

JORGE BUENDIA MARTINEZ

UNIVERSIDAD DE NARIÑO
DEPARTAMENTO DE BIBLIOTECAS

DISEÑO DE UNA PRESA DE TIERRA Y SU APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO

Tesis de grado
para optar al
título de Ingeniero Civil

República de Colombia
Pontificia Universidad Católica Javeriana
Facultad de Ingeniería

BOGOTA - COLOMBIA - 1958

N
27
28

Para la Biblioteca
de Autores Nariñenses de
la Universidad de Nariño.

Atentamente,

El Autor.

JORGE BUENDIA MARTINEZ

UNIVERSIDAD DE PASTO	
DEPARTAMENTO DE BIBLIOTECAS	
PASTO - COLOMBIA	
No. <u>18332</u>	El _____
Valor <u>\$ 250 =</u>	Vol. _____
Fecha <u>VIII-28-75</u>	Don. <u>X</u>
Fact. _____	Cargo _____
Librería _____	Cmp. _____

DISEÑO DE UNA PRESA DE TIERRA Y SU APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO

Tesis de grado
para optar al
título de Ingeniero Civil

República de Colombia
Pontificia Universidad Católica Javeriana
Facultad de Ingeniería

BOGOTA - COLOMBIA - 1958

República de Colombia
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA JAVERIANA
Facultad de Ingenieria

Rector de la Universidad

R.P. CARLOS ORTIZ RESTREPO, S.J.

Decano de Estudios de la Facultad

Ingeniero JULIO CARRIZOSA VALENZUELA

Decano de Disciplina y Secretario de la Facultad

R.P. JOSE EUSTASIO PIESCHACON, S. J.

Presidentes Honorarios

Ingeniero JULIO CARRIZOSA VALENZUELA
Decano de la Facultad

R.P. JESUS EMILIO RAMIREZ, S.J.
Director del Instituto Geofísico
de los Andes Colombianos

Presidente de Tesis

Ingeniero VICENTE PIZANO RESTREPO

Consejo de Examinadores

Ingeniero HERNANDO RUIZ CUEVAS

Ingeniero JOSE JOAQUIN CARDENAS

Bogotá, 30 de abril de 1958

Señor Doctor
JULIO CARRIZOSA VALENZUELA
Decano de la Facultad de Ingeniería
Universidad Javeriana
E. S. M.

=====

El señor JORGE BUENDIA MARTINEZ, ha presentado su tesis de grado titulada "Diseño de una Presa de Tierra y su Aprovechamiento Hidroeléctrico", para optar al título de Ingeniero Civil, tesis sobre la cual me permito rendir el informe correspondiente en mi carácter de Presidente.

El trabajo incluye en primer término las consideraciones generales que han servido de base para el diseño en referencia. Analizando en el capítulo 1º las características del suelo para la construcción de la represa. En el capítulo 2º se estudia el tipo de presa más aconsejable de acuerdo con las características hidrológicas de la fuente y los estudios topográficos y geológicos del terreno para llegar a la escogencia de un tipo de presa de tierra con un nucleo central de material impermeable, dos zonas de material permeable, defensas anteriores y posteriores y bermas adecuadas para una presa de 41 mts. de altura y una longitud de cresta de 240 mts. A base de estos datos se procede a estudiar el valor de los taludes aguas arriba y aguas abajo, ancho de coronación, borde libre, bermas y defensas, a fin de obtener las características básicas de diseño de la represa.

En el capítulo 3º se hace el cálculo de las presiones intersticiales durante el período de construcción, cálculo de las mismas presiones con embalse lleno, determinación de la red de filtración, líneas isóbaras.

En el capítulo 4º se incluye la comprobación de la estabilidad, incluyendo las consideraciones generales, ensayos que deben efectuarse y estudio de la estabilidad de los taludes por el círculo pésimo.

De acuerdo con estos datos se elaboró con los planos correspondientes a topografía y planta de la presa secciones transversales de la misma, plano de diseño de la línea de saturación, planos de presiones intersticiales durante la construcción, plano de secciones intersticiales con embalse lleno, plano de estabilidad del talud anterior, y plano de estabilidad del talud posterior,

En el capítulo 5º se estudia el rebosadero del tipo "Morning Glory" incluyéndose el cálculo de su capacidad, cálculo del rebosadero, cálculo de la presa, diseño del filete superior de la lámina vertiente, y cuadro de valores respectivos. En el plano #3 se incluyen los detalles de construcción.

En el capítulo 6º se incluye el cálculo de consumo de la región servida por la central, cálculo de la potencia de la misma, cálculo del caudal y altura de caída y diseño de la bocatoma.

En el capítulo 7º se hace el cálculo y diseño del canal de conducción, incluyendo las condiciones generales que deben tenerse en cuenta en su trazado y el cálculo de las secciones correspondientes a los distintos tramos de canal.

En el capítulo 8º incluye el cálculo y diseño del desarenador con las características generales del mismo, estudio de las pendientes, dimensiones, cálculo del período de retención, determinación de su eficiencia y diseño del vertedero de salida.

En el capítulo 9º se incluye el estudio de la cámara de presión con sus características generales, dimensionamiento y estudio de la rejillas.

El capítulo 10º incluye el cálculo de la tubería de presión con las especificaciones del tipo de acero, cálculo de los esfuerzos a que está sometida, especificaciones del tubo de aire, determinación de los diámetros más convenientes, cálculo del golpe de ariete positivo, diseño del almacenamiento inicial, cálculo de los espesores de cada virola, cálculo del golpe de ariete negativo y cálculo de los pesos, para llegar al cuadro de resumen que incluye las características de detalle de cada virola.

El capítulo 11º se refiere a la pérdidas de la tubería incluyéndose el cálculo de las pérdidas a la entrada, pérdidas por fricción a lo largo de la tubería, pérdidas por los codos y pérdidas en los cambios de sección, que permiten definir la pérdida total y el rendimiento de la tubería.

En el capítulo 12º se hace el estudio de los apoyos y anclajes incluyéndose el respectivo plano de diseño y el cálculo de todos los esfuerzos que intervienen en los apoyos y en cada uno de los tres anclajes.

En el capítulo 13º se hace la escogencia del tipo de turbina recomendándose como mas aconsejable el uso de una turbina Pelton de 720 RPM y el cálculo de la altura del tubo de aspiración.

Finalmente en el capítulo 14 se incluye el pliego de cargos para el pedido de la turbina, así como una información bibliográfica bastante completa sobre los distintos puntos tratados en la tesis.

La sola enumeración de los temas abarcados es una muestra de la seriedad de este trabajo, en el cual es de apreciarse además una gran escrupulosidad técnica en los cálculos y un criterio sano y consciente en la escogencia de las soluciones adoptadas.

Como consecuencia de lo anterior me permito expresar mis felicitaciones al señor Buendía por el trabajo elaborado y solicito que sea aceptado como tesis de grado para optar al título de Ingeniero Civil.

Del señor Decano respetuosamente,

VICENTE PIZANO RESTREPO

Presidente de Tesis

ACTA DE LA REUNION DE PROFESORES PARA ESTUDIAR LA TESIS DEL SR.
JORGE BUENDIA MARTINEZ, PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL.

Reunidos el día 30 de abril de 1958 los señores Profesores Vicente Pizano Restrepo, Presidente de Tesis, Hernando Ruiz Cuevas y José Joaquín Cárdenas, Profesores nombrados por el Consejo Directivo de la Facultad para estudiar la tesis presentada por el señor JORGE BUENDIA MARTINEZ para optar al título de Ingeniero Civil de la Pontificia Universidad Católica Javeriana, tesis que versa sobre el diseño de una presa de tierra y su aprovechamiento hidroeléctrico.

Fue leído el informe presentado por el Presidente de Tesis Dr. Vicente Pizano Restrepo, informe cuya copia se acompaña a la presente acta..

Fueron examinados cuidadosamente tanto los planos como la memoria respectiva y después de detenida deliberación el Consejo de Profesores acordó aceptar el trabajo presentado por el señor JORGE BUENDIA MARTINEZ como tesis de grado y calificar dicha tesis para optar al título de Ingeniero Civil como HONORIFICA, sin observaciones por parte del Jurado.

En constancia se firma dicha acta por los que en ella intervinieron y con destino al Honorable Consejo Directivo de la Facultad.

VICENTE PIZANO RESTREPO
Presidente de Tesis

HERNANDO RUIZ CUEVAS
Examinador

JOSE JOAQUIN CARDENAS
Examinador

ARTICULO 23 - RESOLUCION N° 13 DE JULIO DE 1946

"La Universidad no se hace responsable por los conceptos emitidos por sus alumnos en sus trabajos de tesis. Sólo velará porque no se publique nada contrario al dogma y la moral católica y porque las tesis no contengan ataques o polémicas puramente personales, antes bien se vea en ellas el anhelo de buscar la verdad y la justicia".

Puede publicarse:

Ingeniero JULIO CARRIZOSA VALENZUELA

Decano

DEDICATORIA

A mis padres

A la memoria de mi hermano

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

El presente trabajo, presentado como TESIS para optar al título de INGENIERO CIVIL, comprende el Diseño y Cálculo de una Presa de Tierra, y la proyección de una Planta Hidroeléctrica.

La Presa es de sección compuesta, formada por un núcleo central de material impermeable apisonado, dos zonas de material permeable, defensa anterior de enrocamiento y posterior de vegetación y bermas. Un conducto de desviación y suministro, un rebosadero para la descarga de los caudales de avenidas.

La técnica del diseño la he tomado principalmente del libro de José Luis Gómez Navarro "Saltos de Agua y Presas de Embalse", complementado con otros autores.

La Planta Hidroeléctrica consta del diseño y cálculo del Canal de Conducción, del desarenador, cámara de pre-

sión, tubería, anclajes y escogencia de turbinas.

He utilizado para proyectar las diversas estructuras planos facilitados por el Doctor Luis María Salamanca, - profesor de Estructuras Hidráulicas de la Facultad.

SUELOS

Por los análisis que se han efectuado de los materiales se ha encontrado las siguientes propiedades:

A.- Suelo de fundación

El material del suelo de fundación está compuesto de conglomerados de cantos rodados, arena, limo y arcilla.

Además tiene las siguientes características:

Tangente ϕ	0.40
Cohesión	4 t/m ²
Peso específico	2,65
Porosidad	0.24
Grado de humedad	0.30
Permeabilidad	10 ⁻⁷ cm/seg.

B.- Material del núcleo impermeable

El núcleo impermeable está compuesto de conglomerado de piedra menor de 10 cm. arenas, limo y arcilla. Este material se colocará compactado a humedad óptima. Tiene las siguientes características:

Tangente	0.6
Cohesión	6 t/m ²

Peso específico	2.6
Porosidad	0.35
Humedad	0.20
Permeabilidad	10^{-7} cm/seg.

C.- Material de las zonas permeables.

Este material de las zonas permeables y que se utilizará en los taludes de la Presa consiste en piedra menor de 20 cms., grava y arena, con las siguientes características:

Tangente	0.80
Cohesión	0
Peso específico	2.65
Porosidad	0.30
Humedad	0.20

C A P I T U L O II

ELECCION DEL TIPO DE PRESA

A.- Generalidades

El terreno donde se proyecta construir la presa como se vió, consiste en conglomerados de cantos rodados, arena, limo y arcilla; por otra parte tenemos en las cercanías materiales adecuados para ser utilizables, y así creo conveniente que el tipo de presa sea el de Sección Compuesta. Estará formada por un nucleo central de material impermeable, apisonado, dos zonas de material permeable; sus defensas de enrocamiento anterior y posterior de vegetación y bermas adecuadas.

B.-Taludes

El Reglamento de Presas de Arizona (USA) da como taludes mínimos los siguientes:

							<u>Aguas arriba</u>	<u>Aguas abajo</u>
Para altura de presa de 4.5	a	12 m					2/1	1.5/1
"	"	"	"	"	12	a 30 m	2.5/1	2/1
"	"	"	"	"	30	a 45 m	3/1	2.5/1

Para mi caso por éste reglamento tendría:

$$S_1 = 3/1 \quad \text{y} \quad S_2 = 2.5/1$$

para agua arriba y agua abajo respectivamente.

Pagliario, estudió 92 presas de tierra y sacó las siguientes conclusiones: que se debe diseñar con los taludes: Talud de agua abajo en presas de 25 a 50 m. 2 a 2.5/1. Talud de agua arriba en presas de menos de 25 m. de altura 2.5/1 a 2/1 ; en presas de 25 a 60 m. 3/1. Es decir saca las mismas conclusiones que el Reglamento de Arizona.

El Reglamento de presas Italiano da para presas mayores de 12 m. unos taludes de agua arriba y agua abajo de 3/1.

Los ingenieros May y Bratz nos dan las siguientes fórmulas empíricas para la determinación de los taludes de las presas.

Para el Talud agua arriba

$$S_1 = \frac{4.394 \ h}{2C + h \ w \ tg \ \phi}$$

Para el talud agua abajo

$$S_1 = \frac{4.393 h^2 - 1.7 B (C + H w \operatorname{tg} \phi)}{H (2C + H w \operatorname{tg} \phi)}$$

Siendo:

h = altura del embalse en metros

H = altura de la presa en metros

C = cohesión de material en K/M^2

$\operatorname{tg} \phi$ = coeficiente de rozamiento del material

w = peso del material saturado en Kgs/cm^2

La presa tendrá mas o menos unos 41 metros de altura total y una longitud en la cresta de 240 metros. De los datos obtenidos en la topografía tenemos los siguientes valores:

$h = 38 \text{ m.}$

$H = 41 \text{ m.}$

$C = 0$

$w = 2.16$

$\operatorname{tg} \phi = 0.80$

Aplicando las anteriores fórmulas obtengo los siguientes valores:

Talud agua arriba:

$$S_1 = \frac{4.394 h}{2C + hw \operatorname{tg} \phi} = \frac{4.394 \times 38}{2 \times 0 + 38 \times 2.16 \times 0.80} = 2.54$$

Talud agua abajo:

$$S_2 = \frac{4.394 h^2 - 1.7 B (C + H_w \operatorname{tg} \phi)}{H (2C + H_w \operatorname{tg} \phi)}$$

$$= \frac{4.394 \times 38^2 - 1.7 \times 11 (0 + 41 \times 2.16 \times 0.80)}{41 (2 \times 0. + 41 \times 2.16 \times 0.80)} = 1.70$$

Según Terzaghi y Peck:

TIPO DE LA PRESA	Inclinación de los taludes	
	agua arriba	agua abajo
<u>Perfil homogéneo</u>		
Material bien gradado	2.5/1	2/1
Limo grueso	3/1	2.5/1
Arcilla limosa o arcilla. Altura menor de 15 metros	2.5/1	2/1
Arcilla limosa o arcilla. Altura mayor de 15 metros	3/1	2.5/1
<u>Perfil diferenciado</u>		
Arena o grava arenosa, con núcleo de arcilla.	3/1	2.5/1
Arena o grava arenosa, con pantalla de hormigón armado	2.5/1	2/1

Teniendo en cuenta los anteriores valores y las sugerencias que sobre diseños de taludes se encuentran en varios textos, escojo los siguientes valores:

Talud agua arriba	H	=	3.00	V	=	1
Talud agua abajo	H	=	2.50	V	=	1

C.- Ancho de Coronación

Este ancho se fija para dar mayor volumen a la presa y para aumentar su estabilidad.

El Código de Presas de Arizona da los siguientes valores mínimos:

Presas hasta de 12 m. = 3.00 m.

" " " 30 m. = 4.50 m.

" " " 45 m. = 6.00 m.

El Reglamento Italiano como regla práctica aconseja utilizar $1/4$ de la altura, en mi caso daría un ancho de 10 metros.

Según Pagliaro quien estudió varios tipos de presa encontró el valor mínimo de 3.00 m. para presas menores de 20 m. de altura, y para presas mayores de dicha altura 6 m.

Por la fórmula del Profesor Ingeniero Luis M. Salamanca obtenemos el siguiente valor:

$$t = 0.2H + 0.55\sqrt{H}$$

siendo, H = altura total de la presa

t = ancho de la corona

$$t = 0.2 \times 41 + 0.55\sqrt{41} = 11.7 \text{ metros}$$

El Bureau of Reclamation, da la siguiente fórmula empírica:

$$A = 3.624\sqrt[3]{H - 1.5}$$

en que A = ancho de la coronación en metros

H = altura presa en metros

$$A = 3.624 \sqrt[3]{41 - 1.5} \quad A = 12.35 \text{ m.}$$

Teniendo en cuenta los anteriores valores escojo un ancho de coronación de 11 metros.

D.- Borde libre

Para el cálculo del Borde Libre utilizo una fórmula obtenida en clase de Estructuras Hidráulicas, es la siguiente:

$$B = 0.55 \sqrt{H} = 0.55 \sqrt{41} = 3.52 \text{ metros.}$$

E.- Bermas y Defensa

La protección del paramento agua arriba contra la erosión del oleaje, estará constituido por dos capas de piedra suelta de 0.45 metros de espesor, esta protección queda como una mampostería. Se preferirá material incoherente, huyendo de colocar materiales rígidos por un posible asentamiento de la presa.

F.- Banquetas

La protección agua abajo la realizo por medio de las banquetas. Estas tienen por objeto hacer mínimos los efectos de erosión por las lluvias. En mi caso se construirán 3 banquetas que distarán 10 metros entre sí y tendrán 2.00 mts. de ancho.

Los espacios entre banquetas se plantarán de cesped para que contribuya a disminuir la erosión de las aguas lluvias y para buena presentación de la presa.

C A P I T U L O III

CALCULO DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES

A.- Cálculo de las Presiones Intersticiales durante la Construcción.

Es indispensable para la comprobación de la estabi-lidad de los taludes en una presa de tierra conocer las presiones intersticiales. Estas presiones se presentan debido a la compresión de unas capas sobre otras.

El agua contenida a presión en los poros es expulsada poco a poco al exterior, y de esa manera las presiones intersticiales van disminuyendo. Para el cálculo de dichas presiones que posiblemente se desarrollen durante la construcción de una presa de tierra, se hace la hipótesis simplificativa de que la expulsión del agua se hace solamente en sentido horizontal.

Determinando el Factor de Tiempo para terrenos semisaturados, ya que para la compactación solo se debe considerar el material no completamente saturado. La expresión del Factor de Tiempo es la siguiente:

$$T'_v = \lambda T_v$$

En qué:

T_v = factor de tiempo en terreno semisaturado

T_v = factor de tiempo en terreno saturado

λ = coeficiente

T'_v es siempre menos que T_v , porque un suelo semisaturado se consolida más lentamente que un suelo saturado de igual permeabilidad. Para los cálculos el coeficiente λ lo considero de un valor igual a 0.5

T_v que es el factor de tiempo para terrenos saturados tiene por expresión:

$$T_v = 4 \frac{C_v t}{L^2}$$

$$\text{luego : } T'_v = 4 \lambda \frac{C_v t}{L^2}$$

En que C_v es un coeficiente de consolidación definido por Terzaghi y Frohlich, y expresado en cm^2/seg . En el laboratorio se obtuvo un valor de $4.5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg}$.

t = tiempo transcurrido desde la colocación de

la capa hasta la terminación de la presa, expresado en segundos; he supuesto que este tiempo sea de 1 año, o sea 31.536.000 segundos.

