10.100

Año	1954	1955	1956	1957	1958
Día					
8	11.140 X	10.720	12.210	S 13.640	D 3.260
9	11.070	12.440	S 7.740	D 4.550	10.480
10	10.690	12.960	D 3.950	13.100	10.200
11	10.520	S 12.760	12.110	14.100	10.570
12	S 10.290	D 5.800	12.520	X 14.230	10.270
13	D 2.690	13.080	11.940	14.510	10.670
14	11.010	12.770	12.280	12.910	S 9.870
15	12.050	13.450	12.870	S 12.200	D 3.820
16	10.860	13.990	S 12.490	D 5.080	10.740
17	11.620	13.180	D 4.990	12.280	12.360
18	12.650	S 11.610	12.220	12.260	12.930
19	S 10.450	D 6.310	X 10.150	12.330	12.180
20	D 4.180	13.020	12.460	11.930	X 11.260
21	11.430	12.840	11.790	12.800	S 7.710
22	X 9.950	12.860	11.930	S 11.630	D 4.080
23	10.830	12.820	S 12.440	D 4.350	10.720
24	11.970	12.590	D 3.300	12.380	10.940
25	X 10.170	S 12.240	12.030	12.220	10.430
26	S 11.650	D 5.150	X 10.790	12.280	10.940
27	D 10.490	12.910	12.210	X 11.500	10.830
28	11.350	12.530	12.180	11.960	S 10.260
29	10.940	12.040	12.200	S 11.620	D 3.800
30	11.380	12.330	S 12.160	D 5.790	10.150

JULIO

1	11.600	12.700	D 4.340	12.030	10.180
2	11.710	S 12.940	11.470	11.800	10.310
3	S 10.750	D 5.380	12.040	12.200	9.390

Año	1954	1955	1956	1957	1958
Día					
4	D 5.020	12.510	12.110	12.380	10.190
5	10.910	12.540	11.980	12.230	S 9.890
6	11.240	12.590	11.990	S 11.280	D 3.190
7	11.180	11.260	———	D 4.310	10.200
8	11.140	13.640	———	10.570	10.390
9	10.970	S 12.140	———	10.670	10.290
10	S 9.280	D 5.350	———	10.990	9.850
11	D 4.45[illegible]	12.180	10.260	10.970	9.330
12	10.990	13.040	11.090	11.210	S 8.900
13	11.050	13.240	10.340	S 8.850	D 3.520
14	11.120	13.220	S 10.310	D 4.080	9.490
15	10.650	12.610	D 4.140	10.510	8.680
16	10.500	S 12.940	10.480	12.640	9.310
17	S 9.970	D 4.700	10.350	11.930	8.770
18	D 5.280	12.320	———	11.220	9.330
19	10.460	12.450	10.050	11.840	S 8.940
20	9.890	12.170	9.960	S 8.860	D 3.560
21	10.450	12.160	S 10.630	D 3.860	9.380
22	10.050	12.510	D 4.650	9.850	9.160
23	10.230	S 12.380	14.970	11.070	8.860
24	S 8.170	D 4.510	14.940	11.490	X 6.710
25	D 2.990	X 10.640	12.740	10.730	9.080
26	10.520	12.240	11.280	10.600	S 9.130
27	10.190	12.460	10.980	S 10.750	D 3.410
28	10.390	12.690	S 11.260	D 3.900	9.070
29	10.800	12.040	D 4.080	10.860	9.220
30	10.810	S 12.080	10.170	10.970	8.720
31	S 9.620	D 4.520	10.490	10.810	8.720

