

EXPERIENCIA SOBRE EL FUNCIONAMIENTO DE LOS TUNELES DE DESVIACION
DEL EMBALSE COLBUN

Horacio Mery M. (1)

Lincoln Alvarado M. (2)

Los dos túneles de desviación del Embalse Colbún de 16,1 m de alto por 13,2 m de ancho cada uno, permiten el paso del río Maule en la zona de la Presa Colbún. Estos túneles fueron puestos en servicio en Enero de 1982 e inspeccionados en Marzo de 1983. La inspección mostró una fuerte erosión en uno de ellos (Túnel N°1).

En este trabajo se describen las erosiones observadas y se hace un análisis de las posibles causas de ellas.

1. Ingeniero Civil. Jefe Sección Obras Hidráulicas
Empresa Nacional de Electricidad S.A.
2. Ingeniero Civil. Jefe División Estudios Hidráulicos
Empresa Nacional de Electricidad S.A.

2 A M T

OBRA HIDRAULICA, INGENIERIA Y
APLICACION AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS, AL
MEDIO AMBIENTE Y A OTRAS DISCIPLINAS.

1. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO DE LOS TUNELES

1.1 CONSIDERACIONES ECONOMICO-PROBABILISTICAS

La necesidad de dejar en seco las faenas de una presa de tierra durante su construcción conduce a diseñar obras especiales para desviar el río en el cual se construye. Si se conociese con certeza y anticipadamente la magnitud de las crecidas que ocurrirán durante la construcción, se podrían diseñar las obras de desviación para la mayor de esas crecidas. Sin embargo, la aleatoriedad de las magnitudes no permite definir de antemano su capacidad.

Las cuantiosas inversiones que requieren dichas obras y el hecho de ser ellas temporales y anexas a las propiamente del embalse, sugieren que sus dimensiones sean mínimas y los costos que agreguen a las obras principales sean los menores posibles.

Por otro lado, estas obras son elementos de seguridad durante la construcción de la presa. En efecto, las crecidas que se produzcan, deberán ser evacuadas a través de las obras de desviación y mantener en seco y sin daños las obras en ejecución; por el contrario, si las crecidas superan la capacidad de las obras de desviación, los daños en la presa y los ocasionados hacia aguas abajo por los caudales liberados por la destrucción de las obras de contención serán enormes. Ahora bien, una mayor capacidad de las obras de desviación, implicará una mayor inversión. Surge así el problema de su dimensionamiento el cual será de orden económico, ya que intervienen el costo de las obras y el costo asociado a los riesgos que durante la construcción de la presa se presenten crecidas superiores a su capacidad.

En el caso específico de las obras de desviación del Embalse Colbún (Figura N°1), se realizó un estudio económico-probabilístico (O. Moreno, A. Matte, 1974) que definió las dimensiones de dichas obras.

El estudio concluyó que las obras de desviación óptimas serían las formadas por 2 túneles (supuestos circulares) de 14 m de diámetro, ubicados en el empotramiento derecho y una atagüfa con su coronamiento a la cota 360 m.

Para esta solución óptima se pudo establecer el siguiente comportamiento durante la construcción de la presa:

	Año 1	Año 2	Año 3	Año 4	Año 5
Cota de la presa (m)	355	360	369	398	440
Caudal máx. desviado (m ³ /s)	4680	5520	7070		> 11000
Período de retorno (años)	22	52	241		> 10000

Los túneles así definidos permiten desviar durante el primer año crecidas con período de retorno de 22 años, lo que aumenta a 52 años para el segundo y a 241 para el tercero. Estos valores están comprendidos dentro de los criterios con que generalmente se proyectan este tipo de obras.

1.2 CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES

Definido el tamaño de los túneles se procedió a darles la sección transversal que mejor se adaptase a las características de la roca en la que se iban a excavar.

Mediante procedimientos de cálculo con elementos finitos se verificó una sección de forma elíptica de eje vertical definida previamente (Figura N°2). Con dicha forma se logró minimizar las tensiones tangenciales verticales, lo que es importante tratándose de una roca de baja resistencia a la compresión (aproximadamente 200 kg/cm²).

Además con la sección transversal diseñada se acorta la luz de la excavación con la consiguiente disminución de los problemas de sostenimiento de la bóveda.

Los túneles se diseñaron revestidos completamente con hormigón sin armar de un espesor nominal igual a 0,50 m.

1.3 CONSIDERACIONES HIDRAULICAS

Definida la sección transversal de los túneles se afinó la pendiente longitudinal de manera tal que la velocidad máxima en flujo libre fuese del orden de 12 m/s.

Se recalculó también la curva de descarga para la sección transversal definitiva (Figura N°3), comprobándose que ella se ajustaba a los valores considerados en el estudio económico-probabilístico.

El diseño final de los túneles fue verificado en un modelo hidráulico escala 1:100.