L = longitud de la capa en metros.

La Presión Intersticial P (en ton/m^2) en un punto situado a una distancia X (en metros) del espaldón más cercano y a una profundidad D (en metros) de la coronación, y teniendo el valor de γ (ton/m^3) la densidad aparente de las tierras, se expresa:

$$P = \frac{3.2 \lambda D \gamma}{T'_v \times \pi^2} \left(1 - e^{-\frac{T'_v \pi^2}{4}} \right) \text{sen} \frac{\pi X}{2}$$

Para las soluciones de esta ecuación utilizo el ábaco que trae en su libro "Tratado de Presas" el Bureau Reclamation. Utilizando los valores de T'_v y X/L que son determinados previamente y obtengo el valor para:

$$P / 0.8 D \gamma \lambda$$

Con los valores obtenidos por la anterior fórmula, encuentro los valores de P .

Para la comprobación de la estabilidad, considero la sección normal al eje de la presa en su parte máxima. Los puntos para encontrar las presiones intersticiales los tomo cada 10 mts. a partir de la corona de la presa. Para los valores de X se tendrá en cuenta que se dividen en dos grupos,

uno para los puntos considerados agua arriba y el otro para los puntos agua abajo.

Con los valores obtenidos de las presiones interpolo los puntos correspondientes a las presiones 0.5 , 10, 15 etc. ton/m².

Unidos entonces los puntos de igual presión obten-go las curvas de presiones intersticiales durante la construc-ción.

En el cuadro de la página siguiente se puede apre-ciar los valores obtenidos y en la plancha N°5 al final de la tesis.

PRESIONES INTERSTICIALES DURANTE LA CONSTRUCCION

$$4 \times 0.5 \times 4.5 \times 10^2 \times 3.1536 = \frac{0.283824}{L^2}$$

$$\frac{P}{0.8 \times 0.5 \times 2.16} = \frac{P}{D \times 0.864}$$

$\checkmark$	$\checkmark$	$\checkmark$	$\checkmark$	$\checkmark$	$\checkmark$	$\checkmark$	$\checkmark$
L	L^2	T'_V	X	X/L	$\frac{P}{0.8D}$ $\lambda \delta$	D	P
m	m ²	-	m	-	-	m	t/m
66	4.356	0.065	6	0.0909	0.28	10	2.42
66	4.356	0.065	16	0.243	0.63	10	5.43
66	4.356	0.065	26	0.394	0.88	10	7.60
66	4.356	0.065	26	0.545	0.92	10	7.92
66	4.356	0.065	11	0.167	0.40	10	3.45
66	4.356	0.065	22	0.334	0.80	10	6.90
66	4.356	0.065	32	0.485	0.93	10	8.00
121	14.641	0.0194	4	0.033	0.08	20	1.38
121	14.641	0.0194	14	0.116	0.30	20	5.28
121	14.641	0.0194	24	0.198	0.58	20	10.00
121	14.641	0.0194	34	0.281	0.78	20	13.45
121	14.641	0.0194	44	0.362	0.87	20	15.02
121	14.641	0.0194	54	0.446	0.94	20	16.24
121	14.641	0.0194	7	0.058	0.12	20	2.07
121	14.641	0.0194	17	0.140	0.40	20	6.90
121	14.641	0.0194	27	0.223	0.59	20	10.10
121	14.641	0.0194	37	0.306	0.80	20	13.80
121	14.641	0.0194	47	0.388	0.91	20	15.75
121	14.641	0.0194	57	0.472	0.98	20	16.93

$\lambda = 0.5$
 $\gamma = 2.65$
 2.6

L	L ²	$\frac{T'}{v}$	X	X/L	$\frac{P}{0.8D}$ λy	D	P
m	m ²	-	m	-	-	m	t/m
174	30.276	0.0094	11	0.063	0.13	30	3.36
174	30.276	0.0094	21	0.121	0.33	30	8.53
174	30.276	0.0094	31	0.178	0.52	30	13.43
174	30.276	0.0094	41	0.235	0.68	30	17.60
174	30.276	0.0094	51	0.293	0.80	30	20.70
174	30.276	0.0094	61	0.351	0.89	30	23.00
174	30.276	0.0094	71	0.408	0.96	30	24.80
174	30.276	0.0094	81	0.465	0.99	30	25.60
174	30.276	0.0094	91	0.522	1.00	30	25.92
174	30.276	0.0094	4	0.023	0.05	30	1.29
174	30.276	0.0094	14	0.081	0.23	30	5.95
174	30.276	0.0094	24	0.138	0.38	30	9.81
174	30.276	0.0094	34	0.195	0.58	30	15.00
174	30.276	0.0094	44	0.253	0.70	30	18.01
174	30.276	0.0094	54	0.310	0.81	30	21.00
174	30.276	0.0094	64	0.368	0.88	30	22.75
174	30.276	0.0094	74	0.426	0.96	30	24.80
174	30.276	0.0094	84	0.484	0.99	30	25.65
231	49.361	0.0057	6	0.026	0.08	40	2.76
231	49.361	0.0057	16	0.069	0.18	40	6.22

L	L ²	T _v	X	X/L	P/0.8D λ _g	D	P
m	m ²	-	m	-	-	m	t/m
231	49361	0.0057	26	0.113	0.32	40	10.75
231	49361	0.0057	36	0.156	0.47	40	16.30
231	49361	0.0057	46	0.199	0.59	40	20.40
231	49361	0.0057	56	0.243	0.71	40	24.60
231	49361	0.0057	66	0.286	0.78	40	27.00
231	49361	0.0057	76	0.329	0.87	40	30.00
231	49361	0.0057	86	0.373	0.91	40	31.50
231	49361	0.0057	96	0.417	0.96	40	33.25
231	49361	0.0057	106	0.460	0.98	40	33.90
231	49361	0.0057	116	0.502	1.00	40	34.56
231	49361	0.0057	126	0.547	1.00	40	34.56
231	49361	0.0057	5	0.0217	0.07	40	2.42
231	49361	0.0057	15	0.0650	0.17	40	5.88
231	49361	0.0057	25	0.108	0.31	40	10.58
231	49361	0.0057	35	0.152	0.46	40	15.92
231	49361	0.0057	45	0.195	0.58	40	20.01
231	49361	0.0057	55	0.238	0.69	40	23.80
231	49361	0.0057	65	0.282	0.76	40	26.40
231	49361	0.0057	75	0.325	0.86	40	29.75
231	49361	0.0057	85	0.368	0.90	40	31.20
231	49361	0.0057	95	0.411	0.95	40	32.90

B.- Cálculo de las Presiones Intersticiales con Embalse Lleno.

1.- GENERALIDADES

Al llenarse el embalse, se establece un régimen de filtración a través de la presa, lo cual produce un estado de presiones intersticiales del agua filtrante, completamente distinto del que se produce durante la construcción.

Este regimen de filtración no se establece instantaneamente, pasa por estados de transición, dependiendo de lo impermeable que sea la presa.

2.- DETERMINACION DE LA RED DE FILTRACION

Para determinar las isóbaras (lineas que unen puntos de igual presión) cuando el embalse está lleno, debemos trazar la red de filtración. Pero para ello es preciso conocer primero la linea de saturación.

Según Kozeny , la red de filtración se compone de dos familias de parábolas confocales: una, representando las lineas de corriente, y la otra, las equipotenciales. La presa de tierra no es una masa indefinida, como dice Kozeny , pero los resultados son bastantes aproximados, haciendo pasar la parábola correspondiente a la linea de saturación.

Según Casagrande la linea de saturación es también u-

na parábola, en el plano N° 4 se indica dicha línea.

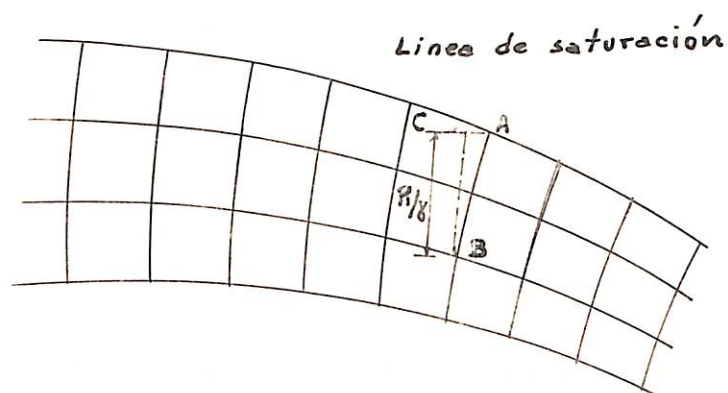
Establecida la línea de saturación procedo a dibujar la red de filtración formada por las líneas equipotenciales y por las líneas de corriente.

Las primeras, o sea las equipotenciales, unen los puntos donde el agua de infiltración alcanza la misma altura piezométrica, y las segundas o sea las líneas de corriente indican las trayectorias de los filetes que van a terminar en el filtro, cerca del foco.

El trazado de las líneas equipotenciales se hace tal como lo indica José A. Jiménez Salas en su libro "Mecánica del Suelo" pag. 258 y siguientes, lo mismo que las líneas de corriente, hasta lograr formar la red de filtración, según lo indica éste mismo autor y Gómez Navarro en su obra "Saltos de Agua y Presas de Embalse" Pag.270. Se puede apreciar la Red de Filtración en el plano N° 6.

3.- LINEAS ISOBARAS

Constituída la red de filtración procedo a hallar la familia de isóbaras siguiendo el procedimiento dado por Gómez Navarro , pág. 2081 y 2082, el cual consiste en lo siguiente:



El punto B de la figura I, tiene el mismo potencial que el punto A correspondiente a la línea de saturación, puesto que están ambos en la misma línea equipotencial. Para que esto ocurra, estando B más bajo que A, la presión del agua en el primero debe ser igual a $CB \times \gamma$, siendo γ el peso específico del agua.

Según el teorema de Bernouilli puedo escribir:

$$V_A^2 / 2g + P_A / \gamma + h_A = V_B^2 / 2g + P_A / \gamma + H_B$$

Pero: $V_A = V_B$; $P_A = 0$; $P_B = P$; $h_A - h_B = h$

Luego: $h_A = P / \gamma + h_B$; $h_A - h_B = h = P / \gamma$

$$CB \times \gamma = P$$

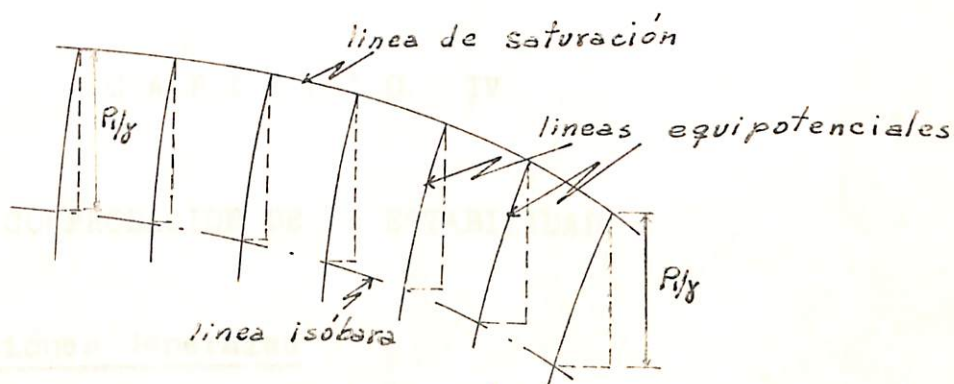
Siendo P la presión del agua en el punto B.

Sé que 10 metros de altura de agua de peso unitario

1000 Kgs./m³ producen una presión de 1 kgm/cm² por lo tanto si $h = 10$ tendré:

$$\frac{P}{C} = 1.0 \text{ K/cm}^2 = 10 \text{ ton/m}^2$$

Para hallar la isóbara de 1.0 K/cm² o 10 ton/m² conocida la red de filtración, basta tomar a escala 10 mts.



Para la comprobación de la estabilidad de la presa, es cómodo dibujar la familia de isóbaras, o sea la familia de las curvas que unen los puntos de igual presión intersticial, lo cual se hace fácilmente mediante la construcción de la figura antes descrita II. Se toma valores para P_1/γ , se traza las líneas verticales iguales a P_1/γ y se las proyecta horizontalmente hasta encontrar la línea equipotencial correspondiente, se determina los puntos de la isóbara. Estas líneas se las puede ver en el plano N°6.

C A P I T U L O I V

COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD

1.- Consideraciones Generales

Hasta hace 25 años una presa de tierra se proyectaba tan solo partiendo de estimaciones empíricas, valiéndose de semejanzas con presas ya construídas. Hoy, los progresos de la Mecánica del Suelo han dado una base científica para el proyecto de ésta clase de obras, pero aún es preciso tener en cuenta la experiencia.

En principio, la comprobación de la estabilidad de una presa de tierra puede hacerse exactamente lo mismo que la de un talud cualquiera sometido a filtración de agua. Sin embargo existen algunas diferencias en realidad. Estas diferencias, principalmente se basan en la importancia de las

obras y de los perjuicios que puede traer una súbita destrucción en comparación del corrimiento de un talud. Esto impone el que se ponga mucha prudencia en la adopción de coeficiente de seguridad.

2.- Ensayos que se efectúan en una Presa de Tierra

En una presa de tierra se acostumbra efectuar los siguientes ensayos:

I.- Ensayos relativos a gravas y arenas gruesas.

- a) Análisis mecánico. Granulometría, curvas granulométricas.
- b) Permeabilidad
- c) Relación de vacíos
- d) Material soluble
- e) Peso específico de las partículas
- f) Peso del material seco
- g) Secante directo

II.- Ensayos relativos a las arcillas, tierras y arenas finas.

- a) Análisis mecánico
- b) Permeabilidad
- c) Relación de vacíos
- d) Contenido de humedad
- e) Límite plástico
- f) Límite líquido

- g) Peso específico de las partículas
- h) Densidad
- i) Porcentaje de materiales solubles
- j) Esfuerzo de cante directo
- k) Compactación
- m) Contenido de humedad óptima
- n) Límite de retracción
- l) Expansión después de la compactación.

III.- Ensayos relativos al material de fundación

1.- Cuando el material de fundación está compuesto de tierra, grava, arcilla o arena, se pueden realizar los correspondientes a los números I y II.

2.- En caso de estar en presencia de rocas en varios extractos hay que realizar ensayos de compresión en muestras de varios sitios. El esfuerzo secante debe probarse aplicando el esfuerzo normalmente a los planos de estratificación y paralelamente a los planos.

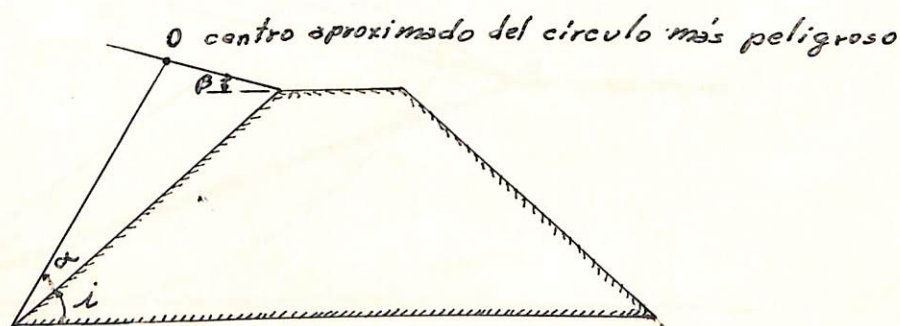
3.- Si existe caliza y arenisca, debe estudiarse su módulo de elasticidad para establecer una junta de construcción en un punto donde cambie el suelo. Además se debe determinar la solubilidad de las rocas (como el yeso) que podían desintegrarse cuando queden sumergidas dentro del agua.

3.- Estabilidad de Taludes por el Método Sueco (Círculo Pésimo)

El estudio de la estabilidad de taludes fué iniciado en Suecia por Petterson y desarrollado más tarde por Fellenius. Estos investigadores, basándose para sus observaciones en casos reales, adoptaron para la hipotética curva de deslizamiento el arco de círculo, por lo que éste método algunos denominan muchas veces del "círculo sueco" o del "círculo pésimo", ya que se trata de hallar, por tanteos, la circunferencia a lo largo de la cual se presentan las condiciones de estabilidad más precarias.

En vista de que sería muy dispendioso comprobar la estabilidad de la presa para todos los posibles círculos de deslizamiento, algunos investigadores como Creager, Terzaghi, Fellenius, Casagrande y Taylor, han ideado procedimientos empíricos para determinar el centro de círculo más peligroso.

Así, se considera el caso de gran peligro, cuando la superficie de deslizamiento pasa por el pie de la presa.