A G O S T O

Año / Día	1954	1955	1956	1957	1958
1	B 3.830	11.930	10.300	10.500	8.370
2	10.290	11.710	9.980	10.390	S 7.580
3	10.240	11.920	9.950	S 10.180	D 3.190
4	10.950	11.720	S 9.180	D 3.520	8.920
5	10.480	11.830	D 3.670	10.380	8.840
6	9.940	S 12.080	X 10.090	10.530	X 9.980
7	S 9.550	D 3.800	X 10.150	10.630	9.770
8	D 3.480	12.030	X 10.150	X 10.600	10.970
9	10.120	12.120	X 10.280	X 9.390	S 9.930
10	X 9.880	11.920	X 10.240	S 8.860	D 3.650
11	9.640	11.520	S 9.830	D 3.870	9.410
12	9.680	12.790	D 3.680	10.790	9.180
13	9.840	S 11.710	X 10.220	10.330	9.490
14	S 9.950	D 3.870	X 10.130	10.770	7.800
15	D 3.690	11.750	X 10.150	10.180	9.850
16	9.800	10.830	X 10.060	10.710	S 8.720
17	9.540	X 11.990	X 10.370	S 11.080	D 4.440
18	9.810	11.730	S 9.990	D 3.850	8.910
19	9.730	12.720	D 3.850	10.060	9.190
20	10.880	S 11.910	X 10.540	9.770	8.150
21	S 9.820	D 5.680	X 10.830	10.330	8.370
22	D 3.950	12.170	X 10.490	10.290	8.810
23	9.990	12.230	X 10.180	9.490	S 8.190
24	9.540	11.890	X 10.290	S 10.510	D 3.380
25	9.740	11.970	S 10.420	D 3.920	8.440
26	9.490	12.210	D 3820	9.890	8.650

Año	1954	1955	1956	1957	1958
Día					
27	9.500	S 12.090	X 11.190	9.950	8.480
28	S 9.640	D 4.070	X 10.730	9.800	8.570
29	D 9.720	X 10.700	X 10.270	9.790	8.580
30	9.080	11.580	X 10.400	9.900	S 8.380
31	8.930	11.100	X 10.460	S 9.720	D 2.120

[illegible]

1	X 6.780	11.530	S 10.980	D 3.790	9.180
2	10.610	10.050	D 3.840	12.660	8.220
3	9.900	S 10.820	X 10.440	11.950	8.160
4	S 9.500	D 11.640	X 10.550	9.610	8.030
5	D 3.840	12.250	X 10.290	9.760	8.120
6	9.980	12.870	X 10.220	10.410	S 8.070
7	10.160	12.130	X 9.580	S 9.690	D 3.040
8	9.540	12.330	S 8.980	D 4.720	8.690
9	9.770	13.430	D 3.530	8.480	8.030
10	8.320	S 7.680	X 10.280	9.250	8.050
11	S 8.920	D 4.610	X 10.250	10.170	8.210
12	D 3.350	12.940	X 10.240	9.680	8.040
13	9.380	12.140	X 9.910	9.660	S 8.300
14	9.030	12.320	X 10.160	S 9.530	D 3.130
15	10.120	12.290	S 10.210	D 3.440	8.310
16	10.260	12.180	D 3.670	9.320	8.250
17	9.130	S 12.450	X 10.220	11.480	8.110
18	S 8.840	D 4.820	X 10.230	9.520	8.070
19	D 3.580	12.160	X 9.980	9.630	7.640
20	8.800	11.910	X 9.690	10.090	S 8.420
21	8.810	11.580	X 11.140	S 10.410	D 3.190

Año	1954	1955	1956	1957	1958
Día					
22	X 9.150	11.610	S 10.820	D 4.740	9.350
23	X 7.970	11.480	D 2.790	10.490	11.180
24	X 8.600	S 11.670	X 12.630	10.210	9.860
25	S 8.930	D 4.210	X 11.120	10.850	8.370
26	D 3.940	11.040	X 10.700	12.090	X 7.540
27	9.190	10.840	X 10.880	10.110	S 7.640
28	9.130	X 10.080	X 10.630	S 9.620	D 3.030
29	10.880	11.110	S 11.160	D 3.370	8.140
30	X 11.060	10.980	D 4.550	10.850	8.140
		[illegible]			
1	X 12.180	S 12.530	X 11.120	10.330	X 8.300
2	S 11.280	D 4.900	X 11.400	8.960	X 8.570
3	D 5.270	12.260	X 10.290	10.130	9.040
4	13.390	11.890	X 10.840	9.480	S 8.760
5	14.140	11.470	X 13.220	S 9.740	D 3.380
6	12.870	11.620	S 10.920	D 3.730	8.680
7	11.630	11.610	D 4.330	9.380	8.980
8	10.980	S 13.130	X 10.960	9.110	8.310
9	S 10.040	D 4.340	11.280	9.260	8.690
10	D 11.340	11.940	12.490	9.260	9.330
11	10.490	12.140	12.880	9.480	S 8.170
12	10.040	11.890	12.540	S 9.220	D 3.830
13	11.220	12.280	S 12.560	D 4.750	9.720
14	11.920	12.580	D 4.360	11.310	9.780
15	12.780	S 12.040	12.030	11.410	10.030
16	S 12.270	D 4.960	12.380	11.110	8.920
17	D 10.530	X 10.280	12.350	10.290	9.550