1.4 ANTECEDENTES GEOMETRICOS BASICOS DE LOS TUNELES

	TUNEL N°1	TUNEL N°2
- Longitud	825,28 m	733,08 m
- Pendiente	0,003635	0,004092
- Cota radier entrada	325,0 m	325,0 m
- Cota radier salida	322,0 m	322,0 m
- Curva en planta		
. radio	130,0 m	85,0 m
. desarrollo	161,69 m	105,72 m
. ángulo del centro	79 ^g ,18	79 ^g ,18
- Sección Transversal		
. forma ovoidal		
. alto	16,1 m	16,1 m
. ancho	13,2 m	13,2 m

El diseño de las obras de entrada a los túneles se muestra en las Figuras N°4 y N°5. Destaca en la obra de entrada al Túnel N°1 la existencia de una viga transversal al escurrimiento la que tiene como misión atiesar las paredes verticales laterales.

El Túnel N°2 se habilitará como Desagüe de Fondo del embalse, por esta razón en la obra de entrada se construirá una grada de 8,8 m de altura. Ella permitirá disponer de un volumen para la acumulación de sedimentos.

2. FUNCIONAMIENTO DE LOS TUNELES DURANTE EL AÑO 1982

Los túneles de desviación fueron puestos en servicio en Enero de 1982. El túnel N°1 fue cerrado, para instalar las gufas de la compuerta de servicio, la

primera semana de Marzo de 1983. El 17 de Abril de 1983 fue puesto fuera de servicio el Túnel N°2 para inspeccionarlo.

2.1 ANTECEDENTES HIDROLOGICOS

Con la estadística de caudales medios diarios entre el 1° de Enero y el 31 de Diciembre de 1982 se ha calculado una curva de gastos clasificados del caudal que pasó por ambos túneles. De ella puede obtenerse para el año:

Q m^3/s	N° días en que el caudal exedió el valor
200	233
400	150
600	54
800	21
1.000	6
1.500	2

Por otra parte, el caudal total máximo instantáneo registrado fue de 2.179 m^3/s el día 13 de Septiembre de 1982. Este valor corresponde a un período de retorno de 20 años para el mes de Septiembre y de 4 años para el período de invierno.

2.2 VELOCIDADES MEDIAS EN LOS TUNELES

En la Figura N°6 se grafican las velocidades medias teóricas calculadas para escurrimiento normal y crítico. Considerando el caudal máximo total de 2.179 m^3/s , la velocidad media alcanzó el valor de 11,4 m/s en el Túnel N°1 y 11,9 m/s en el Túnel N°2.

2.3 ESCURRIMIENTO EN LA OBRA DE ENTRADA

La obra de entrada del Túnel N°1 presenta una viga transversal con su cara inferior ubicada a la cota 332,30 m. Cálculos teóricos muestran que con caudales, en el río Maule, del orden de 850 m^3/s la viga comenzaría a interferir en el escurrimiento. Esto habría ocurrido durante 19 días en el año 1982.

2.4 CARACTERISTICAS GRANULOMETRICAS DEL MATERIAL DE ACARREO

El material de acarreo corresponde a gravas limpias bien y pobremente graduadas, los cantos de la grava son redondeados y subredondeados, mientras que los de la gravilla son subredondeados y subangulares. Su peso específico es igual a 2,6 ton/m³.

La curva granulométrica media del fluvial en la zona de la presa muestra las siguientes características:

1.4 ANTECEDENTES GEOMETRICOS DE LOS TUNELES		
	D 90	270 mm
	D 50	68 mm
	D medio	89 mm
Longitud		0,003635
Pendiente		325,0
Curva en planta		322,0
3. INSPECCION DE LOS TUNELES		
3.1 TUNEL N°1		

Una vez que los caudales del río Maule disminuyeron, en Marzo de 1983, el Túnel N°1 fue cerrado para instalar las guías de las compuertas de servicio, que se utilizaran para el cierre definitivo de este túnel, programado para fines de 1984. El túnel fue cerrado con tableros de emergencia en su boca de entrada y mediante una ataguía de tierra en su boca de salida. De esta manera el túnel pudo secarse completamente e inspeccionarse.

Llamó la atención inmediata la erosión a lo largo del radier de todo el túnel. La zona de la pasada derecha se observó bastante más dañada que la izquierda, en la boca de entrada al túnel. La erosión del radier nació en las 2 pasadas de la entrada, en forma de zanjas longitudinales, que se juntaban aguas arriba de la curva del túnel, en una sola y que se ubicaba sobre el costado izquierdo del radier, siguiendo hacia aguas abajo a lo largo de todo el túnel. A medida que la zanja se aproximaba a la boca de salida, se iba ubicando hacia el centro, terminando en la obra de salida prácticamente centrada.

La zanja era de sección aproximadamente rectangular, de dimensiones medias de 0,7 x 0,7 m. La máxima profundidad llegaba a 1 m sin comprometer a la roca. Vista en planta, la zanja se observaba con estrangulamientos regularmente espaciados, y el fondo presentaba también depresiones y peraltes coincidentes con las zonas de estrangulamientos. En el interior de la canaleta se observaba acumulación de piedras y grandes bolones atorados en los estrechamientos de esta zona de erosión (ver fotografía N°1).

