

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

**DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**DISEÑO DE LA RÁPIDA DE EXCESOS DEL DESARENADOR DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO VICTORIA**

NOMBRE

DIEGO EFRÉN ARAUJO ERAZO

DIRECTOR

ING. CARLOS LUIS NAVAS

QUITO, 2017

DEDICATORIA

A Dios, por guiarme con sabiduría durante todo mi camino universitario para alcanzar esta meta tan anhelada.

A mi Lolita querida, por bendecirme bajo su manto y cuidarme sin condiciones.

A mis padres, Juan y Lucía, por brindarme siempre su apoyo en todo momento y bajo toda circunstancia, gracias a ellos y a sus consejos he logrado salir adelante siempre.

A mi hermana, quien siempre me ha inspirado para ser una mejor persona con sus consejos y ejemplo.

A toda mi familia, por ser ese pilar fundamental dentro de mi formación personal y profesional.

Diego Efrén Araujo Erazo

AGRADECIMIENTOS

A mi estimado director, Ing. Carlos Luis Navas, quien ha sido una persona admirable en lo técnico y en lo personal, en pocas palabras:

un modelo a seguir. Gracias por brindarme la oportunidad de participar en este proyecto y por ser más que un profesor, por ser un gran amigo.

A mis estimados correctores, Ing. Roberto Unda e Ing. Guillermo Flores, quienes se han dedicado su tiempo para colaborar con la presente disertación y que con su ayuda he logrado cumplir con todos los objetivos, gracias.

A la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, en especial a la Facultad de Ingeniería y a sus profesores, los cuales con paciencia han sabido forjar profesionales con mente, cuerpo y corazón.

A todos mis grandes amigos de la universidad, con los cuales compartimos muchas cosas en esta etapa universitaria, en las buenas y en las malas hemos estado presentes de una u otra manera, de manera especial a Talia quien formó de igual manera parte del proyecto y quien me ha apoyado durante toda la elaboración del mismo; gracias totales a ustedes.

De manera muy especial, a la Empresa Eléctrica Quito, por toda la colaboración brindada en la elaboración de esta disertación; a los ingenieros del proyecto, los cuales impartieron de manera indirecta sus conocimientos, gracias a todos.

RESUMEN

La Empresa Eléctrica Quito se encuentra en la ejecución del proyecto hidroeléctrico Victoria en la parroquia Cuyuja, provincia del Napo. En el diseño original del proyecto se contempló como una de sus estructuras de evacuación de crecidas a una rápida de excesos como parte del desarenador. Sin embargo, producto de las lluvias del 5 de junio del 2015, el lugar de implantación de esta rápida de excesos quedó totalmente inhabilitado para su construcción, esto motivó a la Empresa Eléctrica Quito a realizar un nuevo diseño de la rápida de excesos. Para lo cual se desarrolló en el presente trabajo mediante un análisis de las alternativas de localización y de sección hidráulica de la rápida de excesos en función a la teoría hidráulica correspondiente y a las condiciones específicas del proyecto para determinar nuevo diseño hidráulico y estructural definitivo. Además, se realizó una simulación hidráulica del cuerpo receptor de la crecida para evaluar el comportamiento del caudal de descarga en la quebrada.

Palabras clave: Rápida de excesos, estructuras de evacuación de crecidas, diseño hidráulico, diseño estructural, simulación hidráulica.

ABSTRACT

The Empresa Eléctrica Quito is executing the Victoria hydroelectric project in Cuyuja parish, Napo province. In the original design of the project was considered as one of its structures of floods discharges to a rapid of excesses as part of the desander. Nevertheless, due to the rains of June 5, 2015, the place of implantation of this rapid of excesses was totally disabled for its construction; this motivated to the Empresa Eléctrica Quito to realize a new design of the rapid of excesses. For this, it was developed in the present work by means of an analysis of the alternatives of location and hydraulic section of the rapid of excesses according to the corresponding hydraulic theory and to the particular conditions of the project to determine new hydraulic and structural design definitive. In addition, a hydraulic simulation of the floodwater receiver body was performed to evaluate the behavior of the discharge flow in the stream.

Key words: Rapid of excesses, structures of floods discharges, hydraulic design, structural design, hydraulic simulation.

ÍNDICE

Índice de contenido

Capítulo 1.- Introducción.	1
1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Justificación.	4
1.3 Objetivos.....	4
1.3.1 Objetivo General.-	4
1.3.2 Objetivos Específicos.-	4
1.4 Alcance.....	5
Capítulo 2.- Marco Teórico.	6
2.1 Estructuras de captación.....	6
2.1.1 Generalidades.....	6
2.1.2 Tipos de captaciones.....	7
2.2 Estructuras de evacuación de excesos.....	11
2.2.1 Generalidades.....	11
2.2.2 Rápidas como evacuadores de excesos.....	13
2.2.3 Criterios de diseño.....	13
2.3 Disipadores de energía.	42
2.3.1 Generalidades.....	42
2.3.2 Resalto hidráulico como disipador de energía.....	42

2.3.3	Tanques disipadores de energía.....	45
2.4	Estructuras de descarga.....	51
2.4.1	Generalidades.....	51
2.4.2	Rápidas escalonadas.....	52
2.4.3	Criterios de diseño.....	52
Capítulo 3.-	Información general del Proyecto	58
3.1	Información de la zona.....	58
3.2	Descripción del proyecto hidroeléctrico Victoria.....	60
3.3	Descripción y análisis de los componentes del proyecto hidroeléctrico Victoria.....	61
3.3.1	Captación.....	61
3.3.2	Conducción.....	63
3.3.3	Desarenador y tanque de carga.....	64
3.3.4	Rápida de excesos	65
3.3.5	Tubería de presión.....	66
3.3.6	Casa de máquinas.....	67
3.4	Estado actual de la ejecución del proyecto.....	68
3.4.1	Diseño original de la rápida de excesos del desarenador.....	70
Capítulo 4.-	Estudio de las alternativas de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria	73
4.1	Planteamiento de alternativas	73