Creager, Justin & Hinds, en su obra "Engineering for Dams" (Vol.III - Pag.732) trae un ábaco en el cual con un valor de "i" se pueden determinar los valores de α y β . En mi caso, el talud agua arriba es de 1:3 y corresponde una $\cotg = 3.00$; ($18^{\circ}26'$), para éste valor en el ábaco se encuentran los siguientes valores:

$$\alpha = 25^{\circ}00'$$

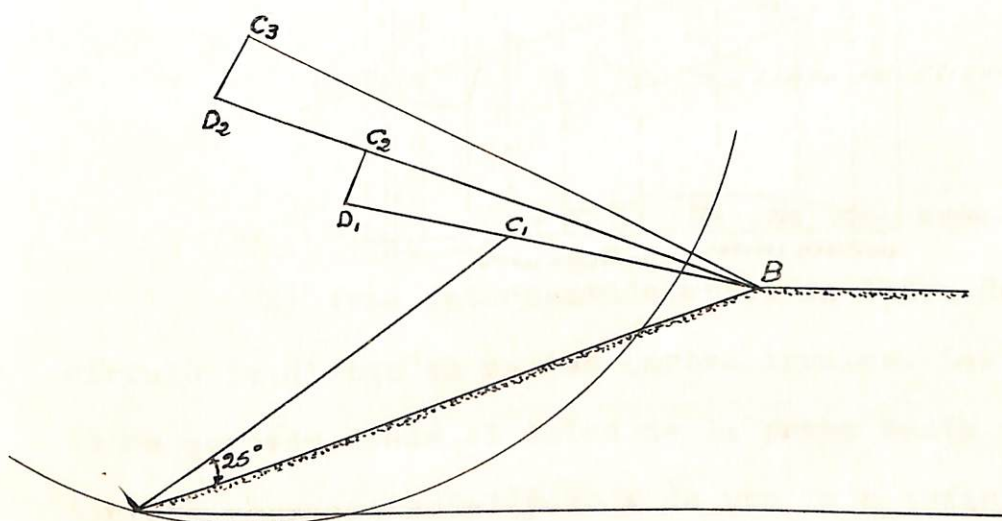
$$\beta = 35^{\circ}00'$$

En el talud agua abajo tengo una $\cotg i = 2.500$ ($21^{\circ}48'$), del ábaco saco los valores:

$$\alpha = 25^{\circ}$$

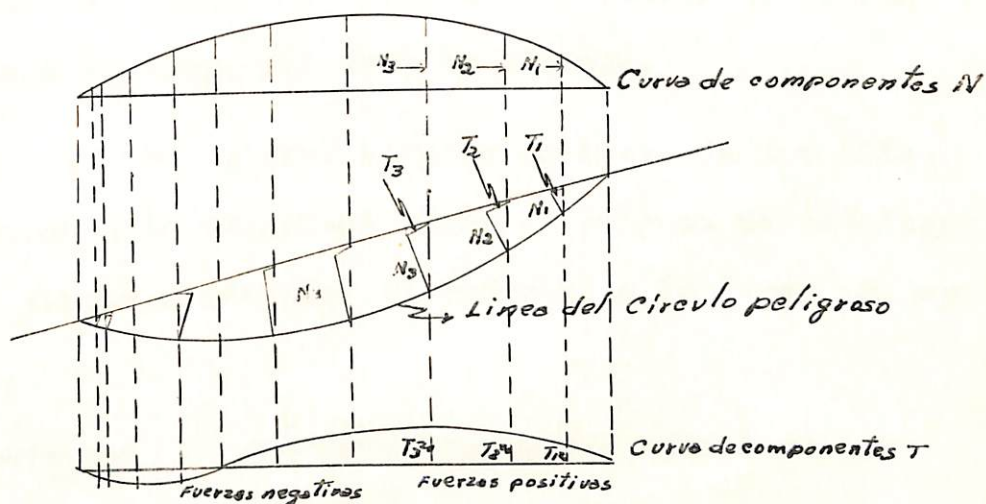
$$\beta = 43^{\circ}40'$$

Sin embargo aconsejan tomar un segundo o tercer círculo, y los que se determinan de la siguiente manera:



Se prolonga la línea BC_1 y tomando $D_1 C_1 = \frac{1}{2} C_1 B$ y levantando la perpendicular $D_1 C_2$ en D_1 , se tomará sobre ella un valor $D_1 C_2 = \frac{1}{3} D_1 C_1$, el punto C_2 será el centro del segundo círculo peligroso. Para el tercer círculo peligroso hago lo mismo que para el segundo; prolongo la línea BC_2 , tomo $D_2 C_2 = \frac{1}{2} C_2 B$, levanto perpendicular $D_2 C_3$ en D_2 , tomo sobre ella un valor $D_2 C_3 = \frac{1}{3} D_2 C_2$. El punto C_3 será el centro del tercer círculo peligroso. Para el cálculo de la estabilidad tanto para el talud agua arriba como para el talud agua abajo utilizo éste tercer círculo.

La figura indica una sección del talud agua arriba cortado por un círculo peligroso.



El área interceptada entre la línea del talud y el círculo la divido en varias partes iguales. Las líneas verticales que van desde el talud de la presa hasta el círculo peligroso representan el peso W de una faja infinitamente pe---

queña en su ancho. Las componentes N y T de una de estas líneas verticales representan la descomposición del peso W en fuerzas normal y tangencial al círculo peligroso. Si nosotros trazamos ahora estas componentes N y T desde una base horizontal por varios puntos a través de la sección y unimos sus extremidades, obtendremos curvas; las áreas bajo estas curvas representan respectivamente la suma de las componentes N y T.

Estas áreas determinadas por planímetro u otro método, y multiplicadas por la unidad de peso del material se obtiene el total de fuerzas N y T actuando sobre el círculo considerado. La suma de las fuerzas N cuando se multiplican por la tangente del ángulo de fricción se obtiene la fuerza de resistencia a lo largo del arco de círculo.

Además, se debe agregar el valor cohesivo de los diferentes materiales a lo largo del círculo. La suma de las fuerzas total que tiende a deslizar el material a lo largo del arco de círculo.

Así, entonces, el factor de seguridad está dado por la fórmula:

$$F_s = \frac{\sum N \text{ tang. } \phi + L_c}{\sum T}$$

en que:

- F_s = Factor de seguridad contra el esfuerzo a lo largo del arco de círculo.
- $\sum N$ = suma de fuerzas normales = área bajo las curvas N multiplicadas por la unidad efectiva del material.
- $\text{tang } \phi$ = tangente del ángulo de fricción interno del material, que corta el círculo.
- C = coeficiente de cohesión = n en ton/M^2 del material que corta el círculo.
- $\sum T$ = suma de las fuerzas tangenciales = area bajo las curvas T multiplicadas por la unidad efectiva del material.

En las planchas respectivas se anotan los valores obtenidos para los factores de seguridad , tanto para talud agua arriba como para talud agua abajo. Panchas N°s. 7 y 8.

C A P I T U L O V

REBOSADERO - TIPO " MORNING GLORY"

A.- Cálculo de la Capacidad

Supongo que la máxima avenida se me presenta a los 100 años. Para el cálculo del caudal máximo producido por la avenida utilizo las fórmulas de Fuller , y que son las siguientes:

$$Q_{med} = C \times 0.013 A^{0.8}$$

$$Q_{med.t} = Q_{med} (1 + 0.8 \log t)$$

$$Q_{máx} = Q_{med.t} \left(1 + \frac{2.66}{A^{0.3}} \right)$$

en que:

Q_{med} = gasto medio de la creciente ordinaria en 24 horas, y
que ocurre una vez en un año.

$Q_{med.t}$ = gasto medio de la creciente en 24 horas y que ocurre en t años.

Q_{max} = gasto máximo de la creciente en 24 horas que puede ocurrir en t años.

A = extensión de la hoya , en kilómetros cuadrados,
(170 K²)

C = coeficiente . ($C = 100$)

t = tiempo ($t = 100$ años).

Aplicando las anteriores fórmulas obtengo los siguientes valores:

$$\begin{aligned} Q_{med} &= 100 \times 0.013 \times 170^{0.8} = \\ &= \log 1.3 + 0.8 \log 170 = \\ &= 0.11394 + 0.8 \times 2.3045 = \\ &= 0.11394 + 1.784360 = 1.89830 \end{aligned}$$

$$Q_{med} = 79.13 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} Q_{med.t} &= 79,13 (1 + 0.8 \log 100) = \\ &= 79.13 (1 + 1.60) = \\ &= 205.74 \end{aligned}$$

$$Q_{med.t} = 205.738 \text{ m}^3$$

$$Q_{\max} = 205.738 \left(1 + \frac{2.66}{170^{0.3}} \right) = 323 \text{ m}^3$$

$$Q_{\max} = 323 \text{ m}^3$$

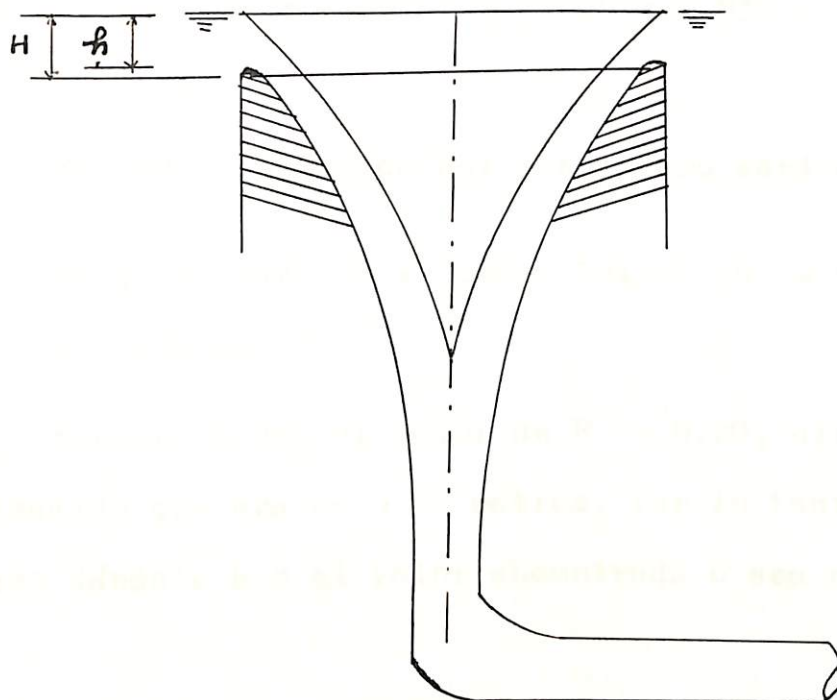
B.- Rebosadero

Para el rebosadero he escogido la estructura que los americanos denominan "Morning Glory" y que consiste en una estructura de forma de embudo abocinado vertical, tal como se indica en la figura. El embudo o pozo está conectado en su parte inferior con un conducto que va a través de la presa.

La cresta o Coronamiento es del tipo Standard, se escogió éste tipo por tener un radio de coronamiento más pequeño.

Cálculo de la Cresta del Rebosadero (Standard)

El caudal que utilizo para el cálculo del rebosadero es del 60% del caudal producido por la máxima avenida, tengo entonces un caudal de 194 metros cúbicos. Utilizo el método descrito en la obra "Enginnering for Dams" de William P. CREAGER .



Doy un valor de 1.40 m.a la altura de la lámina del rebosadero, contándose a partir de la cresta, tal como se indica en la figura. Asumo un valor tentativo de 1.50 m. para la altura H , y para el radio del rebosadero le doy un valor de 9.00 metros.

Así tengo:

$$H/R = 1.50/9.00 = 0.167$$

Encuentro el caudal de descarga q por metro lineal de cresta, para eso utilizo la fórmula:

$$q = CH^{3/2}$$

siendo $C = 1.838$ coeficiente de descarga en sistema métrico.

H = altura de la lámina

$$q = CH^{3/2} = 1.838 \times 1.50^{3/2} = 1.838 \times 1.830 = 3.36$$

$$q = 3.36 \text{ m}^3/\text{seg.}/\text{ml}$$

El radio requerido del rebosadero será entonces:

$$R = Q/2 \pi q = 194/6.28 \times 3.36 = 194/21.10 = 9.20 \text{ m.}$$

$$R = 9.20 \text{ m.}$$

Encuentro que el valor de $R = 9.20$, difiere del valor asumido que era de 9.00 metros. Por lo tanto repito el proceso dándole a R el valor encontrado o sea el de 9.20 metros.

$$H/R = 1.50/9.20 = 0.163$$

El filete inferior de la lámina vertiente está dado por la ecuación de Campand Howe:

$$r/H = 0.11 - \frac{0.10H}{R}$$

deduzco el valor de r

$$r = 0.11 \times 1.50 - \frac{0.10 \times 1.50 \times 1.50}{9.20} = 0.1406$$

$$r = 0.1406$$

La altura sobre la cresta del vertedero h está dado por la expresión:

$$h = H - r = 1.5000 - 0.1406 = 1.4594$$

$$h = 1.4594$$

El valor de h encontrado difiere del asumido. Repito el proceso antes descrito dándole a H un valor de 1.54

$$H/R = 1.54/9.20 = 0.168$$

El caudal de descarga por el rebosadero será:

$$q = CH^{3/2} = 1.838 \times 1.54^{3/2} = 1.838 \times 1.910 = 3.50$$

$$q = 3.50 \text{ m}^3/\text{seg.}/\text{ml}$$

El radio R del rebosadero será:

$$R = Q/2\pi q = 194/6.28 \times 3.50 = 194/21.90 = 8.85$$

$$R = 8.85 \text{ metros.}$$

El filete inferior de la lámina vertiente está dado por la expresión:

$$r/H = 0.11 - 0.10 H/R$$

$$r = 0.11 \times 1.54 - 0.10 \times 1.54 \times 1.54 = 0.1400$$

La altura sobre la cresta:

$$h = H = r = 1.5400 = 0.1400 = 1.400$$

Los datos definitivos para utilizarlos en el cálculo del perfil inferior de la lámina son entonces:

$$H = 1.54 \qquad r = 0.1400$$

$$R = 8.85 \qquad h = 1.40$$

$$C = 1.838$$

$$q = 3.50$$

Para trazar la línea de flujo, utilizo el ábaco de

Creager en su obra antes citada. Pag. 233. Las coordenadas de la lámina inferior están referidas a la cresta del rebo-sadero como origen.

Para $y = 0$

$$y/H = 0 \quad H/R = 1.54/8.85 = 0.173$$

$$x/H = 0.50 \quad x = 0.50 \times 1.54 = 0.77$$

Para $y = 1$

$$y/H = 1/1.54 = 0.650 \quad H/R = 0.173 = x/H = 1.30$$

$$x = 1.30 \times 1.54 = 2.00$$

Para $y = 2$

$$y/H = 2/1.54 = 1.30 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 1.75$$

$$x = 1.75 \times 1.54 = 2.69$$

Para $y = 3$

$$y/H = 3/1.54 = 1.95 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 2.15$$

$$x = 2.15 \times 1.54 = 3.64$$

Para $y = 4$

$$y/H = 4/1.54 = 2.60 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 2.45$$

$$x = 2.45 \times 1.54 = 3.77$$

Para $y = 5$

$$y/H = 5/1.54 = 3.25 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 2.70$$

$$x = 2.70 \times 1.54 = 4.16$$

Para $y = 6$

$$y/H = 6/1.54 = 3.90 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 2.95$$

$$x = 2.95 \times 1.54 = 4.54 \quad x = 4.54$$

Para $y = 7$

$$y/H = 7/1.54 = 5.50 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 3.15$$

$$x = 3.15 \times 1.54 = 4.85 \quad x = 4.85$$

Para $y = 8$

$$y/H = 8/1.54 = 5.20 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 3.40$$

$$x = 3.40 \times 1.54 = 5.22 \quad x = 5.22$$

Para $y = 9$

$$y/H = 9/1.54 = 5.82 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 3.65$$

$$x = 3.65 \times 1.54 = 5.61 \quad x = 5.61$$

Para $y = 10$

$$y/H = 10/1.54 = 6.50 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 3.85$$

$$x = 3.85 \times 1.54 = 5.92 \quad x = 5.92$$

Para $y = 11$

$$y/H = 11/1.54 = 7.15 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 3.90$$

$$x = 3.90 \times 1.54 = 6.00 \quad x = 6.00$$

Para $y = 12$

$$y/H = 12/1.54 = 7.80 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 4.10$$

$$x = 4.10 \times 1.54 = 6.30 \quad x = 6.30$$

Para $y = 13$

$$y/H = 13/1.54 = 8.45 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 4.25$$

$$x = 4.25 \times 1.54 = 6.53 \quad x = 6.53$$

Para $y = 14$

$$y/H = 14/1.54 = 9.10 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 4.40$$

$$x = 4.40 \times 1.54 = 6.77 \quad x = 6.77$$

Para $y = 15$

$$y/H = 15/1.54 = 9.75 \quad H/R = 0.173 \quad x/H = 4.50$$

$$x = 4.50 \times 1.54 = 6.92 \quad x = 6.92$$

Filete superior de la lámina vertiente

Para determinar por medio de coordenadas el filete superior de la lámina vertiente del rebosadero, utilizo la fórmula que da Creager:

$$x_o = R - \sqrt{R_o^2 - \frac{Q}{\sqrt{2g(y + 0.387 H)}}}$$

Donde:

R_o = radio del filete superior de la lámina.

R = radio del rebosadero

$(y + 0.387 H)$ = altura considerada para la velocidad vertical.

$$x_o = 8.85 - \sqrt{R_o^2 - \frac{194}{3.14 \sqrt{2 \times 9.81 (y + 0.387 \times 1.54)}}}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{R_o^2 - \frac{13.94}{\sqrt{y + 0.5959}}}$$

Reemplazando en la anterior fórmula para distintos valores de y:

Para y = 0 Teniamos que

$$x = 0.77 \quad R_o = R - x = 8.85 - 0.77 = 8.08$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{8.08^2 - \frac{13.94}{\sqrt{0.5959}}}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{65.28 - 18.10}$$

$$x_o = 8.85 - 6.88 = 1.97 \quad x_o = 1.97$$

Para y = 1

$$x = 2.00 \quad R_o = 8.85 - 2.00 = 6.85$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{6.85^2 - 13.94/\sqrt{1 + 0.5959}}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{46.92 - 11.02}$$

$$x_o = 8.85 - 5.99 = 2.86 \quad x_o = 2.86$$

Para y = 2

$$x = 2.69 \quad R_o = 8.85 - 2.69 = 6.16$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{6.16^2 - 13.94/\sqrt{2 + 0.5959}}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{37.94 - 8.14}$$

$$x_o = 8.85 - 5.45 = 3.40 \quad x_o = 3.40$$

Para $y = 3$

$$x = 3.64$$

$$R_o = 8.85 - 3.64 = 5.21$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{5.21^2 - 13.94/\sqrt{3} + 0.5959}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{27.14 - 7.31}$$

$$x_o = 8.85 - 4.45 = 4.40$$

$$x_o = 4.40$$

Para $y = 4$

$$x = 3.77$$

$$R_o = 8.85 - 3.77 = 5.08$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{5.08^2 - 13.94/\sqrt{4} + 0.5959}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{25.20 - 6.49}$$

$$x_o = 8.85 - 4.32 = 4.51$$

$$x_o = 4.51$$

Para $y = 5$

$$x = 4.16$$

$$R_o = 8.85 - 4.16 = 4.69$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{4.69^2 - 13.94/\sqrt{5} + 0.5959}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{21.99 - 5.65}$$

$$x_o = 8.85 - 4.04 = 4.81$$

$$x_o = 4.81$$

Para $y = 6$

$$x = 4.54$$

$$R_o = 8.85 - 4.54 = 4.31$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{4.31^2 - 13.94/\sqrt{6} + 0.5959}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{18.57 - 5.40}$$

$$x_o = 8.85 - 3.62 = 5.23$$

$$x_o = 5.23$$

Para $y = 7$

$$x = 8.85$$

$$R_o = 8.85 - 4.85 = 4.00$$

$$x = 8.85 - \sqrt{4^2 - 13.94/\sqrt{7 + 0.5959}}$$

$$x = 8.85 - \sqrt{16 - 5.02}$$

$$x = 8.85 - 3.31 = 5.54$$

$$x_o = 5.54$$

Para $y = 8$

$$x = 5.22$$

$$R_o = 8.85 - 5.22 = 3.63$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{3.63^2 - 13.94/\sqrt{8 + 0.5959}}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{13.17 - 4.76}$$

$$x_o = 8.85 - 2.91 = 5.94$$

$$x_o = 5.94$$

Para $y = 9$

$$x = 5.92$$

$$R_o = 8.85 - 5.61 = 3.24$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{3.24^2 - 13.94/\sqrt{9 + 0.5959}}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{10.49 - 4.48}$$

$$x_o = 8.85 - 2.45 = 6.40$$

$$x_o = 6.40$$

Para $y = 10$

$$x = 5.92$$

$$R_o = 8.85 - 5.92 = 2.93$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{2.93^2 - 13.94/\sqrt{10 + 0.5959}}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{8.58 - 4.26}$$

$$x_o = 8.85 - 2.08 = 6.77$$

$$x_o = 6.77$$

Para $y = 11$

$$x = 6.00$$

$$R_o = 8.85 - 6.00 = 2.85$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{2.85^2 - 13.94 / \sqrt{11 + 0.5959}}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{8.10 - 4.10}$$

$$x_o = 8.85 - 2.00 = 6.85$$

$$x_o = 6.85$$

Para $y = 12$

$$x = 6.30$$

$$R_o = 8.85 - 6.30 = 2.55$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{2.55^2 - 13.94 / \sqrt{12 + 0.5959}}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{6.50 - 3.92}$$

$$x_o = 8.85 - 1.61 = 7.24$$

$$x_o = 7.24$$

Para $y = 13$

$$x = 6.53$$

$$R_o = 8.85 - 6.53 = 2.32$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{2.32^2 - 13.94 / \sqrt{13 + 0.5959}}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{5.38 - 3.77}$$

$$x_o = 8.85 - 1.27 = 7.58$$

$$x_o = 7.58$$

Para $y = 14$

$$x = 6.77$$

$$R_o = 8.85 - 6.77 = 2.08$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{2.08^2 - 13.94 / \sqrt{14 + 0.5959}}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{4.32 - 3.65}$$

$$x_o = 8.85 - 0.82 = 8.03$$

$$x_o = 8.03$$

Para $y = 15$

$$x = 6.92$$

$$R_o = R - x = 8.85 - 6.92 = 1.93$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{1.93^2 - 13.94/\sqrt{15+0.5959}}$$

$$x_o = 8.85 - \sqrt{3.72 - 3.52}$$

$$x_o = 8.85 - 0.45 = 8.40$$

$$x = 8.40$$

En la plancha N°3 se puede apreciar el detalle del
Morning Glory.

