

ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL VERTEDERO DE LA PRESA CHIHUIDO I

Autores: Toselli, L.¹; Plencovich, G.¹; Ifran, D.¹; Giovine, L.²; Reyna, S.³; Reyna, T.³; Labaque, M.³
Institución: ¹ FCEF y N – UNC Asistencia Técnica a la SRH de la Nación.
² FCEF y N – UNC Coordinador de la SRH de la Nación.
³ Universidad Nacional de Córdoba (FCEF y N).
E-mail: letoselli@yahoo.com.ar

RESUMEN

El estudio del emplazamiento de la presa Chihuido I nace de la necesidad de incrementar la seguridad ante crecidas del Río Neuquén, abastecimiento de agua potable y riego y un importante aporte de energía eléctrica al Sistema Interconectado Nacional. Este proyecto se ubica en el centro de la provincia de Neuquén aguas abajo de la confluencia de los Ríos Neuquén y Agrío.

La presa proyectada es de CFRD de 100 m de altura con un vertedero regulado por 6 compuertas tipo sector, rápida y cuenco amortiguador para la restitución de los caudales al río. Los diseños tienen como antecedentes el proyecto realizado por Agua y Energía del año 1977 e incorporan nuevos criterios de seguridad y caudales de diseño actualizados con estudios con nuevos datos.

La condición de diseño fue que para la crecida máxima probable (CMP) el caudal máximo evacuado no superara los 11.850 m³/s de tal forma de compatibilizar esta evacuación con la capacidad de las obras existentes aguas abajo (Dique Portezuelo Grande, Complejo Cerros Colorados). En estas condiciones se determinó el ancho necesario de 100,70 m con 6 vanos de 14,71 m de ancho libre.

La rápida tiene una longitud de 297,00 m, ancho de 100,70 y pendiente de 7%, no verificándose la aparición de fenómenos de cavitación de acuerdo a los estudios teóricos. La disipación de la energía de los caudales vertidos, se realiza por medio de un cuenco disipador del Tipo I con una longitud de 120 m y 16 m de profundidad.

Palabras Clave

Chihuido I, Río Neuquén, Río Agrío, Centrales Hidroeléctricas.

INTRODUCCION

Utilizando criterios habituales, se consideró que para el evento extremo de diseño se tomara el caudal correspondiente a la Precipitación Máxima Probable que resultó en un valor de 25070 m³/s y su correspondiente hidrograma extremo.

En todos los casos el vertedero fue dimensionado con la capacidad necesaria para permitir la evacuación del hidrograma extremo con margen satisfactorio de revancha en función del ciclo de los vientos.

El vertedero consta de una dársena de aducción a cota 605,50 msnm, la estructura de control con un ancho total de 100,70 dividida en 6 vanos de 14.70 m cada uno separados por pilas de 2,50 de espesor. Entre las pilas se alojan compuertas de sector de 14.70 m de ancho por 19,00 m de altura.

La restitución de los caudales al río se realiza a través de un canal de fuga de 100,70 m de ancho con una pendiente del 7% desde la cota 600.41 hasta la cota 579,71 con un desarrollo de 296,00 m aproximadamente. A partir de este punto se desarrolla una rápida de acceso al cuenco disipador del tipo ordinario. Este cuenco tiene un ancho de 100,70 por 115,00 m de longitud y la cota de solera se ubica en cota 514,00 m. La salida del cuenco amortiguador se encuentra en cota 532,00. El desarrollo total del canal de fuga, rápida y cuenco disipador es de 589,00 m.

Toda la estructura del vertedero se excava en roca y esta revestida en hormigón armado de alturas y espesores variables de acuerdo al sector considerado.

DETERMINACIÓN DE LOS HIDROGRAMAS DE DISEÑO DEL VERTEDERO

Con el fin de dimensionar las obras de descarga para las distintas funciones del aprovechamiento multipropósito ante eventos extremos, se efectuó una modelación hidrológica/hidráulica del embalse.

Para considerar los ingresos al embalse, se utilizaron los hidrogramas de eventos extremos correspondientes a la crecida máxima probable (CMP) y a la crecida de 10000 años de recurrencia (Decamilenaria), generados por AIC e INA con modelo de AIC (10.000 años Recurrencia).

El caudal pico para la CMP es de 25.070 m³/s y el caudal pico para la crecida Decamilenaria es de 20.217 m³/s.

Con el fin de determinar los niveles que permitan optimizar la respuesta ante crecidas, se ensayaron criterios de manejo durante la crecida en donde El Nivel Inicial - Evento Extremo debe permitir cumplir con los siguientes criterios:

- Máximo nivel alcanzado en el embalse para cualquier condición 629,00 MOP
- Máximo caudal en Portezuelo Grande generado por la erogación de la CMP 11.500 m³/s
- Máximo caudal erogado para la crecida Decamilenaria 7.800 m³/s.

Se consideró para toda modelación, como criterio de operación en el evento extremo el sólo manejo de las compuertas de vertedero y descargador de fondo, regido por el siguiente esquema de supervisión:

- El manejo se basa en la sola observación del nivel alcanzado en el embalse (no se considera la posible existencia de un sistema de alerta).
- Ante incrementos de nivel que superen en cualquier magnitud el máximo nivel de operación fijado, se procede al aumento de la capacidad de evacuación según la discretización dispuesta.
- Si el nivel no se restituye se procede a aumentar la descarga.
- Del mismo modo, los mismos son cerrados en la medida en que el nivel se encuentre por debajo del valor de operación.

Para la simulación del tránsito de la CMP a través del embalse se consideró como criterio de seguridad que una de las compuertas se encuentra fuera de operación.

En los gráficos siguientes se presentan los resultados para ambos tránsitos (CMP y Decamilenaria) junto a las características físicas (labio de vertedero y borde de compuertas) y operativas en condición extrema (Nivel Inicial Evento Extremo) de la propuesta que cumple con las condiciones postuladas.