4.1.1	Condiciones.....	73
4.1.2	Alternativas de localización.....	74
4.1.3	Alternativas de sección hidráulica.....	75
4.2	Pre diseño de alternativas.....	75
4.2.1	Caudal de diseño.....	75
4.2.2	Coeficiente de Manning.....	77
4.2.3	Pendiente de energía.....	78
4.2.4	Sección de máxima eficiencia hidráulica.....	79
4.2.5	Tanque disipador de energía.....	80
4.3	Comparación de alternativas.....	81
4.4	Selección de la mejor alternativa.....	82
Capítulo 5.- Diseño definitivo de la alternativa seleccionada para la construcción de la		
	rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria.....	84
5.1	Diseño hidráulico de los componentes.....	84
5.1.1	Estructura de control.....	84
5.1.2	Rápida de excesos.....	86
	Disipador de energía.....	92
5.1.3	Estructura de descarga.....	95
5.1.4	Simulación hidráulica del cuerpo receptor de la crecida.....	97
5.2	Diseño estructural.....	103

5.2.1	Estructura de control.....	106
5.2.2	Rápida de excesos.....	108
5.2.3	Disipador de energía.....	118
5.2.4	Estructura de descarga.....	121
5.3	Planos de construcción.....	123
5.4	Presupuesto.....	123
5.5	Asunto de interés.....	124
Capítulo 6.- Conclusiones y Recomendaciones.....		125
6.1	Conclusiones.....	125
6.2	Recomendaciones.....	126
Referencias Bibliográficas		128
Anexos		133
Anexo 1.- Planos de construcción.....		¡Error! Marcador no definido.
Anexo 2.- Volúmenes de obra.....		¡Error! Marcador no definido.
Anexo 3.- Análisis de Precios Unitarios.....		¡Error! Marcador no definido.

Índice de Tablas.

Tabla 1.- Coeficientes de descarga para vertederos de pared delgada.	41
Tabla 2.- Caudal unitario para vertederos de pared delgada.....	41
Tabla 3.- Eficiencia del resalto hidráulico.	44
Tabla 4.- Tabla comparativa de los valores de coeficiente de descarga variable.	77
Tabla 5.- Valores de coeficiente de Manning.	78
Tabla 6.- Pendiente media del terreno.	79
Tabla 7.- Pre diseño de la sección hidráulica para $S=0.53$	80
Tabla 8.- Pre diseño de la sección hidráulica para $S=0.18$	80
Tabla 9.- Propiedades de la sección hidráulica para $y/D=0.75$	87
Tabla 10.- Pendientes medias del terreno en la zona de la rápida.....	89
Tabla 11.- Trazado vertical.	90
Tabla 12.- Sección hidráulica de máxima eficiencia para $S=0.0331$	91
Tabla 13.- Dimensiones del tanque USBR tipo impacto.....	94
Tabla 14.- Datos topográficos para la descarga.	95
Tabla 15.- Determinación de huella y contrahuella en rápidas escalonadas. .	96
Tabla 16.- Diseño hidráulico de la estructura de descarga.	97
Tabla 17.- Propiedades del suelo de la zona.	104
Tabla 18.- Cargas en la estructura de control.	107
Tabla 19.- Distribución de esfuerzos del suelo a diferentes alturas.	107
Tabla 20.- Esfuerzos en el suelo con la carga última.	108
Tabla 21.- Resumen del diseño estructural para la estructura de control.	108
Tabla 22.- Cargas para la rápida, canal rectangular.	109

Tabla 23.- Resumen del diseño estructural para el canal de la rápida de excesos.....	110
Tabla 24.- Determinación de la carga externa por efecto del relleno.....	114
Tabla 25.- Resumen de cargas del dissipador de energía.....	118
Tabla 26.- Cargas en las paredes del dissipador de energía.	119
Tabla 27.- Resumen del diseño estructural para el dissipador de energía.	121
Tabla 28.- Cargas para la estructura de descarga.	121
Tabla 29.- Resumen del diseño estructural para la estructura de descarga...	123
Tabla 30.- Detalle de planos de diseño.....	123
Tabla 31.- Presupuesto de la rápida de excesos.	124

Índice de Ilustraciones.

Ilustración 1.- Toma lateral con espigones.	8
Ilustración 2.- Toma de fondo.....	9
Ilustración 3.- Toma lateral.....	10
Ilustración 4.- Flujo en canal abierto.....	16
Ilustración 5.- Sección de un canal prismático.	21
Ilustración 6.- Sección circular y sus características.....	22
Ilustración 7.- Características geométricas.....	24
Ilustración 8.- Características hidráulicas.....	24
Ilustración 9.- Línea de energía y perfil de flujo en curva.....	27
Ilustración 10.- Funciones paramétricas experimentales del coeficiente de resistencia de la curva.....	28
Ilustración 11.- Distribución de las líneas de velocidad en un canal.	29
Ilustración 12.- Efecto de las ondas cruzadas en un canal curvo.....	32
Ilustración 13.- Distribución de presiones en curvas verticales.....	34
Ilustración 14.- Curva vertical convexa.....	34
Ilustración 15.- Vista isométrica de una transición para canales rectangulares.	35
Ilustración 16.- Esquema de una transición.....	36
Ilustración 17.- Triángulo formado por los espejos de agua.....	36
Ilustración 18.- Vertedero de pared delgada.....	37
Ilustración 19.- Sección del vertedero.....	38
Ilustración 20.- Esquema de un resalto hidráulico.....	43
Ilustración 21.- Dimensiones del tanque USBR tipo II.....	46

Ilustración 22.- Dimensiones del tanque USBR tipo III.....	47
Ilustración 23.- Dimensiones del tanque USBR tipo IV.	49
Ilustración 24.- Vista en planta y altura de un tanque disipador tipo impacto.	50
Ilustración 25.- Diseño del ancho del taque disipador.	51
Ilustración 26.- Tipos de flujo en rápidas escalonadas.....	52
Ilustración 27.- Zona de implantación del proyecto hidroeléctrico Victoria. .	59
Ilustración 28.- Cuenca del río Victoria.	60
Ilustración 29.-Ubicación de la rápida. Diseño original.....	66
Ilustración 30.- Perfil de la rápida de excesos. Diseño original.....	71
Ilustración 31.- Sección longitudinal del tanque disipador tipo impacto.	72
Ilustración 32.- Sección transversal del tanque disipador tipo impacto.	72
Ilustración 33.- Dimensiones del pozo de salto. Diseño original.....	84
Ilustración 34.- Características hidráulicas del canal bajo el desarenador.	86
Ilustración 35.- Detalle hidráulico del canal debajo del desarenador.....	86
Ilustración 36.- Características hidráulicas para $S=0.18$	87
Ilustración 37.- Detalle hidráulico de la rápida de excesos, canal rectangular.....	91
Ilustración 38.- Características hidráulicas para $S=0.1603$	92
Ilustración 39.- Características hidráulicas para $S=0.24$	92
Ilustración 40.- Relación entre el ancho del tanque tipo impacto y el caudal de entrada.....	93
Ilustración 41.-Disipador de energía tipo impacto. Vista en planta.	94
Ilustración 42.- Disipador de energía tipo impacto. Vista en elevación.....	95