VALORES DEL REBOSADERO

$$H = 1.54 \quad h = 1.40 \quad H/R = 0.173 \quad C = 1.838$$

$$r = 0.140 \quad q = 3.50 \quad q = CH^{3/2} \quad R = Q/2\pi q$$

$$r = 0.11 - 0.10 H/R \quad x_o = R - \sqrt{R_o^2 - Q/\sqrt{2g} (y + 0.387H)}$$

y	y/h	x/H	x	R _o	x _o
0	0.00	0.50	0.77	8.35	1.97
1	0.65	1.30	2.00	6.85	2.86
2	1.30	1.75	2.69	6.16	3.40
3	1.95	2.15	3.64	5.21	4.40
4	2.60	2.45	3.77	5.08	4.51
5	3.25	2.70	4.16	4.69	4.81
6	3.90	2.95	4.54	4.31	5.23
7	4.55	3.15	4.85	4.00	5.54
8	5.20	3.40	5.22	3.63	5.94
9	5.82	3.65	5.61	3.24	6.40
10	6.50	3.85	5.92	2.93	6.77
11	7.15	3.90	6.00	2.85	6.85
12	7.80	4.10	6.30	2.55	7.24
13	8.45	4.25	6.53	2.32	7.58
14	9.10	4.40	6.77	2.08	8.03
15	9.75	4.50	6.92	1.93	8.40

C A P I T U L O VI

CENTRAL

1.-Objeto del Proyecto

El propósito de éste proyecto, tiene por objeto el suministro de Energía Eléctrica a una población que se ha escogido como tipo, aprovechando el diseño hidráulico de la Presa de Tierra que he estudiado en los capítulos anteriores.

He escogido una población tipo de 5704 habitantes en el censo de 1938, y con una población de 7207 en 1951. El cálculo de la potencia será para un lapso de tiempo de 20 años, contados a partir de 1958, o sea hasta 1978. Para el diseño del canal de conducción, desarenador, tubería, cámara de presión y casa de máquinas he utilizado los planos topo--

gráficos facilitados por el Profesor de Estructuras Hidráulicas doctor Luis M. Salamanca.

2.- Cálculo de la Población

Se que la población tipo escogida para mi proyecto tuvo en 1938 en su censo 1704 habitantes, y que el censo de 1951 arrojó 7207 almas. Suponiendo un crecimiento geométrico de la población , tendré para 1978 la siguiente población:

$$P_{78} = P_{51} \left(\frac{P_{51}}{P_{38}} \right)^{\frac{m}{n}}$$

En que:

$$m = 1978 - 1951 = 47$$

$$n = 1951 - 1938 = 13$$

Reemplazando estos valores:

$$P_{78} = 7207 \left(\frac{7207}{1704} \right)^{47/13}$$

$$P_{78} = 17.600 \text{ habitantes}$$

Población 1978 = 17600

3.- Cálculo de la Potencia

Como dije, el cálculo de la potencia se hará para un lapso de tiempo de 20 años. Para fijar la potencia asumo

un consumo de 60 vatios por habitante, y así tendré 17.600
 $\times 60 = 1056 \text{ Kw.}$

Este valor de 1056 Kw lo aumento en un 25% para compensar las pérdidas en el generador, líneas de transmisión, tuberías, etc., obtengo de ésta manera una potencia de cálculo de 1300 Kw. Para producir ésta potencia dispongo de 580 litros/seg. y de una caída hasta de 900 metros con una pendiente de mas o menos 48° con la horizontal.

4.- Cálculo de la altura necesaria

Tengo la fórmula que me da esa altura, y es la siguiente:

$$H = P/Q\gamma$$

donde: H = altura en metros

P = potencia en kilográmetros/seg.

Q = caudal en $M^3/\text{seg.}$

$$H = \frac{131.000}{1000 \times 0.580} = 230 \text{ metros}$$

Si avaluo en un 35% las pérdidas de toda índole que se me pueden presentar necesito para producir la potencia de 1300 Kw, aproximadamente unos 320 metros contados sobre la vertical.

5.- Bocatoma

El caudal máximo de que se dispone es de 580 litros por segundo. Una conducción de concreto reforzado de $\emptyset$ 0.80 m. paralela al conducto del Morning Glory y con una pendiente igual a la del terreno, llevará dicho caudal. Tendrá al final sus compuertas para regulación del gasto en el canal de aducción.

C A P I T U L O V I I

CALCULO Y DISEÑO DEL CANAL DE CONDUCCION

1.- Generalidades

El canal de conducción sirve para llevar el agua desde la cámara de captación hasta la cámara de presión.

En vista de que el terreno es de buena calidad proyecto un canal trapezoidal tal como se indica en el Plano N° 10 , el escurrimiento a través de dicho canal será por gravedad. En vista de que la sección trapezoidal se asemeja bastante a la forma cilíndrica, que es la menor superficie expuesta al rozamiento. Por otra parte he tenido en cuenta los consejos que sobre diseño de canales da Gómez

Navarro en su obra "Saltos de Agua y Presas de Embalse", ellos son:

a) Debe buscarse una solución que represente la mayor economía, no solo de construcción sino de explotación.

b) Debe evitarse el cruzar terrenos permeables, que darían pérdidas grandes por filtración (o exigirían un revestimiento de contorno bañado) , y cuando el canal tenga mucha longitud y resultaría muy costoso el revestirlo.

c) Debe evitarse el cruzar terrenos corredizos, que darían inestabilidad al canal.

d) Debe procurarse llevar el canal en desmonte, al menos en la parte inferior de su perfil.

e) Debe alejarse el canal de los escarpes del rio que pueden ser atacados por éste, y en caso de no ser posible, defender la margen del rio.

2.- Cálculo

Tengo un caudal de 580 litros/seg. para llevar a la cámara de presión. Aunque el terreno es bastante impermeable considero una pérdida por evaporación e infiltración de 50 litros/seg. en todo el trayecto; así el caudal para

calcular el canal tiene que tener una capacidad mínima de 580 + 50 = 630 litros/seg. La pendiente del canal será de 2/1000.

Asumo una velocidad de 0.65 mts/seg. que luego comprobaré por la fórmula de Ganguillet y Kutter.

Busco el área requerida:

$$A = Q / v = 630 / 0.65 = 0.97 \text{ m}^2$$

Adopto la base inferior del trapecio de 1 metro y con taludes de 1:2.

$$\text{tg } \alpha = \frac{1}{2} \text{ m/n} \quad m = h/2$$

$$\text{Area} = \frac{1 + (1 + h) \times h}{2}$$

$$h^2 + 2h - 1.94 = 0$$

Resolviendo esta ecuación de segundo grado, obtengo un valor de 0.72 metros para h.

Comprobación por la fórmula de Ganguillet and Kutter:

$$v = \left(\frac{23 \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{i} \right) \frac{n}{\sqrt{r}}} \right) \sqrt{ri}$$

los valores son los siguientes:

$$n = 0.020$$

$$1/n = 50$$

$$r = A/p = 0.97/3.12 + 0.31$$

$$p = \text{perímetro mojado}$$

$$i = \text{pendiente del canal de conducción, } 2/1000$$

Reemplazando estos valores obtengo una velocidad de 0.687 metros/seg. lo que demuestra que la velocidad asumida para hallar el área del canal es correcta.

El canal de conducción irá revestido de concreto con un espesor de 0.15 metros para evitar la posible erosión, que puede presentarse por la velocidad del agua, y para impedir la infiltración que puede causar daños en la estabilidad de la obra, y el gasto en la conducción. Se ponen bermas a los lados de 2 metros de ancho hasta encontrar los taludes.

C A P I T U L O V I I I

CALCULO Y DISEÑO DEL DESARENADOR

El desarenador será para sedimentar partículas de arena fina de 0.1 mm de ϕ , peso específico 2,65 y de 8mm de valor hidráulico, cuya velocidad máxima horizontal es de 0.16 m/seg. tiempo para descender 1.2 minutos.

Las velocidades límites del agua debajo de las cua les el agua deja de arrastrar diversas materias son:

Para arcilla plástica	= 0.081 m/seg.
Para arena fina	= 0.16 m/seg.
Para arena gruesa	= 0.216 m/seg.

El profesor José Luis Gómez Navarro, en su obra "Saltos de Agua y Presas de Embalse" (Tomo 1º Pag.554) da cuatro reglas para el diseño del desarenador, son las siguientes:

1º) El desarenador debe tener aproximadamente una capacidad total de 400 veces el caudal usado para el cálculo del canal y una sección no menor de 6 veces dicho caudal.

2º) El fondo del canal debe tener una inclinación fuerte hacia agua abajo, y aspirar a que sea 1:20 en pendiente longitudinal y de 1:4 a 1:7 la transversal. Las compuertas de limpia deben colocarse en la dirección de la reguera o li mahoya del depósito y en los extremos de agua abajo de los compartimientos en que aquel quede dividido. La superficie del fondo debe hacerse lo más lisa posible. Hay que tener en cuenta, al proyectar las compuertas, que los mecanismos deben tener la reducción de velocidades necesaria para elevarlas fácilmente, aún en el caso de estar completamente cubiertas de sedimentos. Los estribos han de tener forma abocinada.

3º) La toma de aguas en los depósitos de sedimentación conviene hacerla por vertedero lateral, con un espesor de lámina vertiente menor que la mitad del calado de aguas del canal de llegada al depósito.

4º) Es conveniente colocar el vertedero en el extremo de agua abajo del depósito.

Por la primera regla obtengo la capacidad del desarenador.

$$\text{Capacidad} = 400 \times 0.58 = 232 \text{ M}^3$$

$$\text{Sección} 6 \times 0.58 = 3.48 \text{ M}^2$$

Dimensiones:

$$L/h = V/v = 0.16 / 0.008 = 20$$

$$h = L/20$$

$$\text{Area} = 0.58/0.16 = 3.62 \text{ M}^2 = b \times h$$

$$b = L/6$$

$$L^2 = 3.62 \times 20 \times 6 = 434,40$$

$$L = 20,80$$

$$b = 20.80/6 = 3.47$$

$$h = 20.80/20 = 1.08$$

Adoptamos:

$$L = 64.00 \quad b = 3.30 \quad h = 1.10$$

$$V = 64 \times 3.30 \times 1.10 = 232 \text{ M}^3$$

Periodo de retención:

$$V/Q = 232/0.58 = 396.4 \text{ seg} = 6.7 \text{ minutos}$$

Eficiencia:

$$\text{Eficiencia} = \frac{\text{Periodo de retención}}{\text{Tiempo necesario para caer una partícula al fondo}}$$

$$Ef = 6.7/6 = 1.20$$

Lo cual corresponde a una eliminación del 55%, por que deduzco esa afirmación:

$$a/t = 1/X$$

siendo X porcentaje no removido

$$1/X = 1 = 1.17 \quad 1/X = 2.20$$

$$X = 1/2.20 = 0.45 \quad \text{o sea el 45\%}$$

Velocidad del agua en el depósito:

$$0.58/3.63 = 0.160 \text{ m/seg.}$$

Tiempo que gasta el agua en recorrer el tanque:

$$64/0.160 = 400 \text{ seg.} = 6.7 \text{ minutos.}$$

Adopto una pendiente longitudinal de 1:20 y una pendiente transversal de 1:10.

Cálculo y diseño del vertedero de salida:

Según Gómez Navarro, la toma del agua en los depósitos de sedimentación conviene hacerla por vertedero lateral en el extremo de agua abajo, y con un espesor de lámina

vertiente menor que la mitad del calado, del canal de llega da al depósito.

La velocidad de salida suele variar de 0.80 a 1.00 m/seg. La longitud necesaria del vertedero debe calcularse por la fórmula del vertedero sumergido. Asumo una lámina vertiente de 0.07 m. de altura, y aplicando la fórmula:

$$Q = C_s \times 2gh = cLh^2gh \quad c = 0.70$$

Reemplazando:

$$\begin{aligned} 0.58 &= 0.70 \times L \times 0.07 \times 2 \times 9.81 \times 0.07 = \\ &= 0.0672L \end{aligned}$$

$$L = 8.65 \text{ m.}$$

$$v = Q/S = 0.58/0.65 = 0.07 = 0.965 \text{ m/seg.}$$

En el plano N° 10 se indica el diseño del desarenador.

C A P I T U L O IX

CAMARA DE PRESION

Para el diseño de la Cámara de Presión, he tenido en cuenta las siguientes consideraciones que sobre éstas obras trae Gómez Navarro, y son:

1º.- El agua no debe tener cambios bruscos de dirección al ingresar en la cámara, al atravesar la rejilla y entrar en las tuberías, y así evitar pérdidas de carga. Evitar las zonas muertas o de remolinos.

He diseñado una entrada a la Cámara como se indica en el plano respectivo a la Cámara de Presión, sin cambio de dirección.

2º.- Ha de colocarse un cierre ante el origen de la tubería para poderla aislar cuando se necesite hacerlo, como en el caso de reparaciones en la tubería o en la turbina, sin dejar en seco la cámara de presión. Teniendo en cuenta lo anterior y en vista de que solo utilizaré una tubería el cierre lo instalo al final del canal.

3º.- Al cerrar la admisión hay que dar otra salida a la que conduzca al canal. Para lo anterior dispongo de un aliviadero junto a la cámara de presión y que es capaz de desviar el máximo caudal que lleva el canal.

4º.- A fin de que los sedimentos que se formen en la cámara pueden ser arrastrados por la acción de la corriente de las aguas, dispongo de una o más compuertas.

Instalo una compuerta de limpia, la que hará desviar el agua hacia el canal de descarga.

5º.- Si el canal tiene mucha longitud, y por lo tanto el agua se demora en llegar a la cámara de presión, conviene colocar una disposición en la cámara que permita lo indicado,

Dispongo de una compuerta de desagüe lateral del canal en el de descarga. Además la cámara tiene una válvula

de fondo para desaguarla.

6º.- Es necesario evitar la entrada a la tubería de cuerpos flotantes, que, al ser arrastrados a través de ella a la turbina, pueden causar grandes daños.

Para evitar los cuerpos flotantes dispongo de rejillas, las que explico más adelante.

7º.- Conviene que la entrada de agua en la tubería se verifique sin gran contracción de la vena líquida, y sin formación de remolinos. Lo primero produce pérdida de carga, y lo segundo golpes de ariete.

Para impedir la contracción de la vena líquida, doy a la embocadura de la tubería forma abocinada, aumentando la sección de origen en un 20%. Para evitar los golpes de ariete se diseña la colocación de la embocadura de la tubería lo más bajo posible.

8º.- La Cámara de Presión tendrá un volumen de 15 a 30 veces el gasto máximo.

Asumo un valor de 30 veces el caudal Q máximo:

$$V = 30 \times 0.58 = 17.4 \text{ M}^3$$

Adopto las siguientes dimensiones:

Ancho	=	3. 00	m.
Alto	=	1.20	
Largo	=	4.70	
V	=	$3 \times 1.2 \times 4.7 = 16.9 \text{ M}^3$	
Pendiente	=	20%	

Rejillas

Sirven para impedir la entrada en las turbinas de los cuerpos flotantes que por su gran tamaño pueden perjudicarlas. Existen dos clases de rejillas: gruesas y finas. Las primeras se colocan, algunas veces, en la embocadura del canal para evitar la entrada en este de los grandes cuerpos flotantes. La luz entre barras es de 5 a 30 cm. Las finas están destinadas especialmente para evitar la entrada de - cuerpos más pequeños en las turbinas y en las tuberías.

En el proyecto de las rejillas finas se tuvo en cuenta las siguientes consideraciones:

1º .- Para que no entren cuerpos flotantes de tamaño que puedan perjudicar a los órganos de las turbinas, conviene que los claros de la rejilla sean de escasa luz.

Se forma con pletina de la longitud necesaria y de sección de 60 mm en la dirección de la corriente y 6mm de espesor, dejando claros de 15 a 40 mm. Estas pletinas se agrupan en paquetes de 1 m de ancho, por medio de tornillos pesantes, puestos en dos paquetes contiguos a distinta altura, para evitar que dos tuercas o cabezas de tornillo queden en contacto y allí la luz entre pletinas sea mayor que la que convenga.

2º.- La rejilla no debe disminuir excesivamente la sección de desagüe. La disminución lleva consigo el aumento de velocidad y pérdida de nivel. La velocidad a través de la rejilla comprendiendo la sección bruta, debe ser según Creager pag.291 de 0.45 a 0.75 m/seg. La experiencia demuestra que no se limpia con velocidades mayores de 0.75 m/seg.

Utilizo pletinas de sección rectangular por ser las más económicas y las más apropiadas.

3º.- La inclinación de la rejilla ha de depender de la forma en que se efectúe la limpieza.

Como ésta limpieza se verificará a mano le doy una inclinación de 35º.

C A P I T U L O X

TUBERIA DE PRESION

La tubería de presión tiene por objeto conducir el agua desde la cámara de presión a la turbina, para transformar la energía potencial de posición que tiene el agua en la cámara de presión, en energía potencial y al final de la conducción forzada. La tubería va directamente de la cámara de presión a la turbina.