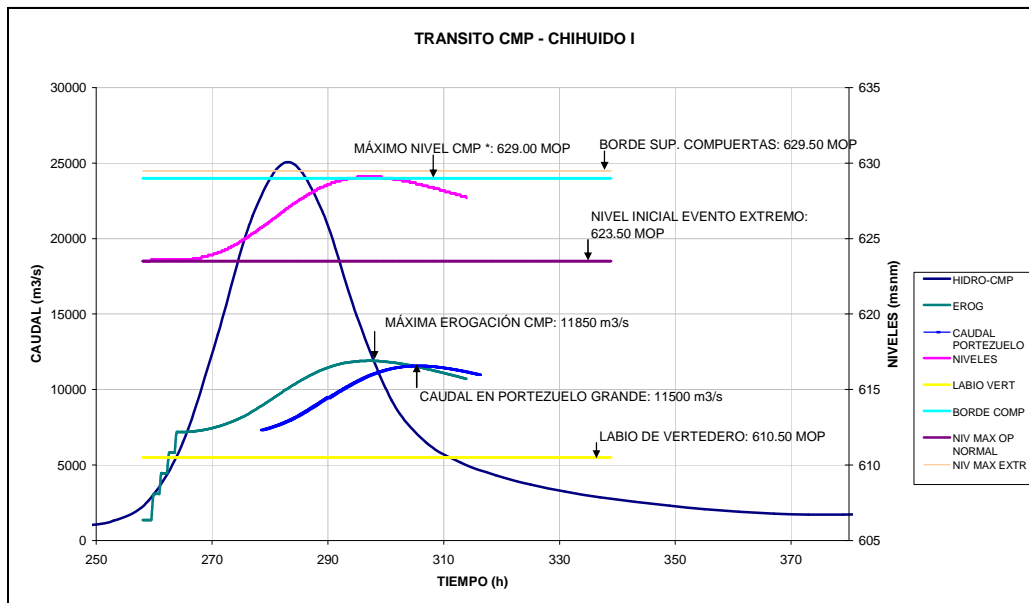


Figura 1.- Tránsito de CMP: Gráfico de Caudales y Niveles

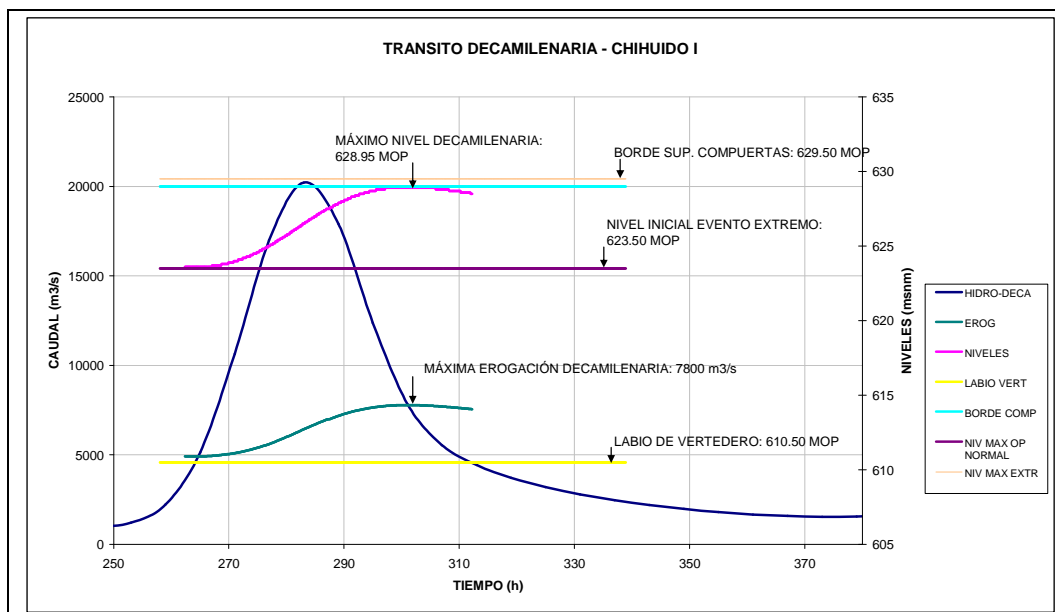


Figura 2.- Tránsito de Crecida Decamilenaria: Gráfico de Caudales y Niveles

En el gráfico del tránsito de la CMP se incluye el traslado del hidrograma de salida en la sección de Portezuelo Grande para visualizar el desfase de la onda y la atenuación de la misma. El tiempo de desfase es de aproximadamente 9.5 h y la atenuación alcanza el 3%.

DISEÑO DEL ORGANO PRINCIPAL DE EVACUACIÓN

Para el objeto de erogar las crecidas ya laminadas por el embalse se prevé la construcción de vertedero de tipo Creager, con regulación con compuerta, canal de acceso, descarga con rápida y amortiguación con cuenco. En la Figura 3 se observa la planta del vertedero y la ubicación con respecto a la presa.