Año / Día	1954	1955	1956	1957	1958
18	12.680	11.730	12.250	9.550 S	8.830
19	13.080	11.640	12.790 S	9.290 D	3.650
20	12.460	12.740 S	11.550 D	5.800	9.370
21	12.480	13.290 D	4.220	9.640	8.400
22	11.940 S	12.680	12.340	9.820	8.600
23	S 11.080 D	4.330	13.000	9.880	8.800
24	D 3.570	11.680	11.360	11.650	8.650
25	12.480	11.310 X	11.520	9.840 S	9.640
26	X 8.160	11.120 X	11.840 S	10.160 D	3.530
27	13.110	10.980 S	11.840 D	4.820	9.850
28	11.690	11.350 D	4.100	12.910	8.710
29	X 8.180 S	12.180	12.280	12.780	9.120
30	S 6.280 D	4.710	11.710	10.680	8.980
31	D 4.970	12.510	12.010	9.630	8.840

NOVIEMBRE

1	X 11.980	12.700	11.690	10.080 S	9.050
2	12.470	13.020	11.790 S	9.290 D	870
3	12.350	12.010 S	12.550 D	4.150	2.170
4	12.910	12.510 D	4.300	11.350 X	6.580
5	12.550 S	8.260	11.350	11.380 X	7.600
6	S 11.850 D	10.170	11.420	11.110 X	7.660
7	D 5.980	12.120	11.580	10.030	8.870
8	12.720	11.990	11.840	9.990 S	8.900
9	12.980	11.820	11.560 S	9.950 D	3.250
10	12.200	11.190 S	11.120 D	3.260	8.960
11	12.770	10.800 D	4.290	10.030	8.940
12	12.550 S	10.880	12.570	10.380	8.800

Año / Día	1954	1955	1956	1957	1958
13	S 12.690	S 5.30	12.370	10.130	8.210
14	D 6.160	12.430	12.850	10.010	8.050
15	12.450	12.370	11.950	10.160	S 7.830
16	12.190	12.070	11.630	S 9.440	D 3.220
17	11.750	11.720	S 11.490	D 3.960	8.800
18	10.510	12.030	D 4.110	11.970	8.770
19	11.970	S 12.960	11.460	10.490	X 8.220
20	S 11.380	D 4.480	11.540	11.400	7.430
21	D 4.380	12.010	9.050	10.140	8.010
22	12.380	10.880	10.470	11.220	S 7.830
23	12.210	10.750	10.320	S 10.160	D 3.290
24	11.940	11.400	S 10.020	D 3.760	8.180
25	12.110	11.330	D 3.720	11.310	8.170
26	11.280	S 11.880	9.950	10.270	8.270
27	S 11.980	D 4.540	9.160	10.880	7.920
28	D 4.060	11.110	X 9.860	10.130	8.010
29	13.000	12.110	10.240	10.090	S 7.240
30	12.150	11.680	9.840	S 10.420	D 2.910

ENERO

1	11.980	11.020	S 9.300	D 3.190	8.340
2	13.490	10.480	D 3.540	X 9.660	8.110
3	11.590	S 10.820	10.000	X 8.000	8.380
4	S 11.660	D 3.670	9.880	11.200	8.410
5	D 3.710	13.830	9.450	13.540	8.240
6	12.680	X 9.930	9.210	11.240	S 8.900
7	12.360	12.240	10.430	S 10.310	D 3.110
8	12.200	12.510	S 11.350	D 3.110	8.140