En la planta se ha considerado que una tubería de carga se podrá abastecer la demanda. Para el cálculo tuve en cuenta los siguientes datos de diseño:

- a) Acero ASTM-15 Billet Structural Grade, de -

18.000 lbs/plg² ; con una eficiencia en las juntas de 100% bajo la máxima carga estática.

b) Limitación en la sobrepresión en la tubería :
25% de la carga estática máxima, o sea $B = 1.25$

Esfuerzos a que está sometida la tubería.

a) Esfuerzos de tensión en el sentido de la tangente a la circunferencia de sección transversal debidos a la presión interior.

b) Esfuerzos debidos al terraplen cuando la tubería va cubierta por éste, y a la diferencia de presión interior en una misma sección transversal por la mayor altura estática en la parte inferior de la tubería.

c) Esfuerzos longitudinales debidos a la flexión cuando la tubería no va apoyada en forma continua.

d) Esfuerzos longitudinales debidos a las diferencias de temperatura.

e) Esfuerzos en los codos por la fuerza viva del agua.

f) Esfuerzos accidentales debidos al posible desprendimiento de materiales en la ladera.

Longitud de la tubería

Primer tramo : 170 metros

Segundo tramo : 130 metros

Tercer tramo : 140 metros

340 metros = total

Caudal total = $Q = 580 \text{ lts/seg.}$

Altura neta del salto = 320 metros.

Cálculos

Tubo de aire

Se coloca un tubo de $1/12$ del diámetro del tubo de salida y a un metro de la cámara de presión. Coloco un tubo de 5 cm. de diámetro.

Golpe de ariete positivo

Asumo un $B = 1.25$

$$B = \frac{H_o + h_o}{H}$$

$$h_o = 0.25 \times 320 = 80 \text{ mts.}$$

Diámetro de la tubería

Utilizo para el cálculo de los diámetros de la tubería la fórmula de Bondschu:

$$d = \sqrt[7]{\frac{5.2 Q^3}{H}}$$

en donde:

d = diámetro en metros

Q = caudal máximo en M³/seg.

H = presión hidráulica más la sobrepresión accidental.

$$d = \sqrt[7]{5.2 Q^3 / H}$$

$$d = \sqrt[7]{5.2 \times 0.195 / H}$$

$$d = \sqrt[7]{5.2 \times 0.58^3 / H}$$

$$d = \sqrt[7]{1.01 / H} \quad d = \sqrt[7]{1 / H}$$

$$d = \sqrt[7]{\frac{1}{H}}$$

Tramo AB

$$d = 1 / \sqrt[7]{33.00} = 1 / 1.648 = 0.60$$

$$\phi = 0.60$$

Tramo BC

$$d = 1 / \sqrt[7]{80.00} = 1/1.865 = 0.53$$
$$\phi = 0.53$$

Tramo CD

$$d = 1 / \sqrt[7]{134.90} = 1/2.020 = 0.49$$
$$\phi = 0.49$$

Tramo DE

$$d = 1 / \sqrt[7]{186.60} = 1/2.110 = 0.47$$
$$\phi = 0.47$$

Tramo EF

$$d = 1 / \sqrt[7]{232.50} = 1/2.151 = 0.46$$
$$\phi = 0.46$$

Tramo FG

$$d = 1 / \sqrt[7]{292.90} = 1/2.250 = 0.44$$
$$\phi = 0.44$$

Tramo GH

$$d = 1 / \sqrt[7]{342.80} = 1/2.300 = 0.43$$
$$\phi = 0.43$$

Tramo HI

$$d = 1 / \sqrt[7]{400.00} = 1/2.350 = 0.42$$
$$\phi = 0.42$$

Abocinamiento inicial

Para evitar la gran contracción de la vena líquida, y los remolinos doy a la embocadura de la tubería forma abocinada, aumentando en su origen la sección. La contracción de la vena produce una pérdida de carga y los remolinos originan el arrastre de aire.

$$Q = K s v$$

$$K = 0.97 \text{ coef. de contracción}$$

$$v = 1.50 \text{ m/seg.}$$

$$S = Q/Kv = \pi D^2/4$$

$$D = 2 \sqrt{Q/Kv\pi} \quad D = 2 \times \sqrt{0.58 / 0.97 \times 1.50 \times 3.14}$$

$$D = 2 \times 0.58/4.57 \quad D = 2 \times 0.127 = 0.70$$

$$D = 0.70 \text{ m. diámetro del bocín.}$$

Altura de la cámara de presión a partir de la parte superior del bocín = $10 h'$

$$\text{Siendo } h' = 1.50^2 / 2 \times 9.81 = 0.112 \text{ mts.}$$

$$h = 0.112 \times 10 = 1.12 \text{ mts.}$$

Asumo $h' = 1.70$ mts. para obtener una altura de 2.00 en la cámara de presión a fin de que ésta tenga una capacidad suficiente para atender la demanda de agua en el momento de una sobrecarga mientras llega la del canal.

En vista de que la fórmula utilizada para el --
cálculo de los diámetros es empírica, y los valores obteni-
dos relativamente semejantes, adopto los siguientes diáme-
tros:

$$\text{Tramo AB} = d = 0.60$$

$$\text{Tramos BC - CD - DE} = d = 0.50$$

$$\text{Tramos EF-FG-GH-HI} = d = 0.45$$

En la unión de los tramos AB, BC uso un tubo de
reducción gradual cuya longitud especificada por Addison en
su libro Applied Hydraulics (Pag.597) es:

$$l = (0.60 - 0.50) \times 10 = 1.00 \text{ mts.}$$

En la unión del tramo DE y EF utilizo un tubo de
reducción gradual de 0.50 m.

$$l = (0.50 - 0.45) \times 10 = 0.50$$

Velocidades

$$V = Q/S \quad V = 0.580/\pi d^2/4 \quad V = 0.738/\pi d^2$$

$$V_{ab} = 0.738/0.36 = 2.25 \text{ m/seg.}$$

$$V_{be} = 0.738/0.25 = 2.95 \text{ m/seg.}$$

$$V_{ei} = 0.738/0.18 = 4.10 \text{ m/seg.}$$

Espesores

$$e = \frac{pd}{2} + 3$$

siendo : $p = \frac{H}{10} \text{ Kgs/cm}^2$

$$d = \text{diámetro en mm}$$

$$\sigma = 800 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$e = \text{espesor en mm.}$$

Adicionamos 3 mm para desgaste.

$$p = \frac{H}{10}$$

$$e = \frac{\frac{H}{10} d}{2 \times 800} + 3$$

$$e = \frac{\frac{H}{10} d}{1600} + 3$$

Para buscar los espesores requeridos, aplico la anterior fórmula, pero sin buscar directamente el espesor, sino busco la altura H hasta la cual se justifica el utilizar determinado espesor.

Espesor de 5 mm (mínimo)

$$5 = \frac{\frac{H}{10} \times 500}{1600} + 3$$

$$H = 3200/50 = 64 \text{ mts.}$$

6 mm

$$6 = \frac{\frac{H}{10} \times 500}{1600} + 3$$

$$H = 4800/50 = 96 \text{ mts.}$$

7 mm.

$$7 = \frac{\frac{H}{10} \times 500}{1600} + 3$$

$$H = 6400/50 = 128 \text{ mt.}$$

8 mm

$$8 = \frac{\frac{H}{10} \times 500}{1600} + 3$$

$$H = 8000/50 = 160 \text{ mts.}$$

9 mm

$$9 = \frac{\frac{H}{10} \times 500}{1600} + 3$$

$$H = 9600/50 = 193 \text{ m.}$$

10 mm

$$10 = \frac{\frac{H}{10} \times 500}{1600} + 3$$

$$H = 11200/50 = 223 \text{ m.}$$

$$11 \text{ mm.} \quad 11 = \frac{\frac{H}{10} \times 450}{1600} + 3$$

$$H = 12800/45 = 284 \text{ m.}$$

$$12 \text{ mm.} \quad 12 = \frac{\frac{H}{10} \times 450}{1600} + 3$$

$$H = 14400/45 = 320 \text{ m.}$$

$$13 \text{ mm.} \quad 13 = \frac{\frac{H}{10} \times 450}{1600} + 3$$

$$H = 16.000/45 = 356 \text{ mts.}$$

$$14 \text{ mm.} \quad 14 = \frac{\frac{H}{10} \times 450}{1600} + 3$$

$$H = 17600/45 = 392 \text{ mts.}$$

$$15 \text{ mm.} \quad 15 = \frac{\frac{H}{10} \times 450}{1600} + 3$$

Golpe de ariete negativo:

Utilizo la fórmula de Allievi quien la dedujo experimentalmente:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k d/e}}$$

en donde:

a = velocidad de propagación de la onda

k = coeficiente = 0.5 para tubería de fundición

d = diámetro en mm

e = espesor en mm.

$$a_1 = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{600}{5}}} \quad 9900/10.4 = 951 \quad a_1 = 951$$

$$a_2 = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{500}{6}}} = 9900/9.48 = 1043 \quad a_2 = 1043$$

$$a_3 = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{500}{7}}} = 9900/9.20 = 1065 \quad a_3 = 1065$$

$$a_4 = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{500}{8}}} = 9900/9.16 = 1081 \quad a_4 = 1081$$

$$a_5 = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{500}{9}}} = 9900/8.72 = 1136 \quad a_5 = 1136$$

$$a_6 = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{450}{10}}}$$

$$= 9900/8.69 = 1140$$

$$a_6 = 1140$$

$$a_7 = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{450}{11}}}$$

$$= 9900/830 = 1192$$

$$a_7 = 1192$$

$$a_8 = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{450}{12}}}$$

$$= 9900/8.20 = 1200$$

$$a_8 = 1200$$

$$a_9 = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{450}{13}}}$$

$$= 9900/8.10 = 1221$$

$$a_9 = 1221$$

$$a_{10} = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{450}{14}}}$$

$$= 9900/8.05 = 1231$$

$$a_{10} = 1231$$

$$a_{11} = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.5 \frac{450}{15}}}$$

$$= 9900/7.96 = 1244$$

$$a_{11} = 1244$$

$$a = \frac{\sum a_n \ln}{\sum l_n}$$

$$= \frac{428.713}{340} = 1260$$

$$v = \frac{v_n l_n}{\sum 1}$$

$$= \frac{1478.2}{340} = 4.60$$

$$P = av/2gh = 1260 \times 4.60/2 \times 9.81 \times 320$$

$$P = 0.92$$

En el diagrama de Gómez Navarro en la Pag. 625 obten
go para $P = 0.92$ y $B = 1.25$, el valor de ϕ 3.50

u = tiempo que transcurre entre el comienzo del cie
rra hasta el instante en que se produce la máxima presión,
tiene por expresión:

$$u = \frac{2l}{a} = \frac{2 \times 340}{1260} = 0.54$$

$$\phi u = T_o = 3.5 \times 0.54 = 1.90 \text{ tiempo crítico}$$

T = tiempo de cierre

$$T \leq T_o \quad \text{Adopto } 3 \text{ seg.}$$

Compruebo el valor de T por la fórmula de Michaud
para la sobrepresión por golpe de ariete:

$$h = 2lv/gT = 2 \times 340 \times 4.60/9.81 \times 3$$

TUBERIAS DE PRESION

Tramo	Virola	longitud cm	ϕ m.	V m/seg.	H m.	e mm	a_n	a_{ln}	v_{ln}	Peso ton.
AB	1	500	0.60	2.25	4.10	5	951	47.55	11.25	0.370
	2	500	0.60	2.25	8.30	5	951	47.55	11.25	0.370
	3	500	0.60	2.25	12.60	5	951	47.55	11.25	0.370
	4	500	0.60	2.25	17.10	5	951	47.25	11.25	0.370
	5	500	0.60	2.25	21.10	5	951	47.55	11.25	0.370
	6	500	0.60	2.25	25.50	5	951	47.55	11.25	0.370
	7	500	0.60	2.25	29.60	5	951	47.55	11.25	0.370
Red	Red.	100	0.50	2.95	31.10	5	951	49.51	2.25	0.070
BC	8	500	0.50	2.95	33.80	5	951	47.55	14.75	0.308
	9	500	0.50	2.95	38.00	5	951	47.55	14.75	0.308
	10	500	0.50	2.95	42.50	5	951	47.55	14.75	0.308
	11	500	0.50	2.95	46.85	5	951	47.55	14.75	0.308
	12	500	0.50	2.95	51.10	5	951	47.55	14.75	0.308
	13	500	0.50	2.95	55.25	5	951	47.55	14.75	0.308

TUBERIAS DE PRESION

Tramo	Virola	Longitud cm.	ϕ m.	V m/seg.	H m.	e mm.	a _n	a _n l	v _n l	Peso Ton.
CD	14	500	0.50	2.95	59.00	5	951	47.55	14.75	0.308
	15	500	0.50	2.95	62.40	5	951	47.55	14.75	0.308
	16	500	0.50	2.95	67.40	6	1053	52.15	14.75	0.371
	17	500	0.50	2.95	71.30	6	1043	52.15	14.75	0.371
	18	500	0.50	2.95	75.50	6	1043	52.15	14.75	0.371
	19	500	0.50	2.95	80.00	6	1043	52.15	14.75	0.371
	20	500	0.50	2.95	84.40	6	1043	52.15	14.75	0.371
	21	500	0.50	2.95	88.70	6	1043	52.15	14.75	0.371
	22	500	0.50	2.95	93.00	6	1043	52.15	14.75	0.371
	23	500	0.50	2.95	97.35	7	1065	53.25	14.75	0.433
24	500	0.50	2.95	102.10	7	1065	53.25	14.75	0.433	
25	500	0.50	2.95	105.90	7	1065	53.25	14.75	0.433	
26	500	0.50	2.95	109.60	7	1065	53.25	14.75	0.433	
27	500	0.50	2.95	113.70	7	1065	53.25	14.75	0.433	

TUBERIAS DE PRESION

Tramo	Virola	Longitud cm.	Ø m.	V m/seg.	H m.	e mm.	a n	a _l n	v _l n	Peso Ton.
28	500	500	0.50	2.95	118.00	7	1065	53.25	14.75	0.433
29	500	500	0.50	2.95	122.10	7	1065	53.25	14.75	0.433
30	500	500	0.50	2.95	126.25	7	1065	53.25	14.75	0.433
31	500	500	0.50	2.95	131.10	8	1081	54.05	14.75	0.495
32	500	500	0.50	2.95	134.90	8	1081	54.05	14.75	0.495
33	500	500	0.50	2.95	139.75	8	1081	54.05	14.75	0.495
34	500	500	0.50	2.95	143.20	8	1081	54.05	14.75	0.495
Codo	200	200	0.50	2.95	144.50	8	1081	21.62	5.90	0.198
Red.	50	50	0.50	2.95	145.50	8	1081	5.40	4.98	0.049
35	500	500	0.45	4.10	148.80	8	1081	54.05	20.50	0.445
36	500	500	0.45	4.10	153.00	8	1081	54.05	20.50	0.445
37	500	500	0.45	4.10	157.30	8	1081	54.05	20.50	0.445
38	500	500	0.45	4.10	162.50	9	1136	56.80	20.50	0.500
39	500	500	0.45	4.10	167.50	9	1136	56.80	20.50	0.500

TUBERIAS DE PRESION

Tramo	Virola	Longitud cm.	Ø m.	V m/seg.	H m.	e mm.	a n	a _n ^l	v _n ^l	Peso ton.
	40	500	0.45	4.10	172.35	9	1136	56.80	20.50	0.500
	41	500	0.45	4.10	176.50	9	1136	56.80	20.50	0.500
	42	500	0.45	4.10	181.40	9	1136	56.80	20.50	0.500
EF	43	500	0.45	4.10	186.60	9	1136	56.80	20.50	0.500
	44	500	0.45	4.10	191.00	9	1136	56.80	20.50	0.500
	45	500	0.45	4.10	195.00	10	1140	57.00	20.50	0.555
	46	500	0.45	4.10	199.50	10	1140	57.00	20.50	0.555
	47	500	0.45	4.10	204.50	10	1140	57.00	20.50	0.555
	48	500	0.45	4.10	209.70	10	1140	57.00	20.50	0.555
	49	500	0.45	4.10	214.05	10	1140	57.00	20.50	0.555
	50	500	0.45	4.10	218.60	10	1140	57.00	20.50	0.555
	51	500	0.45	4.10	223.50	11	1192	59.60	20.50	0.612
	52	500	0.45	4.10	228.00	11	1192	59.60	20.50	0.612
FG	53	500	0.45	4.10	232.50	11	1192	59.60	20.50	0.612

TUBERIAS DE PRESION

Tramo	Virola	Longitud	Ø m.	V m/seg.	H m.	e mm	a _n	a _n ^l	v _n ^l	Peso ton.
54		500	0.45	4.10	237.75	11	1192	59.60	20.50	0.612
55		500	0.45	4.10	241.55	11	1192	59.60	20.50	0.612
56		500	0.45	4.10	246.70	11	1192	59.60	20.50	0.612
57		500	0.45	4.10	251.60	11	1192	59.60	20.50	0.612
58		500	0.45	4.10	256.75	11	1192	59.60	20.50	0.612
59		500	0.45	4.10	262.00	11	1192	59.60	20.50	0.612
60		500	0.45	4.10	265.05	11	1192	59.60	20.50	0.612
Codo		200	0.45	4.10	266.15	11	1192	23.84	8.20	0.245
61		500	0.45	4.10	269.00	11	1192	59.60	20.50	0.612
62		500	0.45	4.10	272.85	11	1192	59.60	20.50	0.612
63		500	0.45	4.10	277.00	11	1192	59.60	20.50	0.612
64		500	0.45	4.10	281.10	11	1192	59.60	20.50	0.612
65		500	0.45	4.10	284.70	12	1200	60.00	20.50	0.668
66		500	0.45	4.10	288.45	12	1200	60.00	20.50	0.668

TUBERIAS DE PRESION

Tramo	Virola	Longitud cm	ϕ m,	V m/seg.	H m.	e mm	a_n	$a_n l_n$	$v_n l_n$	Peso ton.
GH	67	500	0.45	4.10	292.90	12	1200	60.00	20.50	0.668
	68	500	0.45	4.10	296.70	12	1200	60.00	20.50	0.668
	69	500	0.45	4.10	300.50	12	1200	60.00	20.50	0.668
	70	500	0.45	4.10	304.80	12	1200	60.00	20.50	0.668
	71	500	0.45	4.10	308.40	12	1200	60.00	20.50	0.668
	72	500	0.45	4.10	312.20	12	1200	60.00	20.50	0.668
	73	500	0.45	4.10	315.80	12	1200	60.00	20.50	0.668
	74	500	0.45	4.10	319.60	12	1200	60.00	20.50	0.668
	75	500	0.45	4.10	323.20	13	1221	61.05	20.50	0.721
	76	500	0.45	4.10	327.20	13	1221	61.05	20.50	0.721
	77	500	0.45	4.10	331.00	13	1221	61.05	20.50	0.721
	78	500	0.45	4.10	334.30	13	1221	61.05	20.50	0.721

TUBERIAS DE PRESION

Tramo	Virola	Longitud cm.	Ø m.	V m/seg.	H m.	e mm.	a _n	a _l n	v _l n	Peso Ton.
79	500	0.45	4.10	339.00	13	1221	61.05	20.50	0.721	
80	500	0.45	4.10	342.80	13	1221	61.05	20.50	0.721	
81	500	0.45	4.10	346.60	13	1221	61.05	20.50	0.721	
82	500	0.45	4.10	350.50	13	1221	61.05	20.50	0.721	
83	500	0.45	4.10	355.00	13	1221	61.05	20.50	0.721	
84	500	0.45	4.10	358.80	14	1231	61.55	20.50	0.776	
85	500	0.45	4.10	362.30	14	1231	61.55	20.50	0.776	
86	500	0.45	4.10	366.30	14	1231	61.55	20.50	0.776	
87	500	0.45	4.10	370.40	14	1231	61.55	20.50	0.776	
88	500	0.45	4.10	373.90	14	1231	61.55	20.50	0.776	
89	500	0.45	4.10	377.60	14	1231	61.55	20.50	0.776	
90	500	0.45	4.10	382.60	14	1231	61.55	20.50	0.776	
91	500	0.45	4.10	386.00	15	1244	62.20	20.50	0.832	

TUBERIAS DE PRESION

Tramo	Virola	Longitud cm.	Ø m.	V m/seg.	H m.	e mm	a n	a _n l n	v _n l n	Peso Tons.
92		500	0.45	4.10	389.00	15	1244	62.20	20.50	0.832
93		500	0.45	4.10	394.00	15	1244	62.20	20.50	0.832
94		500	0.45	4.10	400.00	15	1244	62.20	20.50	0.832
Codo		200	0.45	4.10	402.00	15	1244	24.65	20.50	0.410
95		500	0.45	4.10	402.00	15	1244	62.65	20.50	0.832

C A P I T U L O X I

CALCULO DE LAS PERDIDAS EN LA TUBERIA

Se sabe que toda masa de agua que se encuentre en cierta posición elevada, tiene una energía potencial con respecto a un cierto nivel inferior al que el agua puede conducir. Pero esta energía potencial no puede aprovecharse completamente. Así, en la conducción y desagüe de dicha masa de agua se originan pérdidas, las que hay que deducir de la energía potencial para obtener la aprovechable. La suma total de las pérdidas en la tubería debe ser menor del 10%.