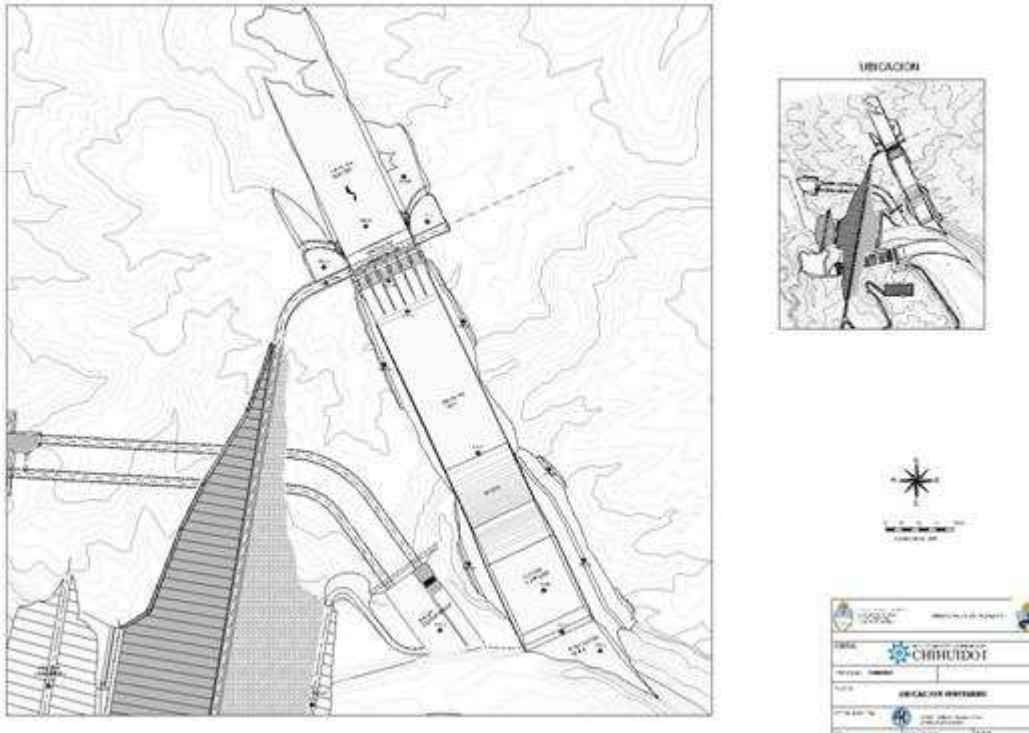


Figura 3.- Planimetría General del Vertedero

VERTEDERO

La Cresta del vertedero principal se ubica en cota 610,50 m; tiene 6 vanos de 14,71 m de ancho cada uno. La evacuación de caudales se completa mediante una rápida y la disipación de energía con un cuenco amortiguador aguas abajo.

El modelo responde a un vertedero regulado con perfil WES - Standard del U.S. Army Corps of Engineers; su geometría se presenta en este mismo informe (Figura 4).

La estructura está formada por 6 vanos de 14,71 m cada uno separado en dos grupos. Las pilas son del tipo III USACE.

Los parámetros a considerar se resumen a continuación:

Cota de cresta del vertedero:	610,50 m
Carga máxima (H _{máx}):	18,96 m
Nivel de la platea de acceso:	605,50 m
Longitud del canal de llegada:	400 m
Altura del paramento vertical, P:	5,00 m
Ancho de vertedero:	100,70 m

La carga de diseño considerada corresponde al caudal de salida para CMP: 11850 m³/s. De esta manera la carga de diseño queda definida (H_d) = 18,96 m.

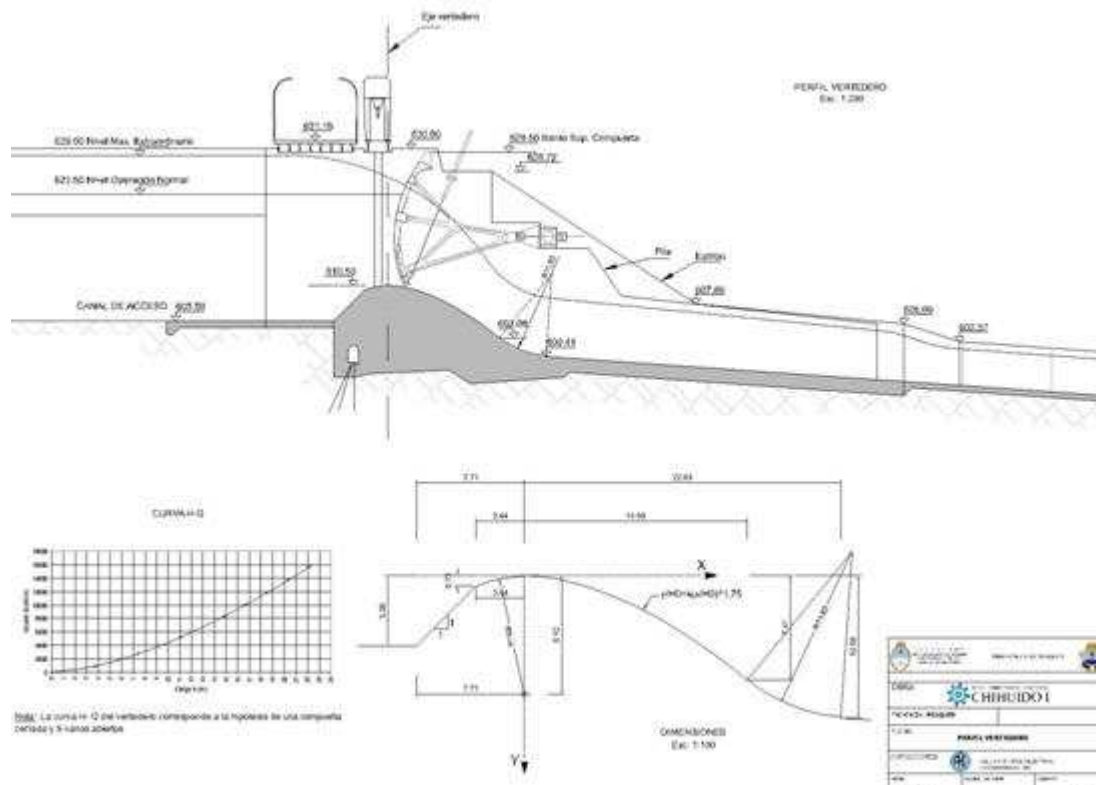


Figura 4.- Vertedero – Geometría cuerpo vertedero

Geometría del Perfil del Vertedero:

El perfil responde a una de las formas estándar propuesta por Waterways Experimental Station del U.S. Army Corps of Engineers. El perfil se puede representar por la ecuación siguiente:

$$\frac{y}{H_d} = -K \cdot \left(\frac{x}{H_d} \right)^n$$

Donde x e y son las coordenadas de la cresta con el origen en el punto más alto, Hd es la altura de diseño excluyendo la altura de velocidad del flujo, y K y n son parámetros que dependen de la pendiente de la cara aguas arriba y de la altura de la carga de velocidad.