También llamó mucho la atención la irregularidad de la erosión en ciertas zonas, como por ejemplo donde se juntaban las zanjas formadas en ambas pasadas. En la fotografía N°2 se observa esta zona y puede verse verdaderos islotes no erosionados en medio de socavaciones generalizadas del hormigón.

La característica notable de la zanja de erosión era su dimensión de ancho, muy angosta, con los estrechamientos regularmente espaciados, dándole la apariencia de una cadena longitudinal.

Las paredes de la zanja se observaron relativamente lisas, en cambio el hormigón del radier de la superficie adyacente a la zanja, tenía el aspecto de haber sido escariado o rasguñado. En la obra de salida, la zanja de erosión cortó las barras de las armaduras de piel del radier.

Los daños de la obra de entrada se repararon con hormigón de una resistencia igual a 300 kg/cm². La zanja de erosión se relleno con hormigón de 225 kg/cm². El volumen de hormigón utilizado en la reparación fue del orden de 460 m³.

3.2 TUNEL N°2

Este túnel se usará como desagüe de fondo del embalse Colbún. Se dejará fuera de servicio definitivamente en Octubre de 1983, para construir en su interior la cámara de válvulas del desagüe de fondo. Desde ese instante en lo sucesivo, sólo quedará el Túnel N°1 como obra de desviación del río. Inicialmente no estaba previsto inspeccionarlo, sin embargo, a raíz de la experiencia obtenida con el Túnel N°1, se decidió revisarlo aún cuando no habían posibilidades de repararlo, si hubiese sido necesario, debido a lo avanzado de la época de las crecidas del río Maule.

Curiosamente este túnel presentaba un aspecto muy distinto al Túnel N°1. Se

2.4 CARACTERÍSTICAS GRANULOMÉTRICAS DEL MATERIAL DE ACARREO
produjo una erosión en la boca de entrada, en la pasada izquierda, contrariamente a lo ocurrido con el otro túnel. También se observó una erosión según el eje del túnel, inmediatamente aguas abajo del machón central en la zona de la estela. Se detectó además un embanque en la pasada derecha que comenzaba a 1 m del término del palastro de la zona de compuertas y se extendía hasta el final del machón central, con una altura máxima de 1,30 m. El embanque era de ripio, arena y algunos bolones de hasta 0,20 m.

La erosión de la pasada izquierda dejaba las enfierraduras a la vista, desde el comienzo de la transición hasta 1 m aguas abajo del machón central.

La parte erosionada en la zona de la estela del machón se extiende hasta unos 50 m aguas abajo de la punta del machón. Desde allí el túnel se encuentra en buen estado con desgaste en el radier y en la pared izquierda y algunos daños en zonas localizadas que al parecer se deberían a defectos constructivos (Fotografía N°4). La mayor erosión aguas abajo del machón tiene 3 m de largo, 1,50 m de ancho y 0,50 m de profundidad.

4. ANALISIS DE LAS CAUSAS POSIBLES DE LA EROSION

Los daños observados en el Túnel N°2 fueron muy moderados en comparación con el Túnel N°1. La causa de esta gran diferencia no está perfectamente clara, siendo lo único definido que en la obra de entrada del Túnel N°1 existe una viga atiesadora cuyo eje está a la cota 333,05 m. De acuerdo a las estadísticas hidrológicas, esta viga estuvo bajo agua durante 19 días en el año 1982, creando condiciones de escurrimiento diferentes a las del Túnel N°2, en donde dicha viga no existe.

La primera impresión que se tiene es que la erosión sería provocada por el arrastre de material que acarrea el río y que debe transitar por los túneles. Ahora bien, la diferencia de la erosión de ambos túneles sugiere aceptar que el material acarreado por el Túnel N°1 fue muy superior al del Túnel N°2, cosa que bien pudo ocurrir si se tiene en cuenta la curva del río inmediatamente aguas arriba de la entrada a los túneles. En efecto, la obra de entrada al Túnel N°1 se sitúa en la zona interior a la salida de la curva, que constituye un cauce preferencial del movimiento del acarreo.

por otra parte, al observar las características de la erosión misma, hay 3 argumentos que contradicen la aceptación de que la erosión fue provocada sólo por desgaste debido al tránsito del acarreo. Ellos son:

- a) Erosión irregular y caprichosa, dejando incluso zonas intermedias en forma de islotes, como puede apreciarse en la Fotografía N°2. Esta erosión difícilmente puede ser producida por el tránsito de material dejando zonas preferenciales no erosionadas.
- b) Erosión unidimensional, en forma de zanja longitudinal a lo largo de todo el Túnel N°1. La zanja tiene el aspecto de una larga cadena, con estrangulamientos en su ancho y en profundidad, regularmente espaciados, dejando verdaderos eslabones. Este aspecto deja la impresión que se generó una forma de erosión la que incidió en la siguiente y así sucesivamente. Algunos estrangulamientos se taponaron con piedras mayores que impidieron el paso regular del acarreo por la zanja.
- c) En la zona aguas arriba de la curva, la zanja de erosión se ubica en el lado interior de la curva. En esta zona el material debería moverse por el lado exterior de la curva para desplazarse posteriormente hacia el lado interior debido a las corrientes secundarias que se generen en la curva.