Estas pérdidas son:

Pérdida de entrada del agua en la tubería.

La pérdida de carga a la entrada de la tubería, se produce por la creación de la velocidad necesaria para el - paso del caudal por la sección de entrada de la tubería, y por el roce de los filetes líquidos, al dirigirse éstos a la embocadura y por contracción en ella de la vena líquida.

Utilizo la siguiente fórmula para calcular las pérdidas:

$$h_1 = 0.50 \frac{v^2}{2g}$$

$$v = 1.50 \text{ m/seg.}$$

$$h_1 = 0.50 \times \frac{1.50^2}{2 \times 9.81} = 0.057$$

$$h_1 = 0.057$$

Pérdida por rozamiento a lo largo de la tubería

Esta pérdida es mucho más importante que las demás, y por ello, muchas veces, la única que se tiene en cuenta.

Numerosas son las fórmulas dadas para hallar esta pérdida, utilizo la de Hazen & Williams:

$$v = 0.0204 R^{0.63} i^{0.54} c \text{ (Pérdida de carga por Km)}$$

siendo:

v = velocidad media por segundo, en metros.

R = radio hidráulico en metros. En los tubos circulares = $R = D/4$

i = pendiente (número); es decir, pérdida de carga por metro.

c = coeficiente de rugosidad = 120 tuberías de acero.

Primer tramo

$$R = 0.60/4 = 0.15$$

$$v = 2.25$$

$$l = 35.$$

Utilizando el ábaco de Gómez Navarro Pag. 702 encuentro i:8.5

y:

$$h = \frac{8.5 \times 35}{1000} = 0.297 \text{ mts.}$$

Segundo Tramo

$$R = 0.50/4 = 0.125$$

$$l = 138.50$$

$$v = 2.95$$

En el ábaco encontramos el valor de i = 10.50, y el de

$$h = \frac{10.50 \times 138.50}{1000} = 1.460$$

Tercer Tramo

$$R = 0.45/4 = 0.112$$

$$v = 4.10$$

$$l = 309.00$$

En el ábaco encuentro que $i = 10.90$

Entonces:

$$h = \frac{10.90 \times 309}{1000} = 3.371$$

Las pérdidas serán : $0.297 + 1.460 + 3.371 = 5.128$

$$h_2 = 5.128$$

Pérdida por desviación en los codos.

Utilizo para calcular estas pérdidas la fórmula que da William Creager:

$$h = k v^2 / 2g$$

en donde:

k = coeficiente que varía con la relación a los ϕ ; siendo ϕ el radio de curvatura del codo en metros, y ϕ el diámetro de la tubería.

El valor de K se obtiene de tablas especiales, y está dado por un ángulo al centro de 90°. Creager trae un abaco en el que se puede obtener los factores de corrección de K cuando el ángulo al centro es diferente de 90°.

Codo N°1

$$\begin{aligned} B &= 10^\circ && (\text{ángulo al centro}) \\ \psi &= 6.50 && (\text{radio de curvatura}) \\ \phi &= 0.50 && (\text{radio interno de la tubería}) \\ v &= 2.95 \text{ m/seg.} && (\text{Velocidad del agua en la tubería}). \end{aligned}$$

luego:

$$\frac{\psi}{\phi} = 6.50 / 0.50 = 13$$

$$\text{Para } K_{90^\circ} = 0.45$$

$$K_{10^\circ} = 0.45 \times 0.20 = 0.090$$

$$h = 0.090 \times \frac{(2.95^2)}{2 \times 9.81} = 0.041$$

Codo N° 2

$$\begin{aligned} B &= 12^\circ \\ \psi &= 7.00 \\ \phi &= 0.45 \\ v &= 4.10 \end{aligned}$$

$$\frac{\psi}{\phi} = \frac{7.00}{0.45} = 15.7$$

$$K_{90^\circ} = 0.48$$

$$K_{12^\circ} = 0.48 \times 0.22 = 0.106$$

$$h = 0.106 \times \frac{4.10^2}{2 \times 9.81} = 0.086$$

$$\text{Pérdida total} = 0.41 + 0.086 = 0.127 \text{ mts.}$$

$$h_3 = 0.127 \text{ mts.}$$

Pérdida en los cambios de sección.

Según Creager, la pérdida de carga en los cambios de sección o estrechamientos, tiene la siguiente expresión:

$$h = n \frac{v^2}{2g}$$

en la que n es un coeficiente práctico, que varía según la relación A_2/A_1 , siendo A_1 el área de la sección transversal de la tubería antes del estrechamiento, y A_2 el área de la sección transversal de la tubería después del estrechamiento. Y v la velocidad en la sección estrecha.

Primer cambio de sección

De 0.60 m a 0.50 m.

$$A_2/A_1 = 0.196/0.182 = 0.694$$

Para éste valor corresponde un valor $n = 0.15$

$$h = 0.15 \times \frac{2.95^2}{2 \times 9.81} = 0.066$$

Segundo cambio de sección

De 0.50 m a 0.45 m.

$$A_2 / A_1 = 0.157 / 0.196 = 0.80$$

Para éste valor corresponde un valor de $n = 0.08$

Reemplazando:

$$h = \frac{0.08 \times 4.10^2}{2 \times 9.81} = 0.067$$

Pérdida total por cambio de sección:

$$h_4 = 0.066 + 0.067 = 0.133$$

$$h_4 = 0.133$$

Pérdida total:

$$h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 5.128 + 0.127 + 0.133 + 0.057$$

$$H = 5.572 \text{ mts.}$$

$$\text{Altura bruta} = 320 \text{ metros}$$

$$320.000 - 5.572 = 314.438$$

$$H' = 314.438 / 320.000 = 98.25\%$$

El rendimiento es bastante alto, se suele considerar un rendimiento de un 96%, es decir un 4% de pérdidas. En mi caso tengo una pérdida del 1.75%

Otro método para hacer el cálculo de las pérdidas en la tubería consiste en calcular solamente las pérdidas causadas por rozamiento a lo largo de la tubería y aumentarle un 10% por las demás pérdidas. Según esto:

$$\text{Pérdidas por rozamiento} = 5.128 + 0.5128 = 5.640.$$

Este valor es un poco más alto que el calculado detalladamente.

También se puede calcular la tubería partiendo de la base de admitir un 4% de pérdidas. En éste caso se hace bastante economía en el diseño.

C A P I T U L O X I I

CALCULO Y DISEÑO DE APOYOS Y ANCLAJES

Apoyo N° 1

Dispongo apoyos cada 10 metros de distancia. El diámetro de la tubería es de 0.60 m. en un ángulo de 42° con la horizontal . El coeficiente de fricción entre la tubería y el concreto es de 0.45.

Peso tubo

$$\begin{aligned} P_p &= \pi \times D \times e \times 7 \times L \\ P_p &= 3.14 \times 0.60 \times 0.01 \times 7 \times 10 = 1.32 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Peso agua

$$P_a = \frac{3.14 \times 0.60^2 \times 10}{4} = \pi \times D^2 \times L = 2.83 \text{ ton}$$

Peso total

$$1.32 + 2.83 = 4.15 \text{ ton.}$$

Componente normal a la dirección del tubo

$$N = 4.15 \times \cos 42^\circ = 4.15 \times 0.74 = 3.08 \text{ ton.}$$

Esfuerzo debido al rozamiento

$$R = 3.08 \times 0.45 = 1.381 \text{ ton.}$$

Dimensionamiento del apoyo

$$\frac{2.10 + 1.00}{2} \times 1.20 \times 1.30 = 2.410$$

$$1.40 \times 1.70 \times 0.20 = \frac{0.475}{2.885} \text{ m}^3$$

$$2.885 \times 2.4 = 6.85 \text{ ton.}$$

Con las fuerzas N y R, y con el peso del apoyo encuentro una resultante que pasa casi por el centro de la base.

APOYO N° 2 y 3

Para una luz de 10 metros, diámetro de 0.50 m. y 52° de ángulo con la horizontal. Coeficiente de fricción entre el concreto y el acero de 0.45.

Peso propio

$$P_p = \pi \times D \times e \times 7 \times L$$

$$P_p = 3.14 \times 0.50 \times 0.015 \times 7 \times 10 = 1.65 \text{ ton}$$

Peso agua

$$P_a = \frac{\pi D^2}{4} \times L = \frac{3.14 \times 0.50^2 \times 10}{4} = 1.96 \text{ ton.}$$

Peso total

$$P = 1.65 + 1.96 = 3.61 \text{ ton}$$

Componente a la dirección del tubo

$$N = 3.61 \times \cos 52^\circ = 3.61 \times 0.62 = 2.22 \text{ ton.}$$

Esfuerzo debido al rozamiento

$$R = 2.22 \times 0.45 = 1.00 \text{ ton.}$$

Dimensionamiento del apoyo

$$\frac{2.90 + 1.00}{2} \times 1.60 \times 1.60 = 5.00 \text{ m}^3$$

$$2.00 \times 2.00 \times 0.20$$

$$= \frac{0.800}{5.800} \text{ metros}^3$$

$$5,800 \times 2,4 = 14 \text{ ton.}$$

Con las fuerzas de N y R además de la producida por el peso del apoyo encuentro una resultante total la que pasa casi por el centro del apoyo.

ANCLAJES

Los anclajes son necesarios en los codos a fin de resistir a la presión hidráulica que da en ellos una resultante que tiende a cerrar el ángulo del codo y, por lo tanto, a separar éste de su asiento. Anclaje N°1 (Codo N°1).

Las fuerzas actuante son: la resultante de las presiones P_1 y P_2 debidas al cambio de dirección de la tubería.

Estas fuerzas son aproximadamente iguales.

$$P_1 = P_2 = \frac{\pi \times D_i^2}{4} \times H \times 1000 \text{ Kgs.}$$

donde D_i = diámetro interior de la tubería, m.

H = carga de agua en el codo. m

$$P_1 = P_2 = \frac{3.14 \times 0.50^2 \times 114 \times 1000}{4} = 22.50 \text{ ton.}$$

$$P_1 = P_2 = 22.50 \text{ ton.}$$

Peso del agua

$$P_a = \frac{D_i \times \pi \times 1000 \times L}{4} = \frac{0.50^2 \times 3.14 \times 1000 \times 15}{4}$$

$$P_a = 2.96 \text{ ton.}$$

Peso acero

$$P_s = \pi \times D \times e \times L \times \rho$$

$$P_s = 3.14 \times 0.50 \times 0.010 \times 15 \times 7 = 1.54 \text{ ton.}$$

Reacción vertical:

$$\text{Peso agua} = 2.96$$

$$\text{Peso acero} = 1.54$$

$$\text{Peso cimient} = \frac{63.16}{67.66} \text{ Ton.}$$

Componiendo graficamente ésta reacción con la resultante R de las presiones se obtuvo $N = 58,20 \text{ ton.}$

El anclaje es de sección trapezoidal de $5 \times 1 \times 3,70$ y ancho de 4.00 mts.

$$\frac{3,70 + 0.70}{2} \times 5 \times 4 = 25,90 \text{ m.}^2$$

$$25.90 \times 2.4 = 63.16 \text{ ton.}$$

Esfuerzo sobre el terreno:

$$\frac{58,20}{4,00 \times 3,70} = \frac{58,20}{14,80} = 3,93 \text{ t/m}^2 = 0,39 \text{ k/cm}^2$$

En el extremo inferior del anclaje se colocará una junta de dilatación. En el extremo superior el anclaje va unido a la tubería por medio de argollas y pernos para obtener mayor seguridad contra el deslizamiento.

Anclaje N°2

$$\begin{aligned} P_1 = P_2 &= \frac{\pi D_i^2}{4} \times H \times 1000 \text{ Kg.} \\ &= \frac{3.14 \times 0.45^2 \times 216 \times 1000}{4} = 34.60 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$P_a = \frac{D_i \pi \times 1000 \times L}{4} = 23.60 \text{ ton.}$$

$$P_a = \frac{0.45 \times 3.14 \times 1000 \times 30}{4}$$

$$P_s = \pi \times D \times e \times L \times$$

$$P_s = \pi \times 0.45 \times 0.011 \times 30 \times 7 = 4.67 \text{ ton.}$$

Le damos al alclaje una sección trapezoidal de :

$$\frac{7,50 \times 0,50}{2} \times 6,00 \times 4,00 = 96 \text{ m}^2$$

$$96 \times 2,4 = 230 \text{ ton.}$$

$$\text{Peso agua} = 23,60$$

$$\text{Peso acero} = 32,70$$

$$\text{Cimiento} = \frac{230,00}{286,30} \text{ ton.}$$

Componiendo graficamente se obtuvo la resultante R de las presiones N = 380.50ton.

Anclaje N° 3

$$\begin{aligned} P_1 &= P_2 = \pi \times \frac{D_i^2}{4} \times H \times 1000 \text{ Kg.} \\ &= \frac{3,14 \times 0,45^2}{4} \times 394 \times 1000 \end{aligned}$$

$$P_1 = P_2 = 61.85 \text{ ton.}$$

$$P_a = \pi \times \frac{D_i^2}{4} \times 1000 \times L$$

$$P_a = 3,14 \times 0,45^2 \times 1000 \times 30 \times 23,60 \text{ ton.}$$

$$P_s = \pi \times D \times e \times L \times$$

$$P_s = 3,14 \times 0,45 \times 0,015 \times 30 \times 7 = 4.47 \text{ ton.}$$

Coloco además, una plataforma para ayudar al esfuerzo portante.

$$11 \times 11 \times 0.30 = 36.30 \text{ M}^3$$

$$\text{Peso} = 36,30 \times 2,4 = 87.12 \text{ ton.}$$

Cimiento	238.32
Agua	23.60
Acero	<u>4.46</u>
	266.38

Componiendo graficamente se obtiene una resultante de 400.10 toneladas la cual ejerce sobre el terreno un esfuerzo de :

$$\frac{400}{11 \times 11} = \frac{400}{121} = 3,3 \text{ t/m}^2 = 0.33 \text{ k/cm}^2$$

Cerca del extremo inferior del anclaje irá colocada una junta de dilatación . En el extremo superior del anclaje irá unida la tubería por medio de argollas y pernos para obtener mayor seguridad contra el deslizamiento.

C A P I T U L O XIII

ESCOGENCIA DE TURBINAS

El tipo de turbina se escoge según el número de revoluciones características n_s . Estas revoluciones se pueden obtener aplicando la siguiente fórmula:

$$n_s = \frac{n \sqrt{N}}{H^{5/4}}$$

Siendo:

- n = número de revoluciones por minuto.
- N = potencia de la turbina
- H = caída efectiva

El caudal máximo es de 580 litros/segundo.

La potencia efectiva de la turbina considerando el rendimiento de 0.87 será:

$$N = \frac{Q \times H \times \rho}{75} = \frac{0.580 \times 314.43 \times 0.87 \times 1000}{75}$$

$$N = 2120 \text{ CV}$$

$$n = \frac{60 f}{p}$$

$$f = 60 \sim$$

$$p = \text{pares de polos}$$

$$n_s = \frac{n \sqrt{2120}}{314.43^{5/4}} = \frac{n \sqrt{2120}}{1300} = \frac{46.18 n}{1300}$$

$$n_s = 0.0356 n$$

Para diferentes valores de n = revoluciones por minuto se puede obtener el siguiente cuadro:

n	p	n_s	Tipo
3600	1	128.20	Francis Normal
1800	2	64.10	Francis Lenta
1200	3	33.75	Pelton varios inyec.
900	4	32.04	Pelton varios inyec.
720	5	25.70	Pelton 1 inyector

<u>n</u>	<u>p</u>	<u>n_s</u>	<u>Tipo</u>
600	6	21.36	Pelton 1 inyector
514	7	18.34	Pelton 1 inyector
450	8	16.00	Pelton 1 inyector
400	9	14.24	Pelton 1 inyector
360	10	13.10	Pelton 1 inyector

Escojo una turbina Pelton de eje horizontal con generador de 5 pares de polos y 720 revoluciones por minuto.

Tubo de aspiración

Se encuentra aplicando la siguiente fórmula:

$$H_s = h_a - h_t - \sigma H$$

Siendo:

H_s = distancia vertical entre salida del agua del rodete y el nivel del desagüe, o sea la altura estática del tubo de aspiración.

h_a = altura de la presión atmosférica = 8.1 m.

h_t = tensión del vapor de agua = 0.24 para 20°

$$H_s = h_a - h_t - \sigma H$$

Estos datos se los debe dar a la casa fabricante de la turbina.