El efecto de la velocidad entrante es despreciable cuando la altura P del vertedero es más grande que 1,33 veces la carga de diseño, excluyendo la altura o carga de velocidad entrante ($P > 1,33 H_d$). Bajo esta condición la carga total es igual a la carga de diseño (Chow, 1986).

En el caso de la presa de Chihuido la profundidad de aproximación es:

$$P = \text{cota de coronamiento} - \text{nivel de la platea de acceso} = 610,50 - 605,50 = 5,00 \text{ m}$$

Entonces $P = 5 \text{ m} \lll 1,33 H_d = 25,22 \text{ m}$, por lo que la carga de velocidad debe considerarse.

Con estas condiciones la velocidad en el canal de acceso será de 7,064 m/s, la carga de velocidad será de 2,54 m/s y las pérdidas en la misma serán de 0,46 m.

Con estos valores se obtiene una relación h_a/H_0 de 0,137 y una relación h_a/H_e de 0,134.

Se adoptaron entonces los siguientes valores:

Para paramento aguas arriba: $n = 1,75$ y $K = 0,52$

Lo descrito anteriormente define el siguiente perfil del vertedero cuya gráfica se muestra en la Figura 5.

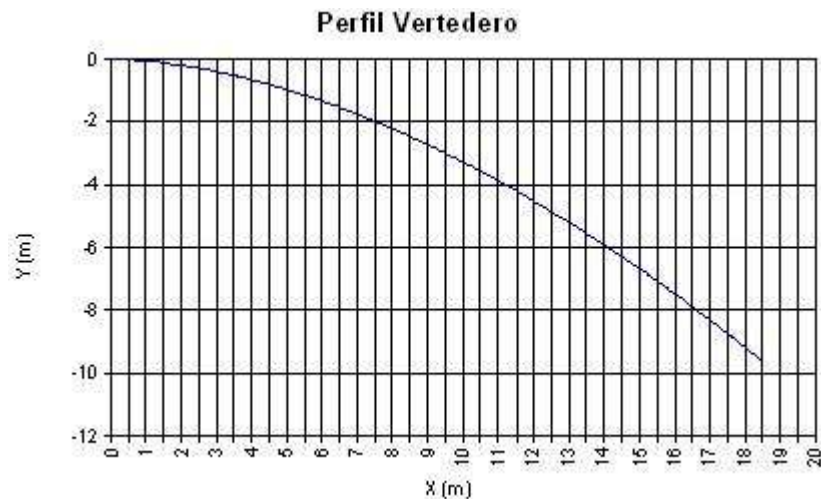


Figura 5-. Perfil del vertedero

El perfil se completa con dos curvas en la nariz con las siguientes características:

$X_c/H_o =$	0,19	$X_c =$	3,44
$Y_c/H_o =$	0,04	$Y_c =$	0,685
$R1/H_o =$	0,46	$R1 =$	8,41
$R2/H_o =$	inf.	$R2 =$	inf.

En los planos se puede ver detalle del vertedero principal.

CAPACIDAD DE DESCARGA CON CRESTA LIBRE

El caudal vertido sobre un vertedero tipo Ogee es:

$$Q = C.L.H_e^{3/2}$$

Donde:

H_e es el espesor de la lámina vertiente que incluye la altura debida a la velocidad de aproximación, h_a . Para el diseño del vertedero de Chiuido $H_e = 18,50$ m.

El coeficiente de gasto de vertedero (C) depende de distintas variables, tales como el calado de aproximación, la relación entre la forma real de la coronación y la forma ideal, la inclinación del paramento de aguas arriba, la interferencia del zampeado de aguas abajo y el calado de aguas abajo.

La longitud efectiva de la cresta dependerá del número de pilas y de su forma.

Se comienza el estudio definiendo el valor del coeficiente C y luego se determinará la longitud efectiva.

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE DESCARGA

Efecto de la profundidad de llegada

Dado $P = 5,00$ m y $H_d = 18,50$ m se tiene que $P/H_d = 0,27$, entonces la figura 189 del "Diseño de Pequeñas Presas" en la página 307 se obtiene el coeficiente de gasto $C_0 = 3,64$ pies $^{1/2}$ /s.

Efecto del paramento aguas arriba

Para pequeñas relaciones profundidad de llegada-carga sobre la cresta, la inclinación del paramento de aguas arriba antes de la cresta produce un aumento en el coeficiente de descarga. En las relaciones grandes el efecto es de disminución del coeficiente. El coeficiente de descarga se reduce con las relaciones grandes de P/H_0 solamente con los taludes relativamente pequeños. En el caso del vertedero de Chiuido, el coeficiente se verá afectado debido a que se trabaja con relaciones P/H_0 pequeñas. El valor de C corregido de $3,74$ pies $^{1/2}$ /s.

Efecto de la sumergencia aguas abajo

Cuando el nivel de aguas abajo de un vertedero es lo suficientemente elevado para afectar la descarga se dice que éste es ahogado. La distancia vertical entre la cresta del vertedero y el tirante de la corriente en el canal de aguas abajo está relacionada a la descarga del vaso, lo que altera el coeficiente de descarga. Para nuestro caso se tiene un valor $(hd+d) / h_0$, igual a 1,54 lo que da una relación $C_s/C_0 = 0,99$, por lo que se obtiene un coeficiente C de 2,045 m^{1/2}/s.