Además la zanja presenta sinuosidades (ver Fotografía N°3) que no son producidas por el acarreo de fondo y no pueden ser explicados por el acarreo en un material homogéneo como es el hormigón.

Estos argumentos sugieren que debió existir además del acarreo, condiciones en el escurrimiento de gran violencia, como vórtices por ejemplo, originados en la obra de entrada, en las zonas de separación y capas límites del flujo en el túnel.

El flujo en el túnel es torrencial y queda controlado por el flujo crítico en la sección inicial ovoidal de él. La velocidad media no es en modo alguno elevada y de acuerdo a las observaciones realizadas en el modelo hidráulico, para un caudal de 1.000 m³/s por el Túnel N°1, ésta varió de 8 a 10 m/s a lo largo del túnel.

Ahora bien, el flujo en el túnel, desarrolla un núcleo con la velocidad correspondiente al escurrimiento potencial y en torno a este núcleo se desarrollan

zonas de capa límite originadas por la fricción entre el fluido y la pared. Es indudable que la curva existente en el túnel provocará alteraciones muy importantes en el espesor y desarrollo de las capas límites. Para tener una idea de la magnitud del espesor de la capa límite, si el túnel fuese recto, el espesor según Bauer (1954), a la salida del túnel sería de 3,25 m y la velocidad en el núcleo variaría entre 10,75 m/s en la entrada y 14 m/s en la salida del túnel.

En general, flujos acelerados contiguos a masas de fluido tranquilas pueden generar vórtices debido a la inestabilidad de los núcleos turbulentos, constituyendo de esta manera un estado más estable del flujo. Las partículas líquidas de las zonas de separación o de la capa límite tienen un enorme déficit de energía en relación al núcleo de fluido a potencial y esas partículas están propensas a adquirir cualquier otra situación dinámica que le permita aumentar su energía. Los vórtices desarrollados en el interior de las masas líquidas menos energéticas, realizan precisamente esa función aumentando al mismo tiempo la estabilidad de la masa líquida por el efecto rotatorio.

Ahora bien, en los núcleos de los vórtices se generan velocidades altísimas que pueden provocar cavidades de vapor y el colapso de ellas, vale decir la cavitación. Este sería el fenómeno de la cavitación vorticiosa, fenómeno que también podría llegar a ser destructivo y provocar erosión en el revestimiento del túnel.

Según Robert Knapp et al. (1970), en la cavitación vorticiosa, las cavidades se encuentran en los núcleos de los vórtices, los que se generan en zonas de gran esfuerzo de corte. Usualmente se da en las zonas de estelas producidas por cuerpos sumergidos. La cavitación vorticiosa también puede ocurrir en la superficie de contornos de los chorros sumergidos. Esta cavitación se desarrollará habiendo una alta tasa de esfuerzo de corte en una región como para que se desarrollen vórtices en los que la presión absoluta en sus núcleos cae al valor crítico para las condiciones del líquido, usualmente próxima a la presión de vaporización. La vida de una cavidad vorticiosa puede ser muy larga comparada con las cavidades móviles, ya que una vez que forma el vórtice, el momento angular del líquido prolonga la vida de la cavidad aún cuando la masa líquida viaje a zonas de alta presión.

Existen muy pocos estudios sobre la velocidad de colapso de las cavidades vorticiosas y de la mecánica envuelta, pero sus características inherentes indican

bajas velocidades de colapso y por lo tanto, bajas presiones de colapso.

La Fotografía Nº 1 muestra dentro de la zanja de erosión algunos grandes bloques encajados en los estrangulamientos de la misma. Estos grandes bolones que podrían tener una dimensión media de hasta 0,60 m, bien pudo su presencia generar una zona de estela con cavitación vorticiosa o bien generar una erosión por macro-turbulencia de agua cargada de sedimentos como arena. En la medida que se genera la fosa de erosión el bolón caería dentro de su interior prosiguiendo el fenómeno de socavación. Admitir esta posibilidad implica aceptar que el camino del desplazamiento de los bloques es la línea de la zanja encontrada en este túnel.

5. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE OBRAS SIMILARES

La experiencia recogida a la luz de lo comentado anteriormente, resulta valiosa para el diseño de obras de características similares. Este tipo de erosión de gran magnitud, podría estar asociada con obras de grandes dimensiones como son los túneles de desvío del río Maule.

Por otra parte, un túnel de desviación es una obra que tiene que dar una plena seguridad de funcionamiento durante su vida útil y la estructura de entrada, en donde se sitúan las compuertas de cierre, debe estar diseñada de manera tal de asegurar totalmente la operación del cierre para la puesta en agua del embalse.