Ilustración 43.- Topografía del cuerpo receptor.....	100
Ilustración 44.- Valores de coeficiente de Manning para cada estación.	101
Ilustración 45.- Caudales ingresados para la simulación hidráulica.	102
Ilustración 46.- Simulación hidráulica para $Q=4.45 \text{ m}^3/\text{s}$	102
Ilustración 47.- Resumen del comportamiento hidráulico de las alcantarillas.	103
Ilustración 48.- Acción del sismo en un muro de contención.....	105
Ilustración 49.- Canal debajo del desarenador.	106
Ilustración 50.- Modelo deformado.....	108
Ilustración 51.- Rápida de excesos, canal rectangular.....	109
Ilustración 52.- Diagrama de momentos de la rápida, canal rectangular.	110
Ilustración 53.- Rápida de excesos, canal circular.	111
Ilustración 54.- Valores de las cargas por tráfico para diferentes alturas de relleno	114
Ilustración 55.- Valores de E' para distintos grados de compactación del suelo y alturas de relleno.	116
Ilustración 56.- Tanque disipador deformado debido a las cargas últimas aplicadas.....	119
Ilustración 57.- Momentos máximos sobre las paredes.....	120
Ilustración 58.- Momentos en la losa y en la pared de entrada del disipador de energía.....	120
Ilustración 59.- Corte máximo en las paredes del tanque.....	120
Ilustración 60.- Diagrama de cortes y momentos en el descanso de la estructura de descarga.....	122

Ilustración 61.- Diagrama de momentos de la sección de la estructura de
descarga 122

Índice de Fotografías.

Fotografía 1.- Zona general del proyecto desde el camino de acceso.....	58
Fotografía 2.- Zona de implantación de la captación.	62
Fotografía 3.- Desvío del cauce del río Victoria.	62
Fotografía 4.- Ingreso al túnel de conducción desde el desarenador.....	63
Fotografía 5.- Desarenador.	64
Fotografía 6.- Tanque de carga al final del desarenador.	65
Fotografía 7.- Tubería de presión desde la casa de máquinas.....	67
Fotografía 8.- Casa de máquinas.	68
Fotografía 9.- Vista al desarenador Norte - Sur.	69
Fotografía 10.- Zona de implantación de la rápida vista desde el tanque de carga.....	69
Fotografía 11.- Quebrada de descarga de la rápida de excesos.	70

Capítulo 1.-Introducción.

El Ecuador se encuentra en proceso del cambio de matriz energética, el cual se enfoca al aumento progresivo de las fuentes de energía renovables y sus estructuras de consumo. Este desarrollo energético está sustentado en el déficit energético que se ha producido en el país en los últimos años; y es por ello que se ha motivado al estudio e inversión en las llamadas energías “limpias” o renovables.

Entre los sectores beneficiados por este desarrollo de las energías renovables se encuentra el sector hidroeléctrico, en cuyas obras se contempla la generación, transmisión y distribución de energía eléctrica de manera segura y sustentable, aprovechando de esta manera el gran recurso hídrico que posee el Ecuador y su topografía.

Las obras civiles que permiten la generación de energía desde su fuente primaria son componentes de una central hidroeléctrica, dentro de las cuales se encuentran las denominadas de seguridad. Estas poseen un papel fundamental dentro del funcionamiento de una central debido a que se encuentran diseñadas en función de la hidrología propia del lugar, de la ubicación y operación de las mismas, y de la importancia de las estructuras aguas abajo de dichas obras.

Los evacuadores de excesos forman parte de las obras de seguridad en las centrales hidroeléctricas, cuyo objetivo principal consiste en evacuar las máximas crecidas esperadas del proyecto evitando así que estas crecidas afecten las infraestructuras ubicadas aguas abajo.

El estudio hidráulico de los evacuadores de excesos es de vital importancia para su correcto funcionamiento durante la operación de una central hidroeléctrica. Sus criterios han sido analizados por varios investigadores en el último siglo en función a la mayoría de los problemas ocasionados por el mal desempeño de los mismos frente a las crecidas superiores a las esperadas; brindando así mayor seguridad en sus criterios de diseño.

1.1 Antecedentes.

La Empresa Eléctrica Quito S.A. (EEQ) es una empresa que se dedica a la producción y distribución de energía eléctrica dentro de la zona de servicio autorizada por la Agencia de Regulación y Control de Electricidad (ARCONEL). La empresa posee como misión: “proveer a Quito y al área de servicio, de electricidad, como un servicio público de calidad, con eficiencia, solidaridad y responsabilidad socio ambiental, contribuyendo al desarrollo del sector eléctrico y la construcción del Buen Vivir” (EEQ S.A., 2015).

De acuerdo al Plan Estratégico 2014 - 2023 de la EEQ se menciona que las competencias correspondientes a la empresa se encuentran marcadas, dentro de su razón de ser, en la generación, subtransmisión, distribución, comercialización y eficiencia energética (págs. 3-4).