C A P I T U L O XIV

ESPECIFICACIONES Y PLIEGO DE CARGOS PARA EL PEDIDO DE LA TURBINA

ESPECIFICACIONES DE LA TURBINA

Turbina Pelton de eje horizontal de 1 solo inyector de 720 R.P.M. con una velocidad específica de 25.70 unidades métricas; para un caudal de 580 litros/seg. Para una altura de 320 metros y mínima de 314.43 mts. Con un regulador de un tiempo de cierre total no menor de 3". Con generador en el mismo eje para 5 pares de polos, potencia 1400 KVA. Voltaje 13.200. Generador, volante y excitación en el mismo eje cuyas especificaciones deben ser dadas al estudiar la parte

eléctrica. Con regulador de aceite. Cojinetes a cada lado de la turbina y otro al lado del generador. Con tubo de aspiración diseñado para una diferencia de altura entre la salida del rodete y el nivel de aguas de la descarga de :

$$h_a - h_t - \sim H$$

Para el pedido de una Turbina, se tiene en general los siguientes datos:

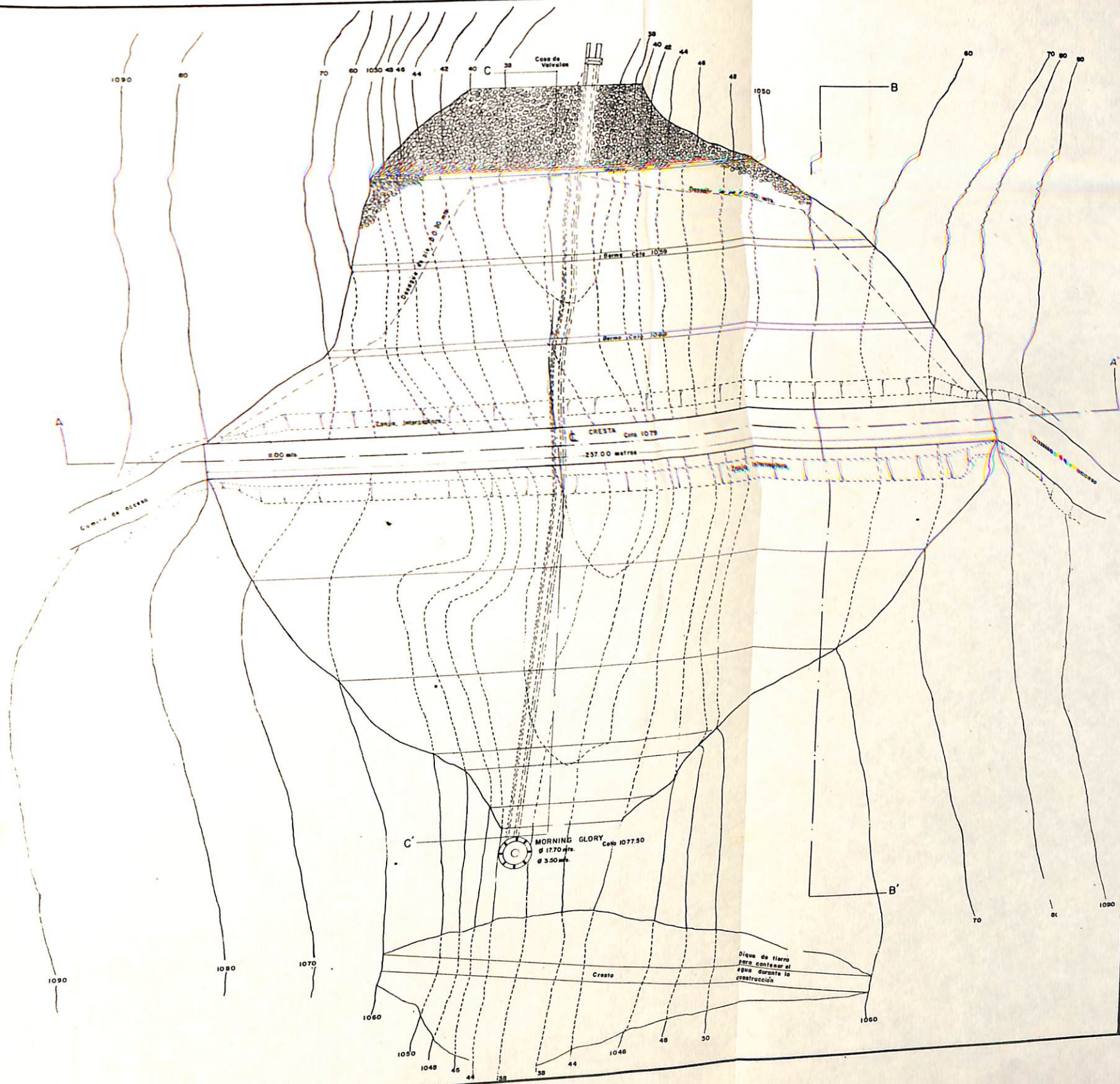
- 1.- Válvula
- 2.- Tacómetro
- 3.- Regulador de aceite
- 4.- Freno de mano en el volante
- 5.- Pernos para el anclaje
- 6.- Generador y excitador en el mismo eje
- 7.- Peso y volumen máximo del empaque
- 8.- Planos e instrucciones para el montaje de la turbina y del regulador
- 9.- Planos de cimientos. (Especificaciones de terreno se dan aparte).
- 10.- Especificaciones del aceite para lubricación de cojinetes de la turbina y del regulador de aceite.

11.- Incluir herramientas para el montaje

12.- Instrucciones de funcionamiento

13.- Precio CIF

PLANOS



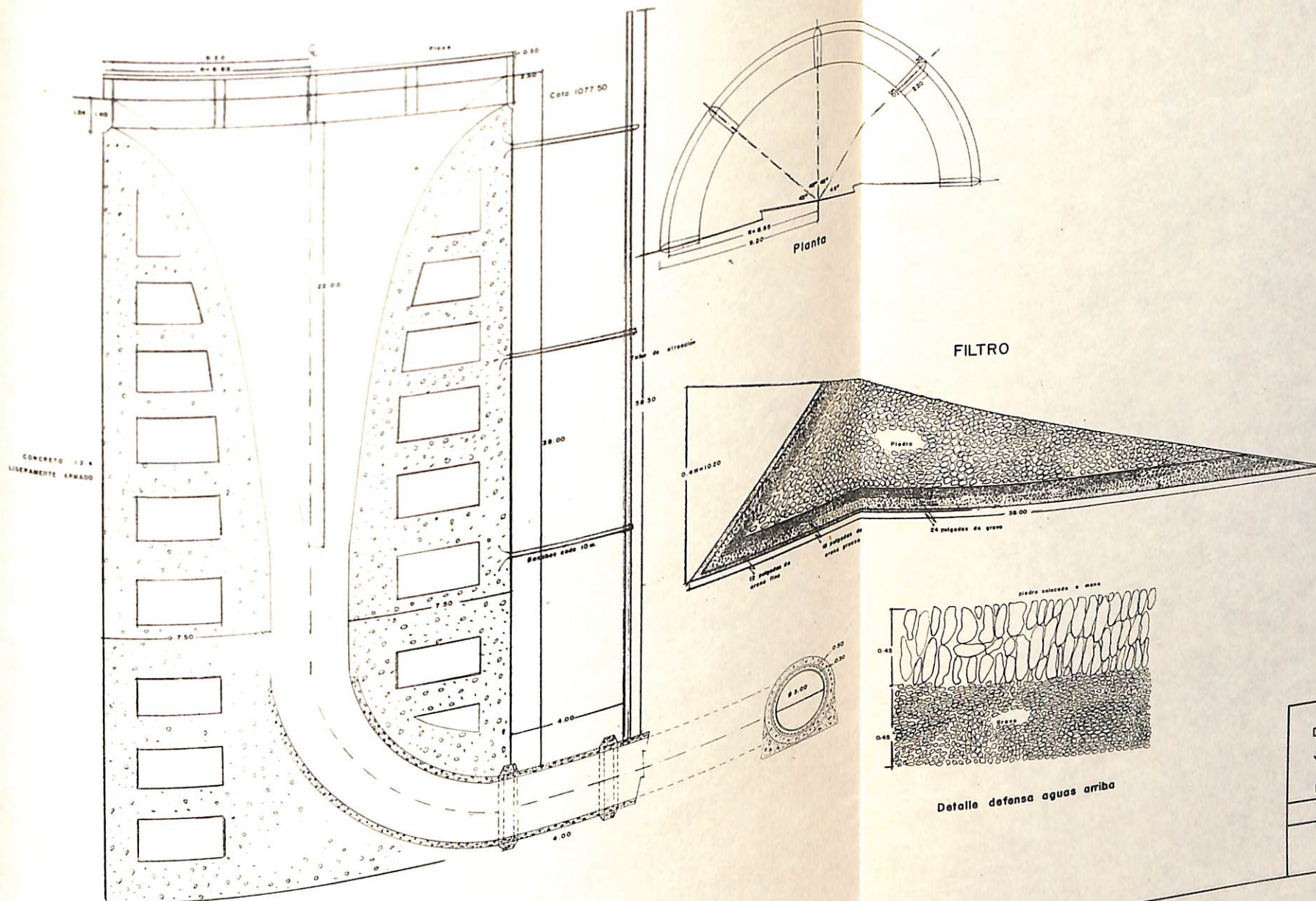
PLANTA DE LA PRESA Y TO-
POGRAFIA.

Escala 1:500

JORGE BUENDIA MARTINEZ

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERIA
BOGOTA - COLOMBIA - 1958

Rebosadero "MORNING GLORY"



DETALLE DEL MORNING GLORY
Y DEL FILTRO
Escala 1:100

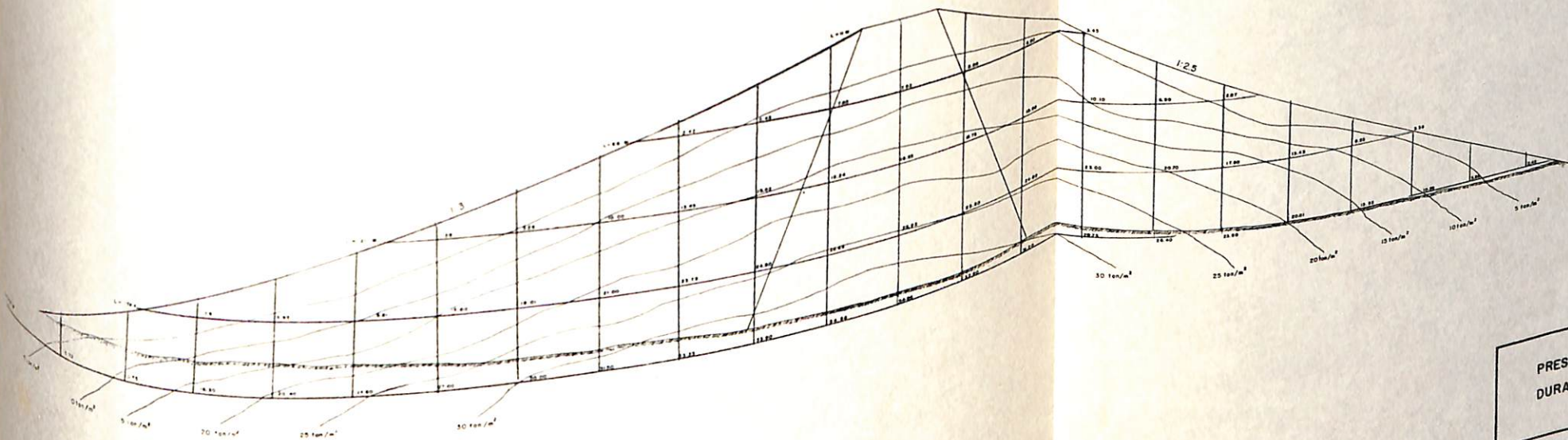
Escala 1:100

JORGE BUENDIA MARTINEZ

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA JAVERIANA

FACULTAD DE INGENIERIA

BOGOTA - COLOMBIA - 1958

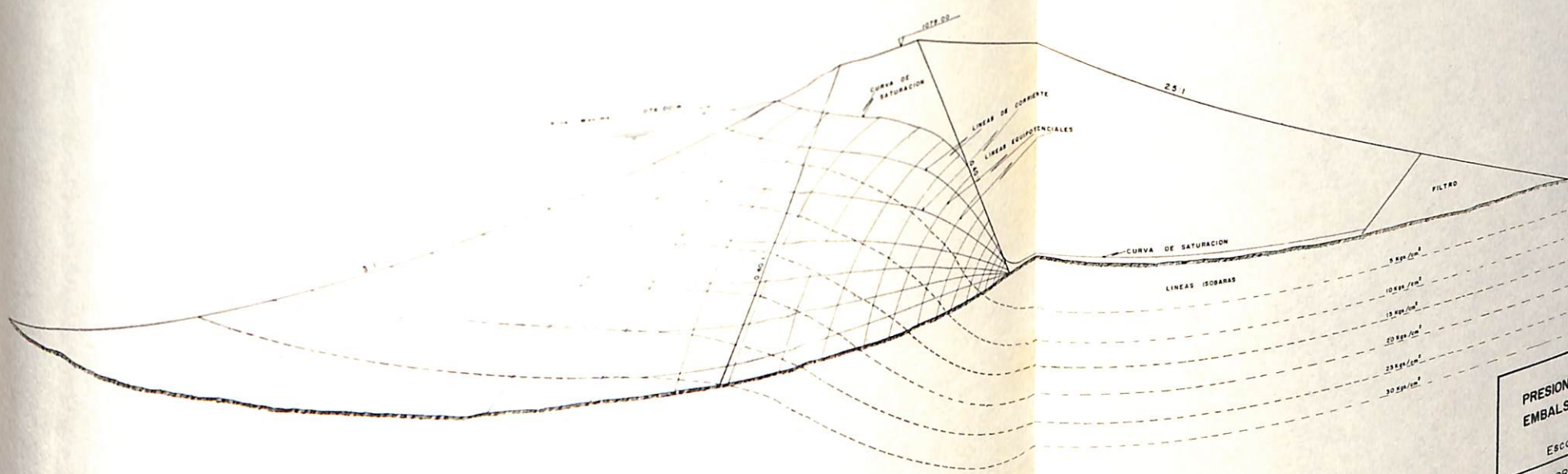


PRESIONES INTERSTICIALES
DURANTE LA CONSTRUCCION

Escala 1:300

JORGE BUENDIA MARTINEZ

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERIA
BOGOTA-COLOMBIA-1958

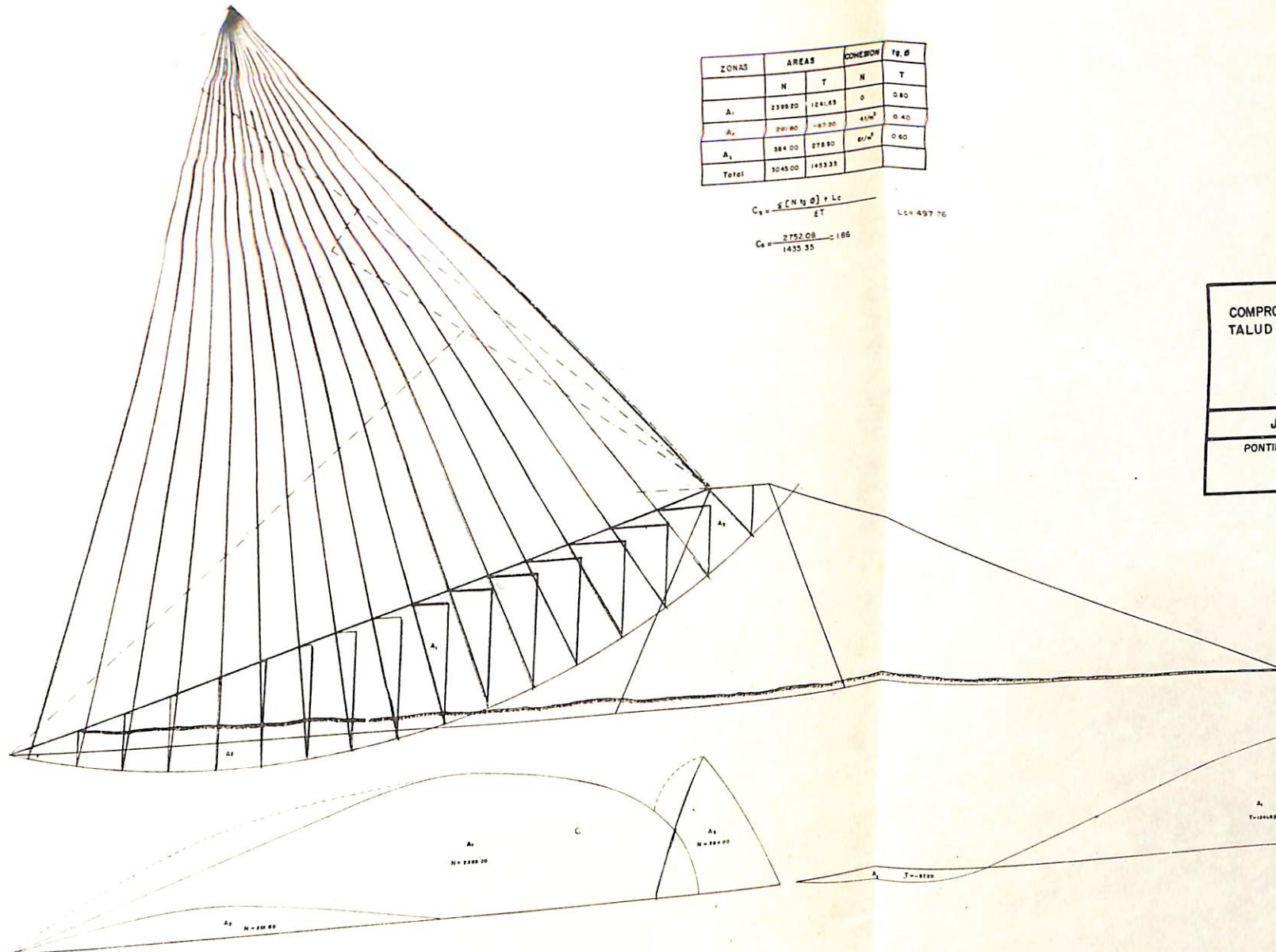


**PRESIONES INTERSTICIALES CON
EMBALSE LLENO.**

Escala 1:300

JORGE BUENDIA MARTINEZ

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERIA
BOGOTA - COLOMBIA - 1958