De acuerdo a esto resulta conveniente considerar las siguientes recomendaciones para el diseño de un túnel de desviación de grandes dimensiones, ubicado en un río de fuerte acarreo, de granulometría gruesa, como son los ríos de la zona central del país:

- a) Diseñar el túnel con pendientes longitudinales tales que den origen a velocidades máximas del orden de los 10 m/s para crecidas con período de retorno de 1 en 2 ó 1 en 3 años.
- b) Diseñar túneles en lo posible rectos y con el mínimo de singularidades.
- c) Proyectar una obra de entrada con un buen diseño hidráulico, tratando de evitar al máximo los despegues mediante curvas de enlaces adecuados. Parece que no es apropiado ubicar vigas atiesadoras transversales al escurrimiento. Sería recomendable visualizar estos aspectos en un modelo hidráulico de la entrada.

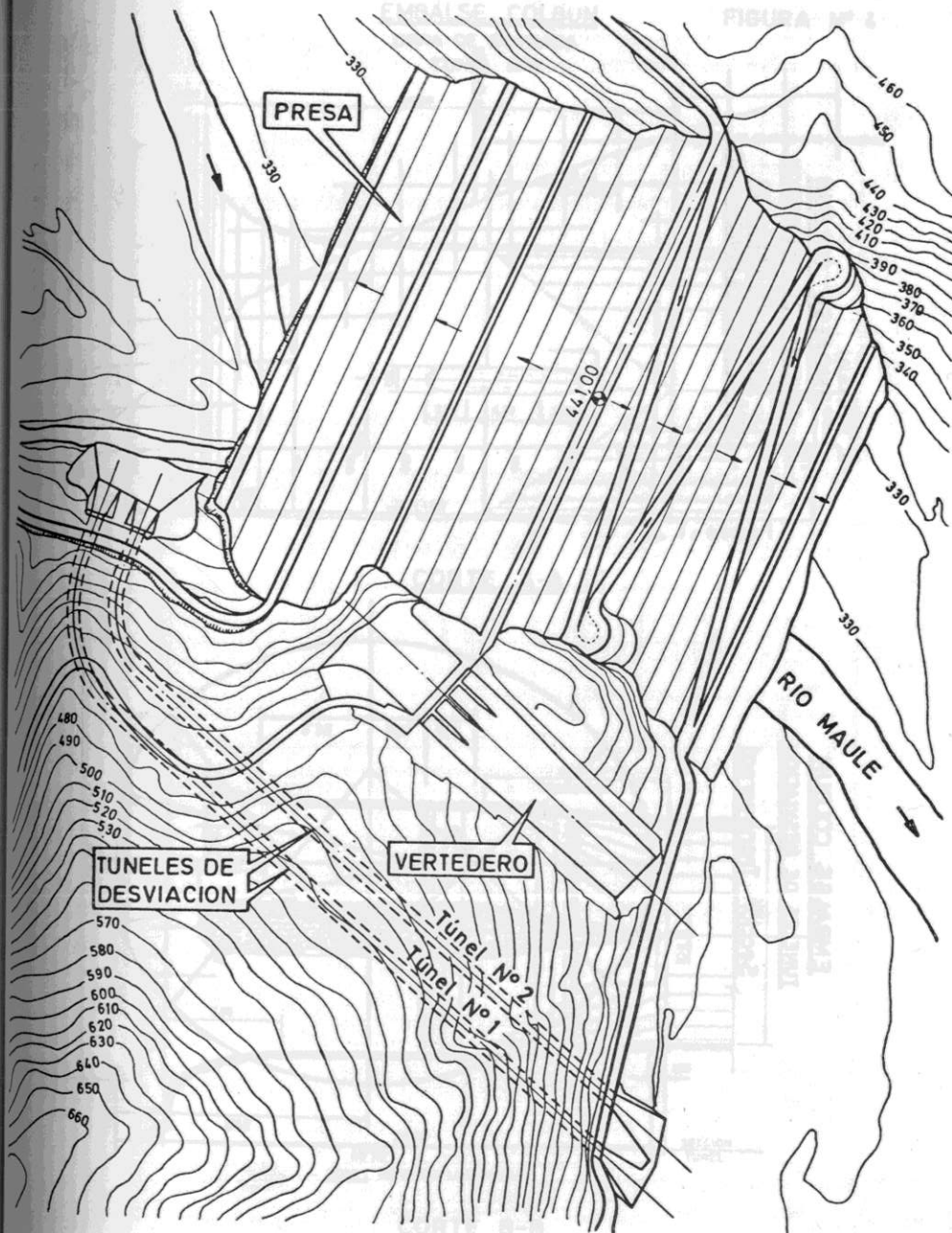
d) Las zonas donde se ubican las gufas para las compuertas de cierre, deberán contemplar los blindajes necesarios para evitar la destrucción de las mismas.

d) Es conveniente que estos túneles contemplen un revestimiento de hormigón de buena resistencia ($>225 \text{ kg/cm}^2$). Este revestimiento deberá comprometer por lo menos hasta el ecuador de la sección transversal.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Orlando Moreno, Augusto Matte, 1974. Estudio económico-probabilístico de las obras de desviación de una presa de tierra durante su construcción. VI Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- W.J. Bauer, 1954. Turbulent boundary layer on steep slopes. Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 119.
- R.T. Knapp, J.W. Daily, F.G. Hammitt, 1970, Cavitation. Mc Graw Hill Book Comp.