Actualmente, la Empresa Eléctrica Quito se encuentra ejecutando el proyecto hidroeléctrico Victoria de 10 MW, el cual está ubicado en la parroquia Cuyuja, cantón Quijos, provincia del Napo. El proyecto aprovechará el recurso hídrico del río Victoria, el cual se ubica en la cuenca del río Quijos y la central contará con una generación

media anual de 63.772 GWh/año. El proyecto hidroeléctrico Victoria, tiene contempladas las siguientes obras (EEQ S.A., 2015):

- Captación: tipo toma lateral con azud, rejilla, desripador y compuerta de limpieza.
- Túnel de conducción: tipo baúl de 3 m x 3 m, longitud de 1 156 m, revestido de hormigón.
- Desarenador: de dos cámaras, de 40.6 m de longitud y de 2.50 m de ancho cada cámara.
- Tanque de carga: de 9.80 m de longitud, con capacidad de almacenamiento de 275 m³.
- Rápida de excesos: consta de una tubería de 80 cm de diámetro y 166 m de largo y de un tanque disipador de energía, diseño original.
- Tubería de presión: tubería de acero, enterrada, de 1 m de diámetro y de 1 518 m de longitud.
- Casa de máquinas: 2 turbinas tipo Pelton, de eje horizontal, con potencia total instalada de 10 MW.

El sistema contempla también para su funcionamiento la operación de una rápida de excesos para evacuar los excesos provenientes de la captación, los cuales serían producidos por aumentos de caudal aguas arriba y llegan hasta el desarenador; y, del tanque de carga, los cuales serían producidos por un rechazo de carga por el cierre de la tubería de presión, que no son retenidos en el tanque, como una obra de seguridad del proyecto hidroeléctrico Victoria.

En el diseño original, estos excesos son transportados por medio de canales a flujo libre independientes en cada caso antes mencionado hacia un pozo de salto, para desde ahí ser transportados en una tubería de acero, de 80 cm de diámetro y 166 m de largo, hacia un tanque disipador, para luego ser descargado hacia la margen derecha del río Victoria.

1.2 Justificación.

El proyecto hidroeléctrico Victoria contempló dentro de su diseño inicial la rápida de excesos en la margen izquierda del desarenador, en dirección sur respecto del desarenador. Las lluvias que sucedieron el 5 de junio de 2015, ocasionaron un deslizamiento del lugar en el cual estaba previsto la implantación de la rápida de excesos, dejando al sitio completamente inhabilitado para la construcción de dicho componente. A razón de este acontecimiento, la Empresa Eléctrica Quito requiere determinar alternativas para la localización y un nuevo diseño de la rápida de excesos del desarenador, de tal forma que su descarga se la realice correctamente, dentro de los términos técnicos y ambientales.

1.3 Objetivos.

1.3.1 Objetivo General.-

Seleccionar la mejor alternativa para la construcción de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria, con su diseño definitivo respectivo.

1.3.2 Objetivos Específicos.-

- Describir el marco conceptual relacionado con las estructuras de captación y de evacuación de excesos.
- Describir la información general del área del proyecto, particularmente del área de implantación de la captación, conducción y desarenador.
- Plantear y comparar las alternativas de ubicación y de diseño de la rápida de excesos del desarenador.

- Realizar los diseños definitivos de los componentes de la rápida de excesos del desarenador, tanto hidráulico como estructural, con sus respectivos planos y presupuesto, y la simulación computacional hidráulica del cuerpo receptor de la descarga.

1.4 Alcance.

La presente disertación contempla la selección de la mejor alternativa, así como el diseño tanto hidráulico como estructural de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria; con la información brindada por la Empresa Eléctrica Quito. Adicionalmente, se realizará la simulación del comportamiento hidráulico del cuerpo receptor de la descarga con el programa HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, para lo cual se levantará la información que sea necesaria.

Capítulo 2.- Marco Teórico.

Una central hidroeléctrica es una estructura que aprovecha la energía potencial gravitacional y la energía cinética entre un desnivel de agua para generar energía, conocida como energía hidráulica. Los componentes de una central hidroeléctrica son:

- Captación.
- Canal de Conducción.
- Desarenador.
- Estructura de control del golpe de ariete.
- Tubería de presión.
- Casa de máquinas.

2.1 Estructuras de captación.

2.1.1 Generalidades.

La captación, o también conocida como bocatoma, son estructuras hidráulicas destinadas a desviar una parte del caudal total de un río para el aprovechamiento de este en un momento dado y cuya operación debe ser continua durante el periodo de utilización de la misma (Mery, 2013, pág. 335).

Estas estructuras deben cumplir las siguientes consideraciones (Ortiz, 2011, pág. 141):

- El caudal captado debe ser constante independientemente del caudal del río.
- Debe impedir el ingreso de sólidos a la conducción.
- El tipo de construcción debe ser económica y sencilla, con el fin de tener un bajo mantenimiento durante su funcionamiento y una rápida reparación de ser el caso.

- Los caudales provenientes de las crecidas propias del río deben ser descargadas directamente de la captación de manera segura.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, la ubicación de la captación resulta ser crucial para el cumplimiento de estas. De acuerdo con Ortiz, la ubicación más adecuada de la captación se debe localizar entre la terminación de la parte cóncava del río y el inicio de la parte convexa, debido que este lugar característico posee un terreno lo suficientemente plano para situar ciertos componentes importantes de la captación como el destripador y las transiciones (2011, pág. 142). Con esta ubicación se logra una disminución de sedimentos al estar localizada en una zona donde el cauce natural del río produce una erosión del suelo y el depósito de sedimentos es mínimo.

2.1.2 Tipos de captaciones

En la clasificación de las estructuras de captación, es necesario tener en cuenta su propósito y su funcionalidad, tanto hidráulica como estructural. Por lo general, se construye una presa en el cauce del río con el fin de que la recolección del caudal se realice de forma más segura, aunque también puede realizarse una toma directa del río sin interrumpir su cauce (Ortiz, 2011, pág. 141).

2.1.2.1 Toma lateral con espigones

La toma lateral con espigones desvía el cauce natural del río por medio de espigones, los cuales se encuentran ubicados a cierta distancia y pueden forzar la entrada de un caudal hacia un canal colector, mientras el caudal en exceso se desvía forzosamente hacia su cauce natural (Ortiz, 2011, pág. 142).

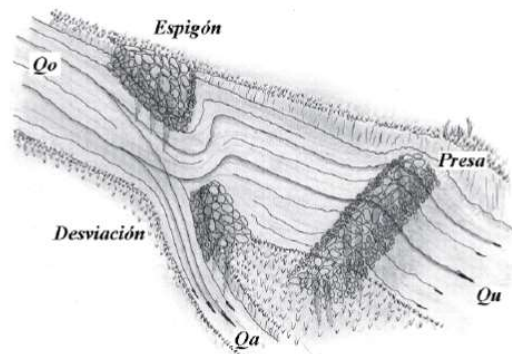


Ilustración 1.- Toma lateral con espigones.