Año	1954	1955	1956	1957	1958
Día					
9	12.230	11.860	D 4.180	10.720	8.330
10	12.040	S 11.590	10.340	10.350	8.300
11	S 12.610	D 4.840	12.480	9.390	8.020
12	D 4.720	12.340	11.770	10.840	X 8.980
13	13.380	12.380	11.640	9.420	S 8.240
14	12.800	12.290	11.870	S 10.960	D 3.250
15	12.240	12.720	S 11.990	D 3.470	8.000
16	10.820	12.850	D 3.800	10.000	10.240
17	11.850	S 13.690	10.400	10.210	8.620
18	S 11.080	D 5.030	10.020	9.930	8.330
19	D 4.630	12.400	10.050	9.730	8.610
20	12.730	12.990	10.120	10.360	S 7.920
21	12.440	12.170	9.940	S 9.770	D 3.200
22	13.490	13.290	S 9.520	D 6.160	X 7.290
23	11.980	12.380	D 4.090	9.940	8.620
24	12.480	S 8.640	11.050	9.970	X 6.580
25	S 11.490	D 10.920	9.970	9.610	8.460
26	D 4.170	11.930	10.530	9.070	10.520
27	11.310	11.270	10.940	9.980	S 8.270
28	12.310	10.800	11.420	S 9.860	D 3.730
29	13.610	10.710	S 11.390	D 3.370	9.980
30	12.580	11.960	D 3.400	11.010	9.730
31	14.480	12.130	11.090	11.760	9.470

NOTA.- Los valores enumerados son en KWh. y han sido tomados de los archivos de la E.T.G.

RESUMEN MENSUAL DEL REGISTRO Nr.4

Año	1954	1955	1956	1957	1958
ENERO					
Energía generada	236.500	250.360	209.830	256.870	248.500
Días de trabajo	21	19	19	22	21
Promedio diario	11.262	13.177	11.044	11.676	11.833
FEBRERO					
Energía generada	193.250	248.720	223.580	195.860	204.700
Días de trabajo	17	20	18	18	18
Promedio diario	11.368	12.436	12.421	10.881	11.372
MARZO					
Energía generada	232.160	280.140	241.820	235.340	202.870
Días de trabajo	20	20	19	18	18
Promedio diario	11.608	14.007	12.727	13.074	11.270
ABRIL					
Energía generada	218.640	159.380	189.010	232.790	216.840
Días de trabajo	18	12	15	16	18
Promedio diario	12.147	13.281	12.601	14.549	12.047
2					
Energía generada	163.400	250.190	204.210	282.850	237.300
Días de trabajo	14	19	17	20	20
Promedio diario	11.671	13.168	12.012	14.143	11.865
JUNIO					
Energía generada	222.310	257.930	234.270	222.550	214.980
Días de trabajo	20	20	19	17	20
Promedio diario	11.116	12.897	12.330	13.091	10.749

Año	1954	1955	1956	1957	1958
JULIO					
Energía generada	236.810	250.170	217.090	258.970	207.730
Días de trabajo	22	20	19	23	22
Promedio diario	10.764	12.509	11.426	11.242	9.442
AGOSTO					
Energía generada	206.330	248.470	30.230	204.160	178.690
Días de trabajo	21	21	3	20	20
Promedio diario	9.825	11.832	10.077	10.208	8.935
SEPTIEMBRE					
Energía generada	163.810	249.040	———	214.890	177.810
Días de trabajo	17	21	—	21	21
Promedio diario	9.589	11.859	———	10.233	8.467
OCTUBRE					
Energía generada	219.280	237.870	183.690	235.910	189.090
Días de trabajo	18	20	15	23	21
Promedio diario	12.182	11.894	12.246	10.257	9.002
NOVIEMBRE					
Energía generada	257.020	259.990	234.900	221.460	127.580
Días de trabajo	21	22	21	21	16
Promedio diario	12.239	11.786	11.167	10.545	7.972
DICIEMBRE					
Energía generada	286.390	265.270	221.720	208.270	183.030
Días de trabajo	23	22	21	20	21
Promedio diario	12.452	12.058	10.558	10.414	8.716

NOTA.- Los valores de energía son en Kwh.Los días de trabajo corresponden a aquellos en que la Central no ha sufrido ni daños,ni reparaciones.Descontados Sábados y Domingos