FIGURA Nº 1



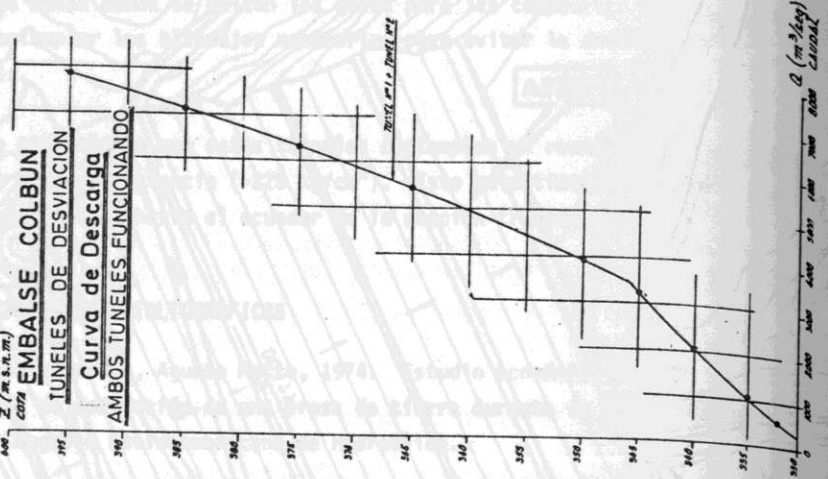


FIGURA N° 3

EMBALSE COLBUN
TUNELES DE DESVIACION
Sección Transversal

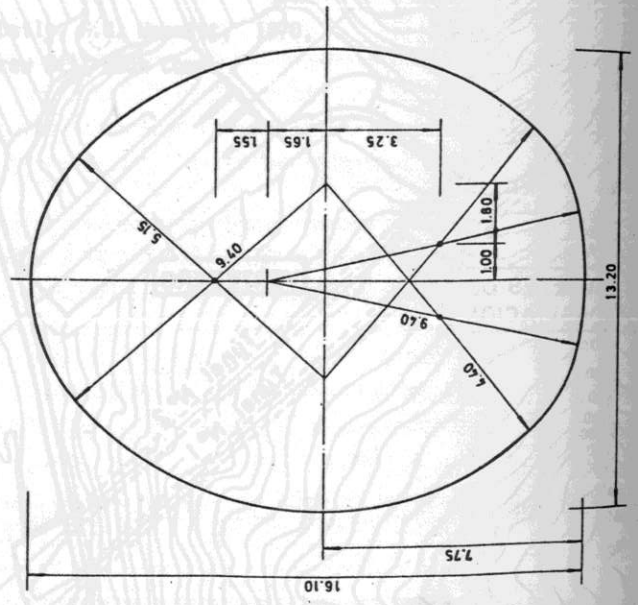
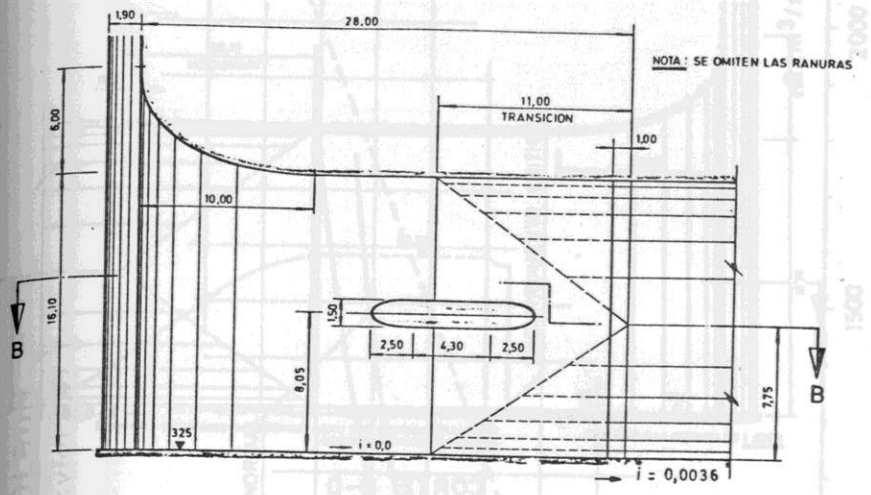