Fuente: Ortiz, 2011. Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

Las principales características de este tipo de captación son (Navas, 2015):

- Es una obra de fácil y rápida construcción, que posee diseños sencillos y es muy barata su ejecución.
- No posee un control de sedimentos, por lo que se debe controlar que el ingreso de estos sean mínimos.
- No posee un control de caudal de ingreso, por lo que se debe asegurar que exista un caudal de río mayor al caudal de ingreso.
- Necesita mantenimiento continuo.

2.1.2.2 Toma de fondo

La toma de fondo capta el caudal necesario del fondo de un río. Esta puede ser construida tanto a nivel del fondo del río como en la cresta de un vertedero, y sus dimensiones dependen de la altura del vertedero y el caudal de crecida del río. En la Ilustración 2 se puede observar que el caudal captado pasa por medio de una rejilla (2) hacia un canal colector (3) que posteriormente descarga en una caja auxiliar de limpieza de sedimentos (4); para al final el caudal exento de sólidos en suspensión pase a la conducción (5) del mismo. Aguas arriba de la captación también existen

sedimentos que son evacuados por medio de una compuerta de limpieza (6) y un canal hacia el río aguas abajo (Ortiz, 2011, pág. 144).

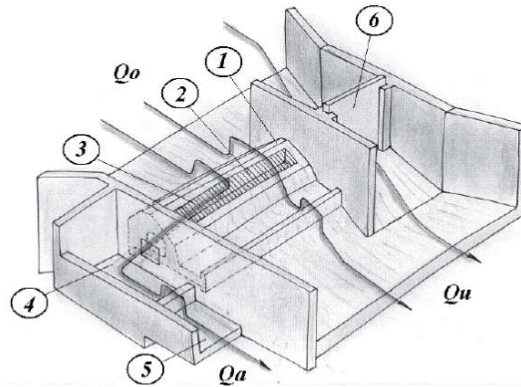


Ilustración 2.- Toma de fondo.

Fuente: Ortiz, 2011. Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

Este tipo de captación tiene las siguientes características (Navas, 2015):

- Posee cierta complejidad en sus diseños y en el proceso constructivo, al tener diferentes estructuras hidráulicas en una sola obra.
- El caudal de ingreso es controlado y exacto.
- Posee un control de sedimentos.
- Es una construcción económica considerando la complejidad del sistema.
- Su mantenimiento se la realiza de forma programada, y si fuere el caso de forma inmediata.

2.1.2.3 Toma convencional

La toma convencional o lateral posee una pequeña presa, la cual puede o no almacenar agua, y esta obliga a una parte del caudal del río a ingresar a una toma de agua y el resto se vierte por un vertedero perteneciente a la presa. Este tipo de captación

es frecuentemente usada para ríos de montañas que presenten las siguientes particularidades (Ortiz, 2011, pág. 151):

- Las pendientes longitudinales del río son fuertes (mayores al 10%).
- Variaciones diarias de caudal debido tanto a las crecidas del río ocasionadas por lluvias torrenciales como a las provenientes de los deshielos de los nevados.
- Agua relativamente limpia tanto en época de estiaje como en época de lluvias.

Los componentes básicos de una toma lateral presentes en la Ilustración 3 son (Ortiz, 2011, pág. 152):

- 1) La presa que cierra el cauce natural del río y provoca la derivación de una parte de su caudal.
- 2) El azud del vertedero de descarga de excesos.
- 3) El zampeado del vertedero.
- 4) La compuerta de limpieza de sólidos.
- 5) La toma de agua compuesto de una reja para retener sólidos provenientes aguas arriba de la captación.
- 6) Un desripiador, en el cual recoge los sólidos más finos que lograron pasar la toma de agua.

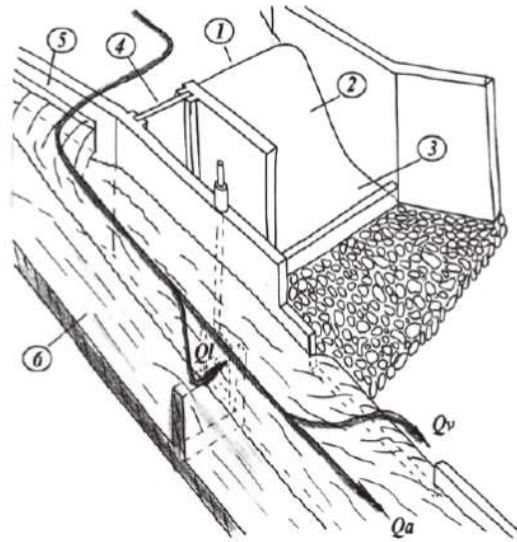


Ilustración 3.- Toma lateral.

Fuente: Ortiz, 2011. Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

Las características de esta captación son (Navas, 2015):

- Un mayor control de caudal de ingreso.
- Un mayor control de sedimentos.
- Es una construcción muy compleja, por lo que posee mayores mecanismos de control y lo hace una estructura más estable y segura.
- Sus diseños son complejos y requieren de ciertos requerimientos técnicos, los cuales aumentan considerablemente su costo respecto a la toma de fondo.

2.2 Estructuras de evacuación de excesos.

2.2.1 Generalidades.

Uno de los elementos importantes en obras hidráulicas en una central hidroeléctrica es la de evacuación de excesos, cuya finalidad es garantizar el paso de las crecidas desde el río o directamente de una estructura hidráulica hacia el río aguas abajo, protegiendo de esa manera las obras anexas a la misma (U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation [USBR], 2007, pág. 407).

La evacuación de excesos, conocida también como obras de excedencia, tiene las siguientes funciones (Suárez, 2012, pág. 75):

- Mantener un nivel de agua constante aguas arriba, siendo este el valor requerido para el funcionamiento de la misma.
- Seguridad ante las máximas crecidas previstas en los diseños.
- Brindar un control de flujo para las estructuras aguas debajo de la misma.