R E G I S T R O N º. 5

REGISTRO DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO REALIZADO EN EL TANQUE DE REGULACION DE LA CENTRAL DE GUAPULO

Estación	Puntos	Angulos Horizontales	Angulos Verticales	Lecturas en la Mira Super.	Lecturas en la Mira Media	Lecturas en la Mira Infer.	Distancias Inclinada	Distancias Horizontal	Alturas Relativa	Alturas Absoluta
A	B	195°45'	+1° 26'	1,792	1,4	1,008	78,20	78,00	+1,955	101,95
	1	222° 55'	-1° 07'	1,776	1,4	1,024	75,20	75,00	-1,465	98,54
	2	211° 05'	-3° 04'	1,700	1,4	1,100	60,00	59,80	-3,22	96,78
	3	202° 23'	-1° 37'	1,720	1,4	1,080	64.00	63,85	-1,805	98,20
	4	194° 30'	-2° 14'	1,700	1,4	1,100	60.00	59,85	-2,34	97,66
	5	188° 51'	-0° 27'	1,678	1,4	1,122	55,60	55,55	-0,44	99,56
	6	180° 25'	-1° 14'	1,710	1,4	1,098	62,00	61,90	-1,30	98,70
	7	168° 07'	-4° 03'	1,650	1,4	1,150	50.00	49,70	-3,52	96,48
	8	156° 26'	+0° 06'	1,603	1,4	1,197	40,60	40,60	+0,07	100,07
	9	146° 05'	+0° 44'	1,578	1,4	1,222	35,60	35,55	+0,455	100,45
	10	140° 10'	0° 00'	1,578	1,4	1,222	35,60	35,60	0,00	100,00
	11	141° 07'	+0° 45'	1,587	1,4	1,213	37,40	37,35	+0,455	100,45

Esta ción	Puntos	Angulos Horizontales	Verticales	Lecturas en la Mira Super.	Media	Infer.	Distancias Inclinado	Horizontal	Alturas Relativa	Absoluta
	12	73°25'	0°00'	-----	---	-----	-----	7,8	-----	-----
	13	230°22'	-0°30'	3,460	3,0	2,540	92,00	91,80	-2,4	97,60
	14	240°17'	-2°43'	1,740	1,4	1,060	68,00	67,80	-3,22	96,78
	15	237°40'	-6°24'	1,622	1,4	1,178	44,40	43,80	-4,92	95,08
	16	233°48'	-8°00'	1,590	1,4	1,210	38,00	37,25	-5,24	94,76
	17	234°31'	-26°22'	1,480	1,4	1,320	16,00	12,82	-6,37	93,63
	18	269°13'	-23°37'	1,480	1,4	1,320	16,00	13,47	-5,82	94,15
	19	254°35'	-4°47'	1,560	1,4	1,240	32,00	31,80	-2,66	97,34
	20	247°33'	-4°32'	1,580	1,4	1,220	36,00	35,80	-2,84	97,16
	21	225°45'	-1°30'	1,776	1,4	1,025	85,00	84,97	-2,12	97,88
	22	220°00'	-5°28'	1,714	1,4	1,078	63,60	63,00	-6,04	93,96
	23	199°05'	-8°30'	1,615	1,4	1,185	43,00	42,00	-6,28	93,72
	24	180°10'	-8°50'	1,632	1,4	1,168	46,40	45,40	-6,77	93,23
	25	138°15'	(Angulo para ubicar la esquina de la compuerta de descarga)							
	26	141°50'	+0°30'	1,585	1,4	1,215	37,00	36,95	+0,30	100,50
	27	165°28'	+2°00'	1,673	1,4	1,127	54,60	54,50	+1,905	101,90
	28	191°00'	+1°48'	1,720	1,4	1,090	63,00	62,85	+1,98	101,98