Determinación de la longitud efectiva

Cuando las pilas y los estribos de la cresta tienen una forma que produce contracciones laterales sobre la descarga, la longitud efectiva, L, será menor que la longitud neta de la cresta. El efecto puede tomarse en cuenta reduciendo la longitud neta de la cresta como sigue:

$$L = L' - (N K_p + K_a) H_e$$

donde:

- L= longitud efectiva de la cresta
- L' = longitud neta de la cresta
- N= número de pilas
- K_p = coeficiente de contracción de pilas
- K_a = coeficientes de contracción de los estribos
- H_e = carga total sobre la cresta

El coeficiente de contracción de las pilas, K_p, es afectado por la forma, ubicación, espesor, relación de cargas, y velocidad de llegada.

Los valores aproximados para K_p dados por Creager y Justin (1950) van desde 0,1 para narices gruesas, 0,4 para narices delgadas o puntiagudas y es 0,035 para narices redondas. Estos valores se aplican a pilares con un espesor igual a aproximadamente un tercio la altura sobre la cresta.

Los coeficientes de contracción se determinaron de estudios de modelos (U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Hydraulic Design Chart 111-6 WES 4-1-53).

La forma propuesta en el proyecto corresponde a una pila de nariz tipo III, y 2,50 m de ancho.

Según el Manual de Diseño de Pequeñas Presas para carga de proyecto y pilas de tajamar tipo III corresponde un valor de K_p = 0,010.

El valor de K para el vertedero principal de la presa de Chiuido no presenta modificaciones significativas en función de la carga para valores que van de 0,6 a 1 de la relación H/H_d.

La longitud efectiva de cada vano para la carga de diseño queda entonces igual a L = 14,70 m.

Efecto de las cargas diferentes a las de proyecto

Cuando a la cresta de cimacio se le da una sección de forma distinta a la ideal o cuando se le ha dado una forma para una carga mayor o menor que la que se considera, el coeficiente de descarga diferirá del obtenido anteriormente. Las secciones más anchas darán por resultados presiones positivas a lo largo de la superficie de contacto de la presa, reduciendo la descarga. Con una sección más angosta se producirán presiones negativas a lo largo de la superficie de contacto, aumentando la descarga.

Curva de descarga del vertedero

De acuerdo a todas las consideraciones planteadas se llega a la siguiente expresión para el cálculo de caudales (sin compuertas).

$$Q = 2,05.L.H^{3/2}$$

A continuación (Figura 6 y Tabla 1) se presenta la curva de descarga correspondiente al vertedero de Chiuido (Tipo WES, 6 vanos de longitud neta 14,70 m cada uno con pilas tipo 2 y carga de diseño de 18,96 m).

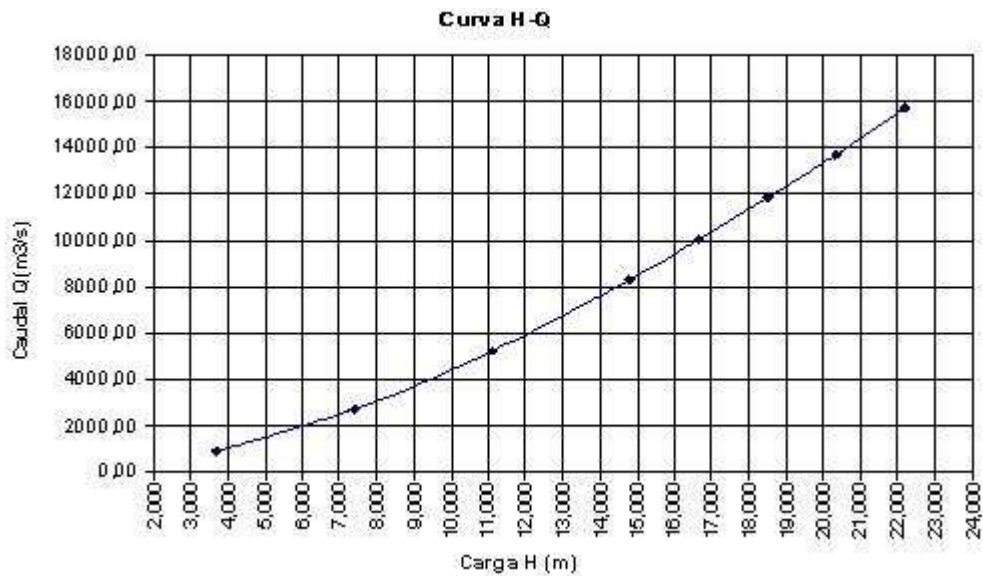


Figura 6.- Curva de descarga Vertedero

He/Ho	He	$Q=C*B_{(neta)} He^{1.5}$
0,2	3,7	915,36
0,4	7,4	2725,31
0,6	11,1	5229,23
0,8	14,8	8307,87
0,9	16,65	10036,61
1	18,5	11850
1,1	20,35	13709,06
1,2	22,2	15724,74

Tabla 1.- Curva de descarga del vertedero

DISEÑO DE LA RÁPIDA Y EL CUENCO DISIPADOR

Diseño de la rápida

El objetivo de las rápidas es lograr la aceleración del flujo aguas abajo de las estructuras consideradas, estableciendo de dicha manera las condiciones de ingreso al cuenco disipador de energía.

Como se mencionara previamente, en virtud de las singularidades de la fundación de las obras así como por las condiciones de funcionamiento hidráulico del vertedero, se ha diseñado una rápida con una longitud de 297 m y una pendiente del 7% (Figura 7).