Estas obras pueden estar ubicadas como parte integrante de una presa, como lo son los vertederos de excesos de una presa de hormigón, o pueden ser una estructura

separada puesto que se pueden usar muchas combinaciones de componentes hidráulicos para formar la estructura final (USBR, 2007, págs. 417-420).

La importancia de las obras de evacuación de excesos radica en la seguridad que brinda estas al proyecto hidráulico a realizarse, debido a la mayoría de fallas de dichas estructuras se han dado por un diseño inadecuado o de capacidad insuficiente. Por esta razón, que las obras de evacuación de excesos deben ser diseñadas de forma adecuada a nivel hidráulico y estructural (Suárez, 2012).

De acuerdo al United States Bureau of Reclamation (USBR), en su libro titulado Diseño de pequeñas presas, los componentes que conforman la estructura de evacuación de excesos son (2007, págs. 420-423):

- Estructura de control.- Regula la descarga cuando el nivel del agua en la sección aguas arriba llega a niveles predeterminados, siendo esta uno de los componentes principales. La estructura de control puede consistir en una cresta, vertedor, orificio, boquilla o tubo; según determinen los requerimientos hidráulicos.
- Estructura terminal.- Descarga de una manera eficiente y segura el caudal proveniente aguas arriba, disminuyendo la energía causada entre esos dos puntos.
- Canales de llegada, conducción y de descarga.- son canales encargados de receptor el agua y conducirla a la estructura de control (Canal de llegada), conducir el volumen descargado desde la estructura de control hacia la estructura terminal (Canal de conducción) y de descargar desde la estructura terminal directamente al cauce del río aguas abajo del control (Canal de descarga). Sus dimensiones dependen principalmente de los requisitos hidráulicos.

Las características de una estructura de evacuación de excesos dependen de la crecida máxima prevista y de la forma especial de control elegido para su descarga, por lo cual se les pueden clasificar de acuerdo a su función: “en principales, de emergencia o auxiliares; al sistema de control, en libres o controlados; y, al criterio

hidráulico, es decir, de caída libre, canal lateral, rápida, de pozo, de sifón y de túnel” (Novak, Moffat, & Nalluri, 2005, pág. 155).

2.2.2 Rápidas como evacuadores de excesos

Las rápidas son estructuras que conducen agua entre dos puntos de un desnivel considerable en una longitud relativamente corta. Su diseño está regido por las propiedades hidráulicas del flujo a conducir, topografía del sitio a ubicarse y de la geometría de las secciones aguas arriba como aguas debajo de la rápida. Los componentes de las rápidas están conformadas por estructuras de control, conducción y descarga (Autoridad Nacional del Agua, 2010, pág. 97), de tal manera que concuerda con lo descrito anteriormente; por lo que se puede determinar a una rápida como una estructura de evacuación de excesos.

2.2.3 Criterios de diseño.

2.2.3.1 Canales abiertos.

2.2.3.1.1 Generalidades.

Los canales abiertos son estructuras de sección prismática o natural que poseen una superficie libre, y al estar bajo esa condición están sometidos específicamente a la presión atmosférica. Los principales parámetros dentro de los canales abiertos son la geometría del canal y las propiedades físicas e hidráulicas del flujo (Chanson, 2004, pág. 3).

La geometría del canal por lo general son secciones de figuras geométricas regulares, como un canal rectangular, trapezoidal, triangular, circular, o formas especiales como parábolas o la catenaria hidrostática. Los elementos geométricos de una sección de canal son (French, 1988, pág. 10):

- Profundidad o tirante de flujo (y).- Es la distancia vertical entre el fondo del canal hasta la superficie libre.
- Profundidad o tirante de flujo de la sección (d).- Es la distancia medida perpendicularmente desde el fondo del canal hasta la superficie libre.
- Espejo de agua (T).- Es el ancho de la sección en la superficie libre.
- Área mojada (A).- Es el área de la sección transversal del flujo.
- Perímetro mojado (P).- Es la longitud de la sección transversal en contacto entre el flujo y el canal.
- Radio hidráulico (R).- Es la relación entre el área mojada y el perímetro mojado.
- Profundidad o tirante hidráulica (D).- Es la relación entre el área y el espejo de agua.

Ven Te Chow, en su libro Hidráulica de canales abiertos, establece una clara clasificación de los flujos en canales abiertos en base a dos criterios fundamentales que son el tiempo y el espacio (1994, págs. 5-6). La descripción de cada una se da a continuación:

- Tiempo como criterio.- Si la profundidad del flujo no cambia o puede estimarse constante en un intervalo de tiempo el flujo es permanente, caso contrario el flujo es no permanente.
- Espacio como criterio.- Si la profundidad del flujo se mantiene constante en cada sección del canal el flujo es uniforme, caso contrario el flujo es variado y este se clasifica en gradualmente variado o rápidamente variado en función del cambio de la profundidad del flujo en una distancia dada.

Como se puede observar, la profundidad de flujo es una característica para ambos criterios, por lo que se presentan ambos criterios simultáneamente en función de la profundidad del flujo. Teniendo en cuenta esta situación, se tiene (Chow, 1994, pág. 6):

- Flujo permanente.
 - Flujo uniforme
 - Flujo variado.
 - Flujo rápidamente variado.
 - Flujo gradualmente variado.
- Flujo no permanente.
 - Flujo uniforme no permanente.
 - Flujo variado no permanente.
 - Flujo rápidamente variado.
 - Flujo gradualmente variado.

El comportamiento de un fluido en un canal abierto está sujeto a la acción de fuerzas viscosas y fuerzas gravitacionales en relación con las fuerzas inerciales propias del flujo. El efecto de la viscosidad en relación a la inercia del flujo puede representarse mediante el número de Reynolds, expresado de la siguiente manera (Chow, 1994, págs. 7-8):

$$R = \frac{v L}{\nu} \quad (2-1)$$

Donde:

- R : Número de Reynolds
- v : Velocidad de flujo
- L : Longitud característica
- ν : Viscosidad cinemática del flujo

El efecto de la gravedad en relación a la inercia, por otro lado, puede representarse como el número de Froude (Chow, 1994, pág. 13):

$$F = \frac{v}{\sqrt{g D}} \quad (2-2)$$

Donde:

- F : Número de Froude.
- v : Velocidad del flujo.

g : Aceleración de la gravedad.