Estación	Puntos	Angulos Horizontales	Angulos Verticales	Lecturas en la Mira Super.	Lecturas en la Mira Media	Lecturas en la Mira Infer.	Distancias Inclinada	Distancias Horizontal	Alturas Relativa	Alturas Absoluta
B	A	15°46'	-1°25'	1,700	1,31	0,920	78,20	78,00	-1,955	100,00
	C	257°43'	+1°26'	1,575	1,31	1,025	55,00	54,90	+1,38	103,32
	29	230°10'	+1°12'	1,680	1,31	0,940	74,00	73,90	+1,55	103,50
	30	220°00'	+0°20'	3,360	3.00	2,640	72,00	72,00	+2,11	104,06
	31	208°10'	-2°50'	1,495	1,31	1,125	37,00	36,85	-1,83	100,12
	32	218°26'	-3°53'	1,470	1,31	1,150	32,00	31,80	-2,16	99,79
	33	249°13'	-0°37'	1,580	1,31	1,040	54,00	53,95	-0,58	101,37
	34	251°54'	-11°19'	1,420	1,31	1,190	23,00	22,10	-4,43	97,52
C	B	000°00'	-1°26'	1,680	1,40	1,130	55,00	54,90	-1,375	101,95
	A	323°03'	-1°40'	1,973	1,40	0,827	114,60	114,50	-3,33	100,00
	35	321°45'	-11°20'	1,500	1,40	1,300	20,00	19,20	-3,85	99,47
	36	5°10'	-16°45'	1,485	1,40	1,315	17,00	15,65	-4,69	98,63
	37	3°50'	-11°00'	1,534	1,40	1,266	26,80	25,80	-5,02	98,32
	38	326°04'	-12°00'	1,545	1,40	1,255	29,00	27,75	-5,90	97,42

B I B L I O G R A F I A

Addison, Ing. Herbert - Tratado de Hidráulica Aplicada - Editorial Gustavo Gili S.A. - Barcelona/España - 1.959

A.E.G. - Manual para Instalaciones Eléctricas de Alumbrado y Fuerza Motriz - Essen/Alemania - 1.956

Buchhold, Th. y H. Happoldt - Centrales y Redes Eléctricas - Editorial Labor - Barcelona/España - 1.959

Coyne - Electricidad Práctica Aplicada - Algunos Tomos - Editorial U.T.E.H.A. - Méjico/Méjico - 1.950

Daugherty - Hidraulic Turbines (Turbinas Hidráulicas) - Estados Unidos - 1.920

Epcher/Dubs - Die Theorie der Wasserturbinen (La Teoría de las Turbinas Hidráulicas) - Editorial Julius Springer - Berlín/Alemania - 1.924

Forchheimer, PH. - Tratado de Hidráulica - Editorial Labor - Barcelona/ España - 1.950

Gándara M., Capitán Ing. Marcos - Motores Hidráulicos - Quito/Ecuador - 1.948

Gómez Navarro, José Luis y José Juan Aracil - Saltos de Agua y Presas de Embalse - Tomo I - Tipografía Artística - Madrid/ España - 1.958

Gru, I. y D. - Hormigón Armado - Editorial Construcciones Sudamericanas - Buenos Aires/Argentina - 1.957

Hoppner, Ing. Albert - B.B.C. Handbuch für Schaltanlagen (B.B.C. Manual para Instalaciones de Maniobra) - Manheim/ Alemania - 1.956

Hütte - Manual del Ingeniero - Tomo I y II - Editorial Gustavo Gili S.A. - Barcelona/ España - 1.950

Knowlton, A.E. - Manual Standart del Ingeniero Electricista - Tomo I - Editorial Labor - Barcelona/España - 1.956

Königslow, Ing. Q. - Escuela del Técnico Electricista - Tomo V - Editorial Labor - Barcelona/ España - 1.955

Manzocchi, Ing. L. - Memorial Técnico - Editorial Dossat - Madrid/España - 1.953

Oppiasi, Ing. P. - Manuali Hoepli (Manual Hoepli) - Librería de la Casa Real - Italia - 1.913

Quantz, Ing. L. - Motores Hidráulicos - Editorial Gustavo Gili - Barcelona/España - 1.953

Weyrauch, Dr. Ing. R. - Hydraulisches Rechnen (Cálculo Hidráulico) - Editorial Konrad Wittmer - Stuttgart/Alemania - 1.921

Boletín Meteorológico No. 1 - Dirección General de Meteorología - Quito/Ecuador - 1.959.