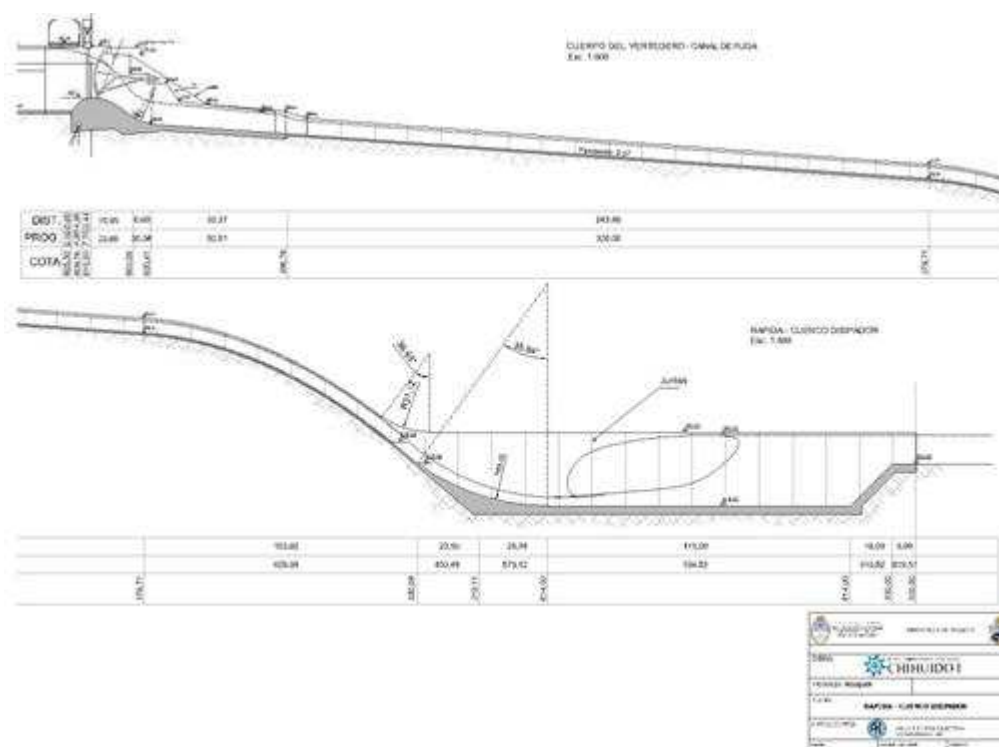


Figura 7.- Vertedero – Rápida y Cuenco Disipador – Perfil Longitudinal

El funcionamiento hidráulico sobre la rápida del vertedero ha sido evaluado mediante el análisis del flujo gradualmente variado que se desarrolla en la misma, tomando como condición inicial en su sección de arranque el tirante correspondiente a cada uno de los caudales considerados. Dado que la pendiente del canal es mayor que la crítica, el cálculo se efectúa desde aguas arriba hacia aguas abajo. Siguiendo esta metodología de cálculo, se procedió a la determinación de las características hidrodinámicas del escurrimiento para caudal erogado de 11850 m³/s. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 2.

PROGR.	ANCHO (m)	TIRANTE (m)	VELOCIDAD (m/s)	COTA DE SOLERA	COTA PELO DE AGUA
0	100	5,25	22,57	596,09	601,34
10	100	5,18	22,88	595,39	600,57
20	100	5,11	23,18	594,69	599,8
30	100	5,05	23,47	593,99	599,04
40	100	4,99	23,76	593,29	598,28
50	100	4,93	24,04	592,59	597,52
60	100	4,87	24,32	591,89	596,76
70	100	4,82	24,6	591,19	596
80	100	4,77	24,87	590,49	595,25
90	100	4,71	25,14	589,79	594,5
100	100	4,67	25,4	589,09	593,75
120	100	4,62	25,66	587,69	592,3
130	100	4,57	25,92	586,99	591,56
245,15	100	4,53	26,18	578,93	583,45
297	100	4,48	26,43	575,3	579,78

Tabla 2.- Valores de niveles y tirantes en la rápida

DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE CAVITACIÓN

En las tablas precedentes se incluye el denominado índice de cavitación del escurrimiento, el cual se calcula como:

$$K = (h + 10.33 - p_v) / (U^2 / 2g)$$

donde:

- K: índice de cavitación del escurrimiento.
- h: tirante líquido, expresado en m.
- p_v : presión de vapor del agua, considerada como -0.24 m.
- U: velocidad media del escurrimiento, en m/s.
- g: aceleración de la gravedad, en m^2/s .

La condición de cavitación en la rápida se alcanzará si el índice de cavitación K es menor que un índice de cavitación crítico K_c ($K < K_c$). A pesar de que existen distintos métodos para hallar el valor de K_c , es práctica corriente el uso del criterio del United States Bureau of Reclamation (U.S.B.R.). Este criterio relaciona, para distintos tipos de irregularidades, los índices de cavitación con el grado de terminación admisible y marca además la eventual necesidad de incorporar dispositivos de aireación para mitigar los riesgos de erosión por cavitación.

Para el caso de las irregularidades abruptas y graduales, el criterio especifica determinadas tolerancias de terminación de la superficie de hormigón, de acuerdo a lo que se indica en la tabla.