D : Profundidad hidráulica.

2.2.3.1.2 Ecuaciones fundamentales en canales abiertos

En los canales abiertos es conveniente utilizar las ecuaciones de la hidráulica en forma unidimensional. Estas ecuaciones son (French, 1988, pág. 23):

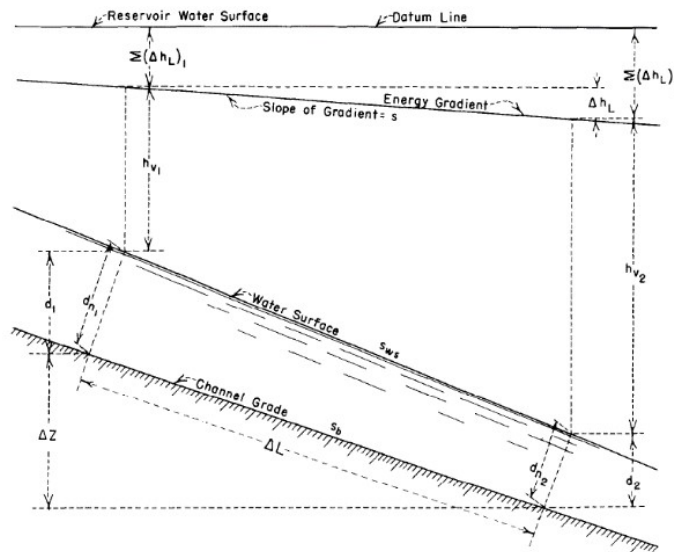


Ilustración 4.- Flujo en canal abierto.

Fuente: USBR, 2007. Diseño de presas pequeñas

- Ecuación de conservación de masas.- Para un flujo permanente, el caudal permanece constante, por lo que la conservación de masas entre la sección 1 y 2 viene dada por la siguiente expresión (Chow, 1994, pág. 5):

$$v_1 \times A_1 = v_2 \times A_2 \quad (2-3)$$

- Ecuación de conservación de la energía.- Aplicando el teorema de Bernoulli entre la sección 1 y 2 se tiene:

$$z_1 + d_{n1} \cos \theta + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + d_{n2} \cos \theta + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (2-4)$$

Donde:

d_{n1} : Tirante de flujo de la sección (d).

θ : Angulo de inclinación del canal.

h_f : Pérdidas entre las secciones.

Para valores de θ pequeños, y reemplazando d_{n1} por y se tiene:

$$z_1 + y + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (2-5)$$

- Ecuación de conservación la cantidad de momento.- Aplicando la conservación de cantidad de momento entre las secciones 1 y 2 se tiene:

$$\sum F = \rho Q (\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1) \quad (2-6)$$

Donde:

ρ : Densidad del agua (1000 kg/m³).

Q : Caudal.

v_i : Velocidad media.

En estas ecuaciones, se tienen dos coeficientes de corrección α y β , los cuales son factores de corrección de energía cinética y de cantidad de momento respectivamente. Como propiedades de estos factores se tiene (French, 1988, pág. 24):

- Cuando el flujo es uniforme, estos factores de corrección son iguales a uno. En los otros casos, el valor es mayor.
- Comparando ambos factores se tiene que α es mucho más sensible al cambio que β para una sección dada y una distribución de velocidad específica.

Ven Te Chow expone que para canales con sección regular no es necesario el cálculo de estos factores de corrección porque el uso de la velocidad promedio en las ecuaciones descritas anteriormente da la precisión adecuada (1994, pág. 29).

2.2.3.1.3 Energía Específica y regímenes de flujo

La energía específica se define como la energía en cualquier sección de un canal medida desde el fondo de este, es decir, con $z = 0$. Teniendo en cuenta los criterios anteriores, de continuidad y de factores de corrección, la energía específica se expresa de la siguiente manera (Chow, 1994, pág. 41):

$$E = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2g A^2} \quad (2-7)$$

Al derivar la energía específica respecto al tirante y , se obtiene:

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{g A^3} \frac{dA}{dy} = 1 - \frac{v^2}{g A} \frac{dA}{dy} \quad (2-8)$$

Como se puede observar en la ecuación, dA/dy es el valor del espejo de agua

T y la profundidad hidráulica viene dada por $D = A/T$; por lo que reemplazando en la ecuación anterior tenemos:

$$\frac{dE}{dy} = 1 - \frac{v^2 T}{g A} = 1 - \frac{v^2}{g D}$$

El número de Froude aparece como parte de la ecuación anterior.

Simplificando aún más la expresión de dE/dy tenemos:

$$\frac{dE}{dy} = 1 - F^2$$

Para un flujo que posee una energía específica mínima, el estado del flujo es crítico (Chow, 1994, pág. 42), para lo cual la relación $dE/dy = 0$, dando como resultado que para un flujo crítico el número de Froude debe ser igual a la unidad.

El flujo es de régimen subcrítico cuando el número de Froude es menor a la unidad. En este caso, el tirante del flujo es mayor al tirante crítico y la velocidad de flujo es menor a la velocidad crítica. El flujo es de régimen supercrítico cuando el número de Froude es mayor a la unidad. En este caso se tiene que el tirante del flujo es menor al tirante crítico y la velocidad de flujo es mayor a la velocidad crítica.

2.2.3.1.4 Ecuación de flujo uniforme

Para flujo uniforme se tienen las siguientes condiciones (Chow, 1994, pág. 87):

- La profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal en cada sección son constantes.
- La línea de energía, la superficie de agua y el fondo del canal son paralelos.

Con estas condiciones, se ha logrado establecer la llamada ecuación de flujo uniforme de manera general como sigue (Chow, 1994, pág. 89):

$$v = C \times R^x \times S^y \quad (2-9)$$

Donde:

C : Factor de resistencia al flujo.

R : Radio hidráulico.

S : Pendiente de energía.

x, y : Exponentes.

Se han realizado diversos estudios para determinar el factor de resistencia al flujo y los exponentes presentados en la ecuación anterior; de los cuales, debido a simplicidad y a sus buenos resultados en aplicaciones prácticas, la ecuación de propuesta por Manning es la más utilizada de todas las ecuaciones de flujo uniforme para canales abiertos. La ecuación de Manning esta expresada de la siguiente manera (Chow, 1994, pág. 97):

$$v = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2} \quad (2-10)$$

Donde:

n : Es el coeficiente de Manning.