ZONAS	AREAS		CONEXION		tg. β
	N	T	N	T	
A ₁	2399.20	1241.83	0	0.80	
A ₂	281.80	-87.20	41m ²	0.40	
A ₃	384.00	278.80	61m ²	0.60	
Total	3065.00	1433.43			

$$C_s = \frac{\sum (N \cdot \tan \beta) + L_c}{L_c}$$

$$C_s = \frac{2752.08}{1433.35} = 1.92$$

L_c = 497.76

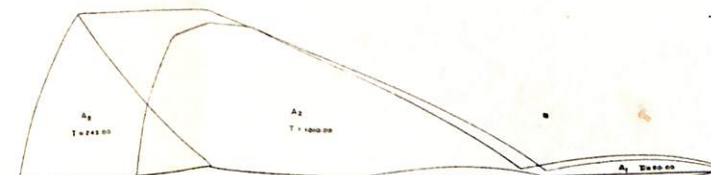
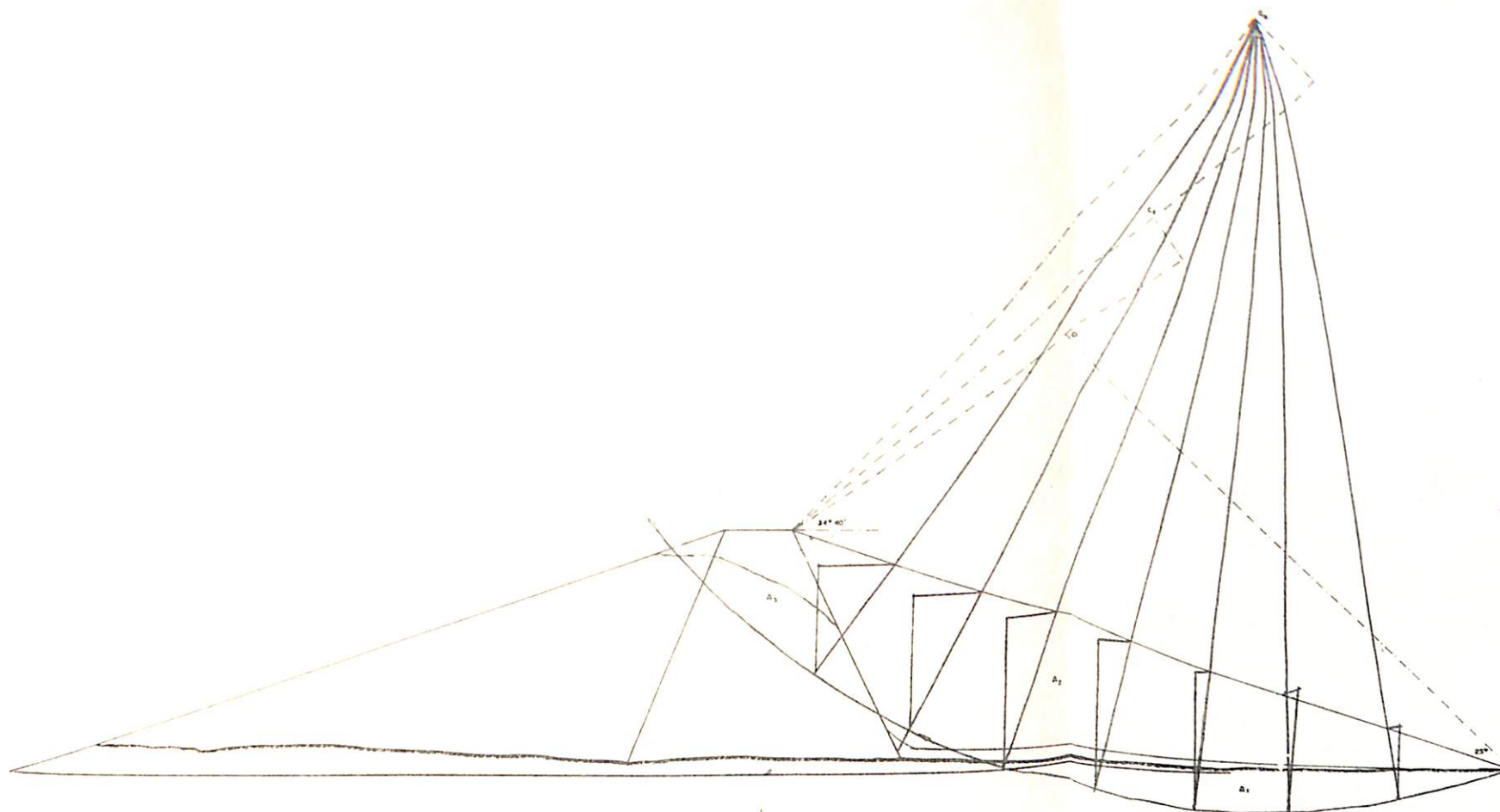
COMPROBACION DE ESTABILIDAD DEL
TALUD ANTERIOR DESCENSO RAPIDO

Escala de longitudes areas y
fuerzas 1:400

7

JORGE BUENDIA MARTINEZ

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERIA
BOGOTA - COLOMBIA-1958



ZONAS	AREAS		COHESION T/m ²	tg φ
	H	T		
A ₁	169.32	80.00	0	0.40
A ₂	2300.00	1010.00	4	0.80
A ₃	300.00	245.00	6	0.60
TOTAL	2769.32	1335.00		

$$C_s = \frac{\sum (W \cdot \sin \phi) + L_c}{\sum T} \quad L_c = 507.20$$

$$C_s = \frac{2394.83}{1335} = 1.794$$

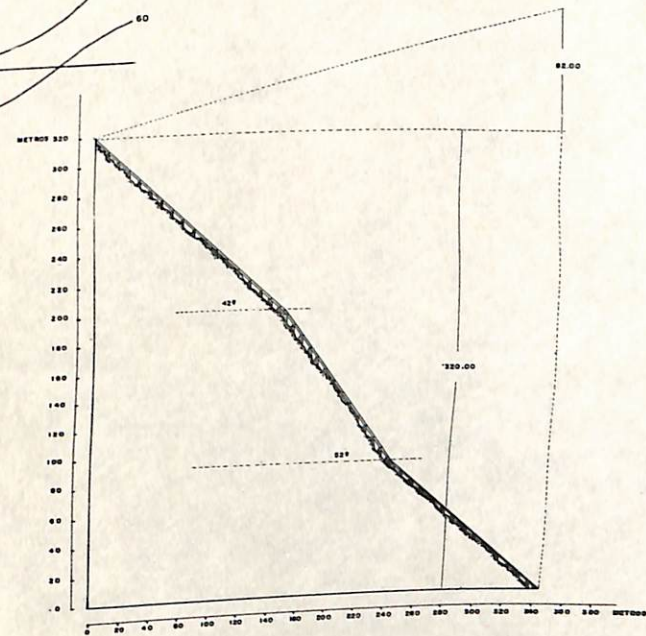
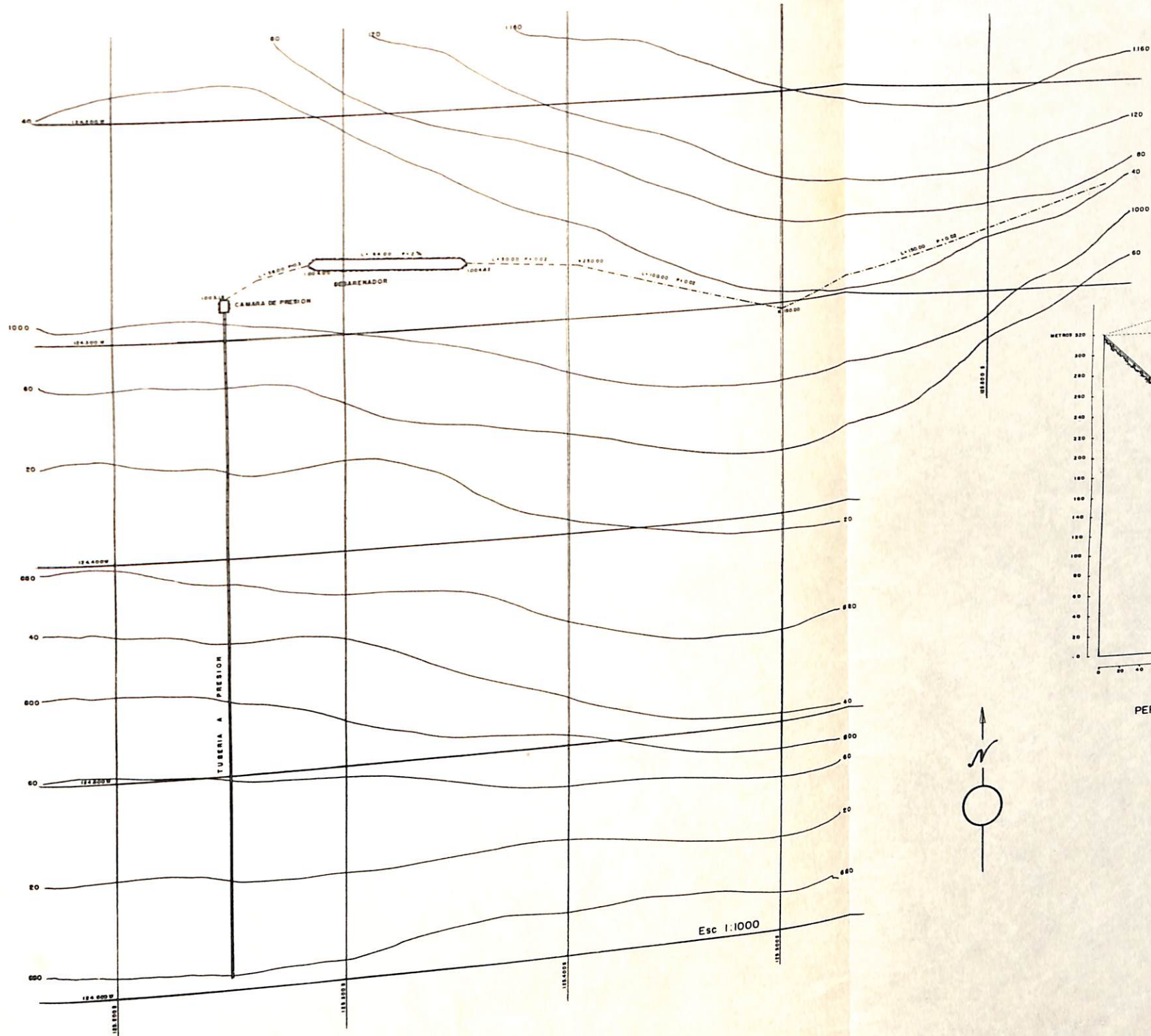
COMPROBACION DE ESTABILIDAD DEL
TALUD POSTERIOR, EMBALSE LLENO

Escalas de longitudes, areas y
fuerzas 1:400

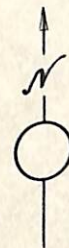
JORGE BUENDIA MARTINEZ

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERIA

BOGOTA - COLOMBIA - 1958



PERFIL TUBERIA A PRESION Esc 1:2000

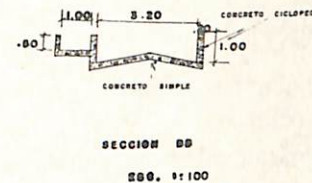
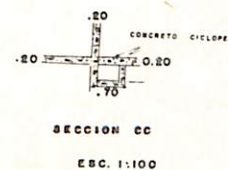
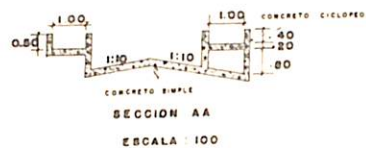


LOCALIZACION TOPOGRAFICA
CANAL, DESARENADOR Y CA-
MARA DE PRESION. PERFIL
TUBERIA A PRESION.

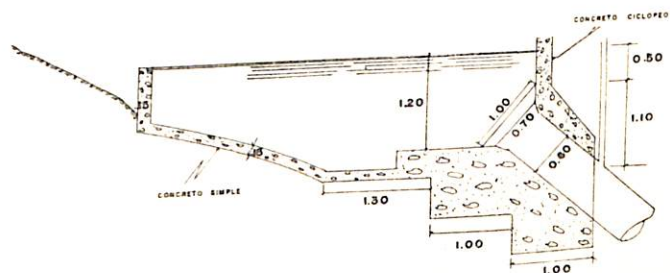
9

JORGE BUENDIA MARTINEZ
BOGOTA - COLOMBIA - 1958

U.J.



DESARENADOR



CAMARA DE PRESION
ESCALA 1:400

CAMARA DE PRESION
Y DESARENADOR

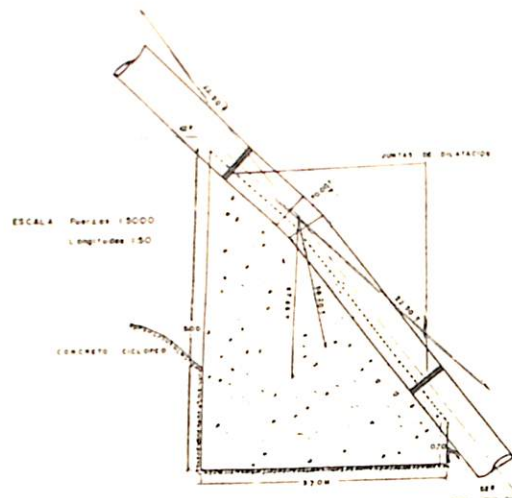
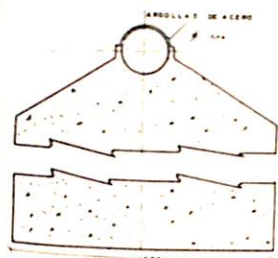
10

JORGE BUENDIA MARTINEZ

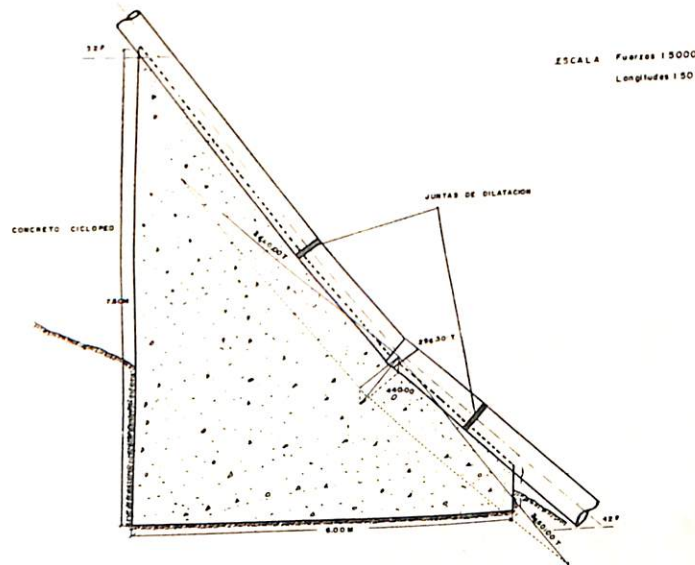
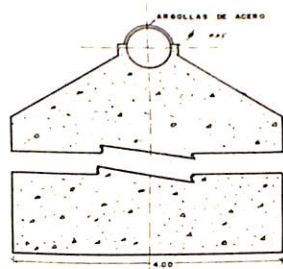
U. J.

BOGOTA - COLOMBIA - 1958

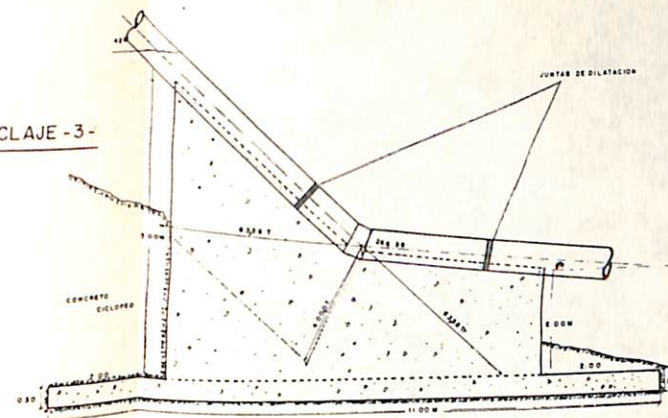
ANCLAJE - 1 -



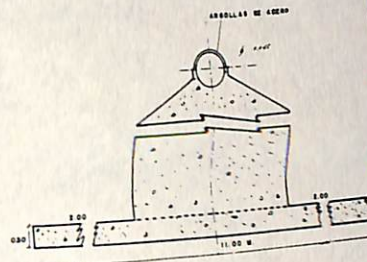
ANCLAJE - 2 -



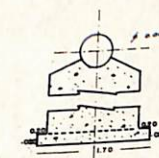
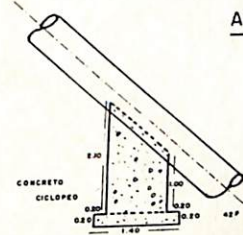
ANCLAJE - 3 -



ESCALA Fuerzas 110000
Longitudes 150

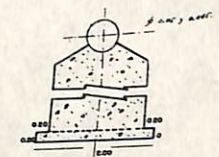
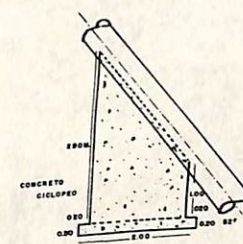


APOYOS - 1 -



ESCALA Longitudes 150

APOYOS - 2- y - 3 -



ANCLAJES NUMEROS 1-2 y 3
APOYOS NUMEROS 1-2 y 3

II JORGE BUENDIA MARTINEZ U. J.
BOGOTA-COLOMBIA-1958

B I B L I O G R A F I A

=====

SALTOS DE AGUA Y PRESAS DE EMBALSE
José Luis Gómez Navarro
José Luis Aracil

Tip. Artística Madrid
2 tomos (1952)

ENGINEERING FOR DAMS
William P. Creager and
J.D. Justin and H.Hinds

Editorial Jhon Wiley
and Sons. 1945
(3 tomos)

HANDBOOK OF HYDRAULICS
Horace Williams King

Editodial McGraw -
Hill Book Co. 1954

DESIGN OF DAMS
Hanna and Kennedy

Ed. Mc.Graw Hill Co.

MECANICA DEL SUELO
José A. Jiménez Salas

Ed. Dossal. 1954

SOIL MECHANICS, FOUNDATIONS
AND EARTH STRUCTURES
Gregory P. Tschebotarioff

Ed. McGraw Hill Book
Co 1952

BASIC MECHANICS OF FLUIDS
H. Rouse and J.W. Howe

Ed. John Wiley & Sons
1951

HANDBOOK APPLIED HYDRAULICS
Davis

Ed. Mc Graw Hill Book
Co. 1954

ARQUITECTURA HIDRAULICA
Armin Schoklitsch

Ed. Gustavo Gili
1946

AMERICAN CIVIL ENGINEERING
Handbook
Merriman - Wigginn

Ed. John Wiley &
Sons . 1952

I N D I C E

	Página
CAPITULO I Introducción	8
CAPITULO II Elección del tipo de presa	11
CAPITULO III Calculo de las Presiones Intersticiales	18
CAPITULO IV Comprobación de la Estabilidad	29
CAPITULO V Rebosadero Tipo "Morning Glory	37
CAPITULO VI Central	52
CAPITULO VII Cálculo y diseño del canal de Conducción	56
CAPITULO VIII Cálculo y Diseño del Desarenador	60
CAPITULO IX Cámara de Presión	65
CAPITULO X Tubería de Presión	70
CAPITULO XI Cálculo de las Pérdidas en la Tubería	91

	Página
CAPITULO XII Cálculo y Diseños de Apoyos y anclajes	99
CAPITULO XIII Escogencia de Turbinas	107
CAPITULO XIV Especificaciones y Pliego de de cargos para el pedido de la Turbina	110

BIBLIOGRAFIA

PLANOS



T
627
B928
Ej.1

UNIVERSIDAD DE NARIÑO

Inventario: 18332

Autor: Buendía Martínez, Jorge

Título: Diseño de una presa de tierra
y su aprovechamiento

Fecha Dev.	Nombre	Carnet



T
627
B928
Ej.1

18332

Universidad de Nariño
Pasto (Nariño)