TOLERANCIA	Tipo de irregularidad	
	Abrupta	Gradual
T1	25 mm	1:4
T2	12 mm	1:8
T3	6 mm	1:16

Tabla 3.- Criterio de United States Bureau of Reclamation – Clasificación de tolerancias

De acuerdo a este criterio, las tolerancias indicadas se vinculan con el índice de cavitación del escurrimiento, resumiéndose en la Tabla 4 los valores límites para cada tolerancia, considerando la existencia o no de dispositivos de aireación forzada:

Índice de cavitación del escurrimiento	Tolerancia sin aireación	Tolerancia con aireación
> 0.6	T1	T1
0.6 – 0.4	T2	T1
0.4 – 0.2	T3	T1
0.2 – 0.1	Uso de aireación	T2
< 0.1	Revisión del proyecto	Revisión del proyecto

Tabla 4.- Índice de cavitación del escurrimiento con o sin aireadores

En este proyecto de la rápida se consideró que la terminación del hormigón deberá ser de alta velocidad no permitiendo irregularidades superiores a 12 mm o graduales menores a 1:8, es decir que se ubica en la tolerancia T2 (el índice de cavitación debe ser superior a 0.4 sin aireación). Observando la siguiente figura se puede afirmar que no existe riesgo de cavitación en toda la rápida, ya que los valores de cavitación calculados son siempre superiores a 0.4 (línea punteada).

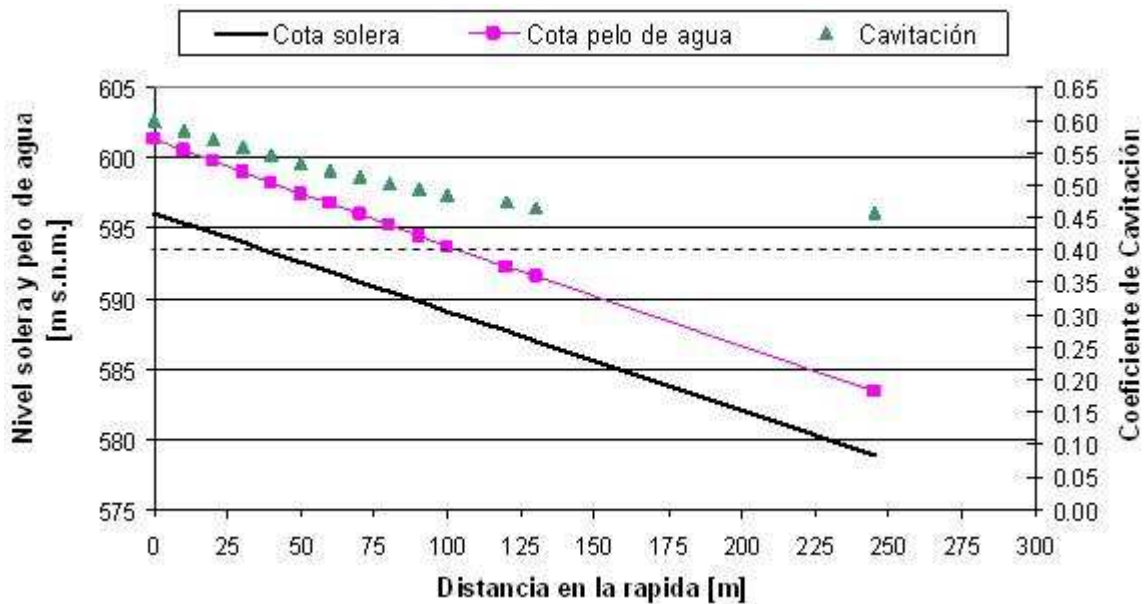


Figura 8.- Niveles en la rápida y coeficientes de cavitación

CURVA DE EMPALME ENTRE LA RÁPIDA Y EL CUENCO

Una vez que la rápida ha alcanzado el punto cuya cota es 579,71 m, se debe definir una curva que permita empalmar esta sección con la solera del cuenco disipador de energía.

El criterio considerado para definir esta curva ha sido el de asegurar que el escurrimiento no genere condiciones de separación de la lámina respecto del borde sólido, de manera que no se presenten presiones negativas. A los efectos de cumplir con esta premisa, se calculó la trayectoria del borde inferior de la lámina líquida considerando para ello la velocidad teórica utilizando la siguiente expresión

$$-y = x \cdot \operatorname{tg}\theta + \left(\frac{x^2}{k \cdot (4 \cdot (d+h_v) \cdot \cos 2\theta)} \right)$$

De esta manera se obtiene la curva presentada en la Figura 9.

Curva de la Trayectoria de entrada al Cuenco Disipador

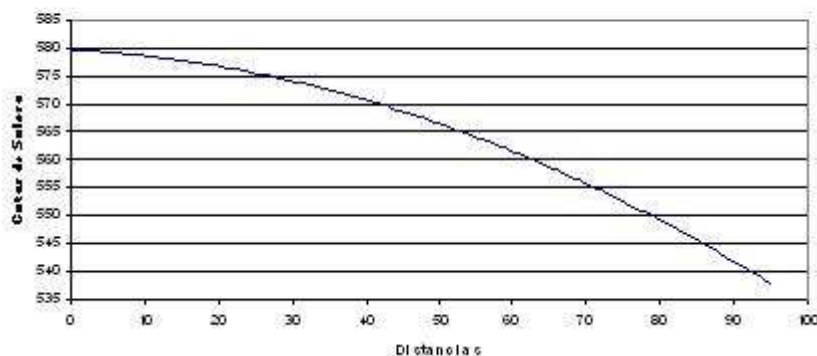


Figura 9.- Curva de trayectoria de ingreso al cuenco disipador

DISEÑO DEL CUENCO DISIPADOR DE ENERGÍA

El escurrimiento de alta velocidad a la salida de la rápida requiere de una estructura que permita reintegrar el flujo al cauce aguas abajo de las obras de descarga con la menor energía posible. Con esta finalidad, se han evaluado distintas posibilidades de cuenco disipador de energía.

El diseño del cuenco disipador de energía dependerá no sólo del caudal y del ancho de la estructura, sino también de los niveles de restitución aguas abajo del mismo. Dado que la descarga no se produce al cauce natural de un río, sino a un brazo que será canalizado mediante

trabajos de excavación, estos niveles dependen directamente de las variantes de canalización. Esto marcaría un espectro muy amplio de posibles niveles, que dificultaría el diseño del cuenco.