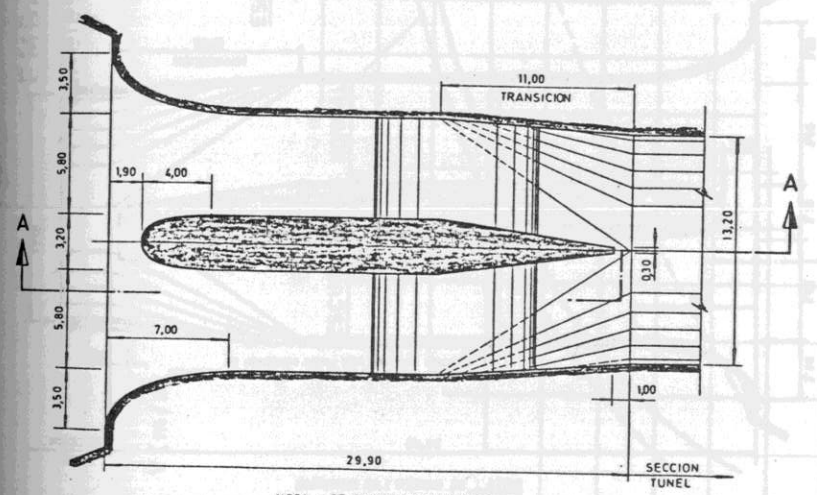
FIGURA N° 2

EMBALSE COLBUN
OBRA DE ENTRADA
TUNEL N°1

FIGURA N° 4



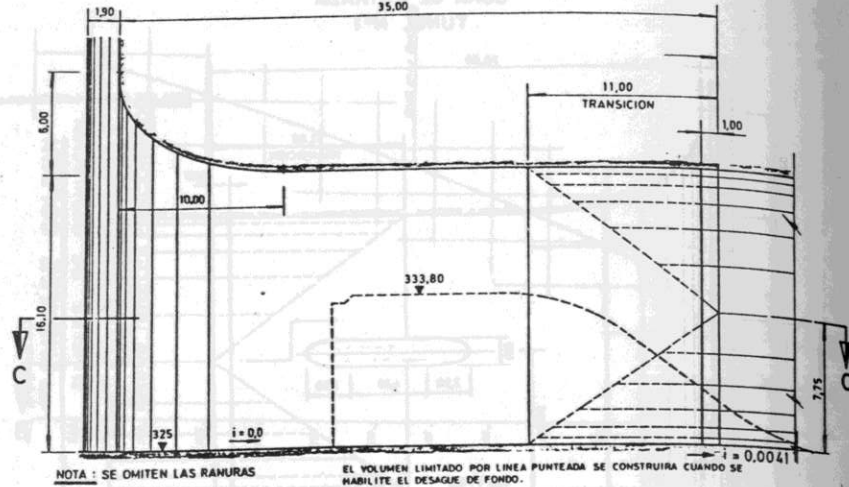
CORTE A-A



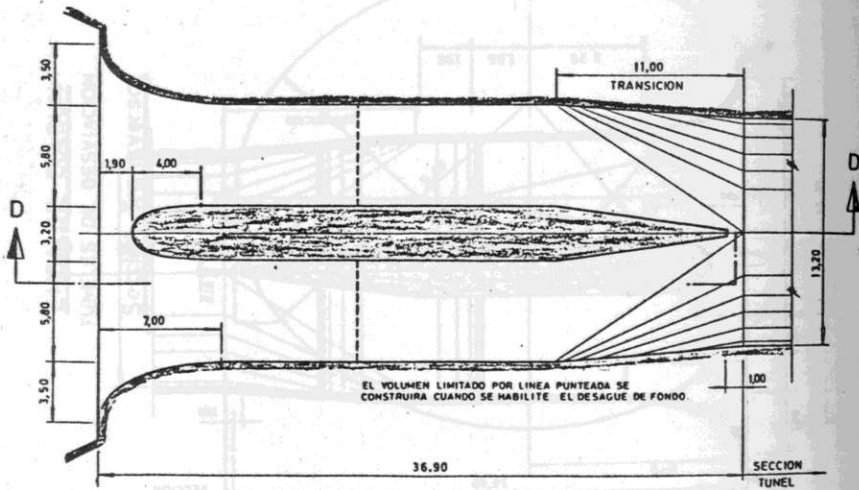
CORTE B-B

EMBALSE COLBUN
OBRA DE ENTRADA
TUNEL N° 2

FIGURA N° 5



CORTE D-D