Más allá de estas consideraciones iniciales, se han tenido en cuenta las siguientes condiciones de borde para su diseño:

Se evaluaron alternativas tendientes a reducir los volúmenes de obra, tanto en relación con la excavación así como con los trabajos de hormigón.

Se ha definido como cota del umbral final del cuenco, el valor 530,00 m, de modo que este resulta el punto de arranque del canal de descarga.

Para la condición de diseño, dada por el caudal de 11850 m³/s, el nivel de restitución en la sección final del cuenco debe ser 540,83 m.

Teniendo en cuenta estos criterios iniciales, se procedió a evaluar distintas variantes de cuencos disipadores de energía, entre las que se destacan las correspondientes a los diseños del U.S.B.R. denominados tipo I (cuenco de solera horizontal sin dientes de choque ni bloques de caída), tipo II y tipo III. El manual de diseño de esta institución permite determinar, a partir de las condiciones de ingreso al cuenco y del nivel de restitución cuáles deben ser sus magnitudes fundamentales para asegurar la estabilidad del resalto. De este modo, y dependiendo del tipo de cuenco, se determinan su longitud, la cota de solera y las dimensiones de los dientes de caída o bloques de impacto.

Para llevar a cabo estas evaluaciones se ha seguido la siguiente metodología general, la cual será detallada para el diseño definitivo del cuenco:

Determinación de las condiciones de ingreso del flujo aguas arriba del cuenco. En este sentido, dado que no se conoce la cota de solera del mismo, se empieza el proceso de cálculo partiendo de la cota correspondiente a la sección inicial del canal de descarga. De esta manera, es posible calcular la velocidad y el tirante de la lámina incidente, así como el número de Froude.

A partir de esta determinación, se efectúa la valoración del tirante conjugado final correspondiente a un resalto libre, empleando para ello la expresión de Belanger.

Si la suma de la cota de fondo inicialmente considerada más el tirante conjugado es mayor que el nivel de restitución, entonces se profundiza el cuenco hasta alcanzar, al menos, una igualdad de estos valores que permita asegurar la estabilidad del resalto. En el diseño de los cuencos disipadores, se ha tomado un margen del 5 al 7% para asegurar la efectiva estabilidad del resalto, evitando de esta manera su desplazamiento hacia aguas abajo.

Dado que al profundizar el cuenco se modifican la velocidad, el tirante y el número de Froude al ingreso, este proceso es necesariamente iterativo, resultando rápidamente convergente. Una vez que se ha definido la cota de solera del cuenco, la metodología de cálculo del USBR permite evaluar la longitud y las dimensiones de los bloques y/o dientes (si los hubiera) para cada tipo de cuenco.

Las dimensiones definidas para el cuenco son:

Cuenco tipo I	
Longitud del cuenco:	120,12 m
Cota fondo del cuenco:	514,00 msnm

CONCLUSION

La capacidad de descarga modulada por órganos de evacuación ha demostrado ser suficiente para erogar el incremento de caudal correspondiente a cada situación extrema.

Los niveles alcanzados en el embalse no comprometen la zona de Bajada del Agrío más de lo que sería afectada por el propio paso de la crecida para las recurrencias consideradas.

Los órganos de descarga propuestos presentan dimensiones acordes a emprendimientos de estas características brindando un adecuado grado de operación (caudal específico: $118 \text{ m}^3/(\text{m}^3/\text{s}.\text{m})$)

La apertura en escalones parciales de las compuertas posibilita la modulación en la descarga de cualquier situación que se presente.

La crecida máxima probable es atenuada en forma sustancial, pasando de un pico de $25.070 \text{ m}^3/\text{s}$ a $11.850 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ante la crecida decamilenaria, el sistema puede manejarse para erogar un caudal de $7.800 \text{ m}^3/\text{s}$.

Se genera una atenuación adicional en el tramo hasta Portezuelo Grande por el tránsito en el río, disminuyendo el caudal pico de $11.850 \text{ m}^3/\text{s}$ a $11.500 \text{ m}^3/\text{s}$

Mediante un adecuado sistema de alerta y un idóneo equipo de manejo las condiciones de seguridad aumentarán.

El sistema de Control de Crecidas del Neuquén con Chihuido I cambia de un diseño originario para 5000 años y $11.500 \text{ m}^3/\text{s}$ a un diseño para la CMP y $25.070 \text{ m}^3/\text{s}$, sin esperar ningún daño en las obras de regulación que componen el mismo ante este evento extremo.

Para el caso de la crecida decamilenaria ($20.217 \text{ m}^3/\text{s}$), el sistema de control de crecidas del Neuquén en Chihuido I eroga $7.800 \text{ m}^3/\text{s}$ hacia aguas abajo, los que podrán ser manejados por la derivación en Portezuelo Grande hacia el sistema de Los Barreales, con lo que se genera una sustancial mejora en la protección ante las crecidas en el río Neuquén.

Referencias

- [1] AGUA Y ENERGÍA ELÉCTRICA – JEFATURA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS ZONA CENTRO. (1977) - *Aprovechamiento Hidroeléctrico El Chihuido*. Argentina.
- [2] DEPARTMENT OF ARMY. US. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1990) - *Engineer Manual N° 1110-2-1603: Hydraulic Desing of the Spillways*.
- [3] NOVAK, P; MOFFAT, A.; NALLURI (2001) - *Estructuras Hidráulicas*. Editorial McGraw – Hill Interamericana S.A. Colombia.
- [4] U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR – BUREAU OF RECLAMATION (2001) - *Diseño de Pequeñas Presas*.
- [5] VALLARINO, E. (2001) - *Tratado Básico de Presas*, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.
- [6] VEN T. CHOW. (1986) - *Hidráulica de Canales*, Editorial Diana. México.