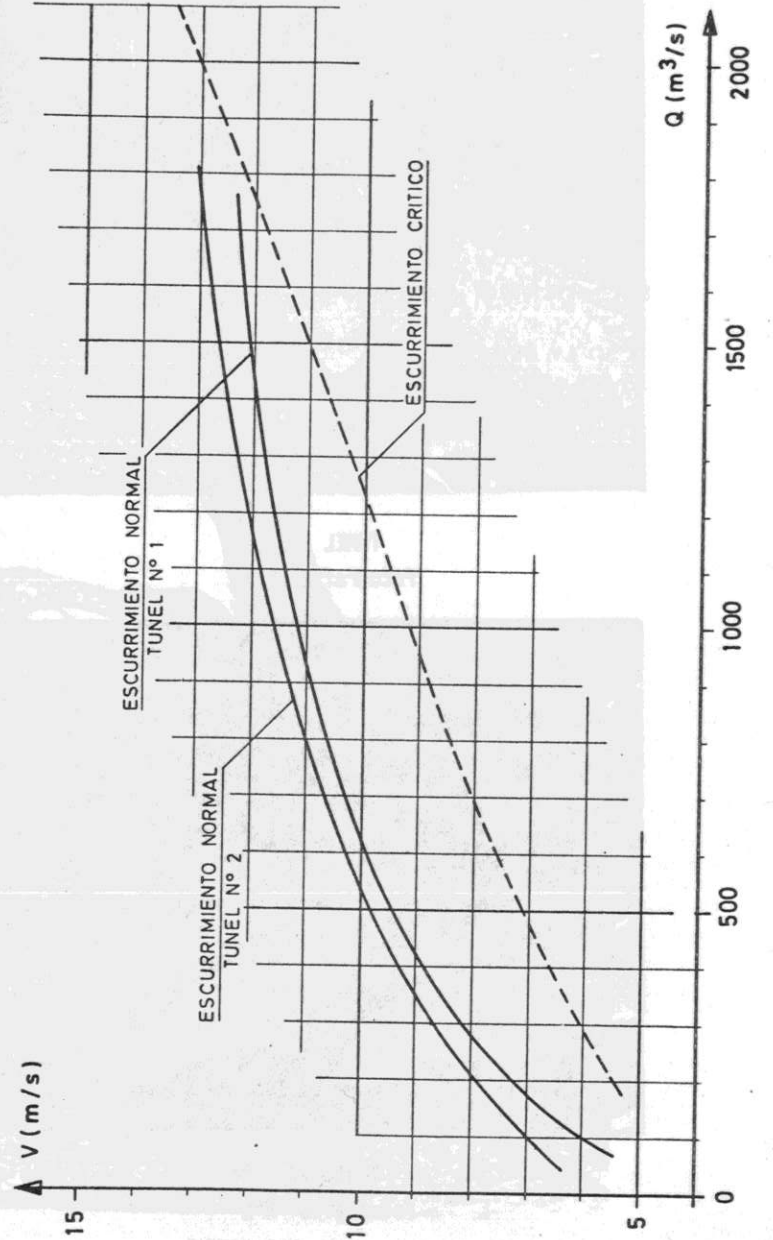


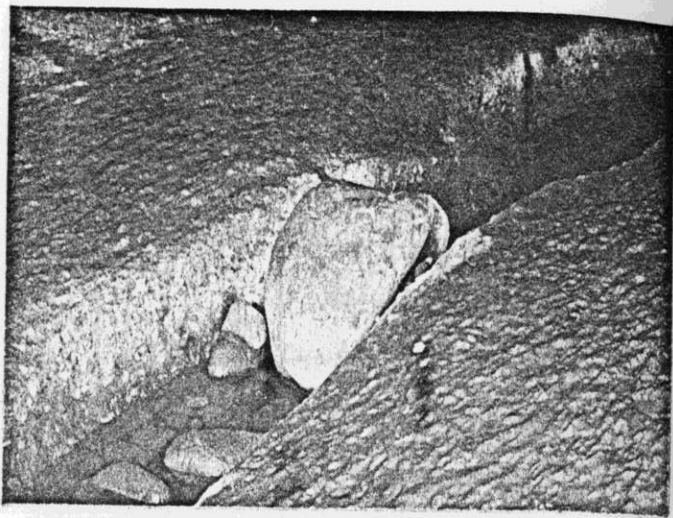
NOTA : SE OMITEN LAS RANURAS

CORTE C-C

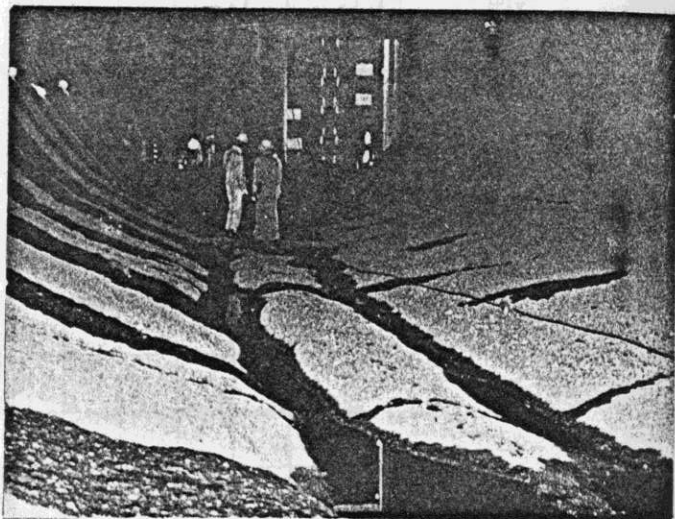
FIGURA N° 6

EMBALSE COLBUN
Tuneles de Desviación





TUNEL N°1
Fotograffa N°1



TUNEL N°1
Fotograffa N°2



TUNEL N°1
Fotograffa N°3



TUNEL N°2
Fotograffa N°4