2.2.3.1.5 Sección hidráulica de máxima eficiencia.

Desde el punto de vista hidráulico, la sección de máxima eficiencia hidráulica es aquella que para un área determinada deja circular un caudal máximo (Chow, 1994, pág. 158). De la ecuación (2-10) se puede determinar una variante en función del caudal, dando como resultado la siguiente expresión:

$$Q = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2} \times A \quad (2-11)$$

En un canal cualquiera, el caudal, el número de Manning y la pendiente son constantes; de la ecuación anterior se puede observar que para un área determinada, el radio hidráulico debe ser máximo para lograr un caudal máximo y para ello el perímetro mojado debe ser mínimo; por lo que la sección hidráulica de máxima eficiencia es un semicírculo al cumplir esta condición (Rocha, s.f., págs. 281-282). De la ecuación (2-11) se puede agrupar todas las constantes en una sola obteniéndose la siguiente expresión:

$$\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} = K \quad (2-12)$$

2.2.3.1.5.1 Sección hidráulica de máxima eficiencia en canales abiertos.

En la Ilustración 5 se puede observar una sección prismática de un canal revestido. En este tipo de canales, se requiere conocer la relación entre el ancho de solera del canal y el tirante hidráulico, como indica la siguiente expresión:

$$m = \frac{b}{y} \quad (2-13)$$

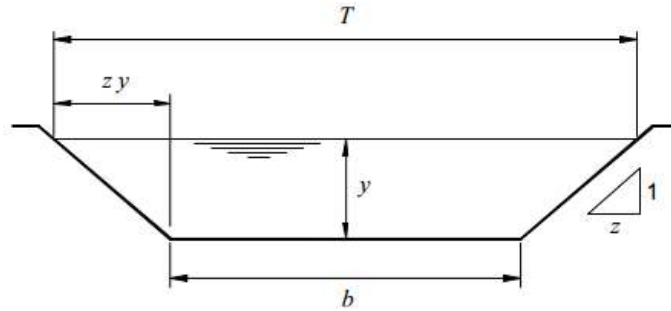


Ilustración 5.- Sección de un canal prismático.

Fuente.- Rocha (s.f.). Capítulo V.- Cálculo de canales.

Por medio de geometría se determina el área y el perímetro mojado de la sección en función de la relación m como sigue:

$$A = (m + z)y^2 \quad (2-14)$$

$$P = (m + 2\sqrt{1 + z^2})y \quad (2-15)$$

De la ecuación (2-14) se despeja y para ser reemplazada en la ecuación (2-15), obteniéndose la siguiente expresión:

$$P = (m + 2\sqrt{1 + z^2}) \cdot \frac{A^{1/2}}{(m + z)^{1/2}} \quad (2-16)$$

Se reemplaza la ecuación (2-16) en la ecuación (2-12) obteniendo la siguiente ecuación:

$$K = \frac{A^{4/3} \cdot (m + z)^{1/3}}{(m + 2\sqrt{1 + z^2})^{2/3}} \quad (2-17)$$

Para un área constante, se busca que el valor de K sea máximo, por lo que la derivada respecto a m debe ser igual a cero. Para lo cual se tiene lo siguiente:

$$\frac{dK}{dm} = A^{4/3} \cdot \frac{\frac{1}{3}(m+z)^{-2/3} \cdot (m+2\sqrt{1+z^2})^{2/3} - \frac{2}{3}(m+z)^{1/3} \cdot (m+2\sqrt{1+z^2})^{-1/3}}{\left[(m+2\sqrt{1+z^2})^{2/3} \right]^2} = 0 \quad (2-18)$$

Resolviendo la ecuación (2-18) en función de m se tiene la siguiente expresión:

$$m = 2\sqrt{1+z^2} - z \quad (2-19)$$

2.2.3.1.5.2 Sección hidráulica de máxima eficiencia en conductos cerrados.

Con frecuencia se tiene un flujo en un conducto cerrado que no ocupa toda la sección del conducto, por lo que hidráulicamente se comportan como un canal abierto (Rocha, s.f., pág. 296). De manera general, la sección hidráulica más eficiente viene derivando la ecuación (2-12) obteniendo la siguiente ecuación:

$$5A dP = 2P dA \quad (2-20)$$

Nótese que en la ecuación (2-12) se toma como referencia para el caudal máximo exclusivamente. Para una sección circular, como se muestra en la Ilustración 6, se puede tomar también el criterio de velocidad máxima partiendo de la ecuación (2-10), obteniéndose:

$$A dP = P dA \quad (2-21)$$

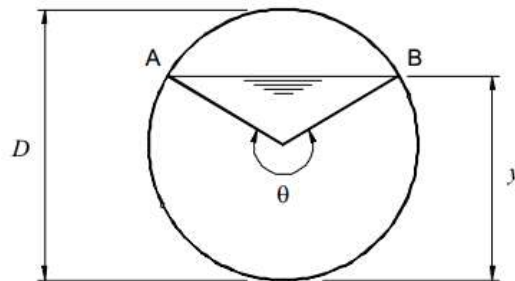


Ilustración 6.- Sección circular y sus características.

Fuente: Rocha (s.f.). Capítulo V.- Cálculo de canales

Analizando una sección circular de diámetro D y de tirante y , en función de su ángulo interno θ , se tiene las siguientes propiedades geométricas:

$$A = \frac{1}{8}(\theta - \sin \theta)D^2 \quad (2-22)$$

$$P = \frac{1}{2}\theta D \quad (2-23)$$

$$\frac{y}{D} = 0.5 - \frac{1}{2}\cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (2-24)$$

El procedimiento para determinar la relación entre el tirante hidráulico y el diámetro para un caudal y velocidad máxima es determinar la derivada de las ecuaciones (2-22) y (2-23), para reemplazar sus respectivos valores en las ecuaciones (2-20) y (2-21) respectivamente y determinar el ángulo en el que cumple esas dos condiciones. Posteriormente, con cada ángulo se reemplaza en la ecuación (2-24). Los resultados son los siguientes:

$$Q_{max} \rightarrow \theta = 5.278 \text{ rad} \rightarrow \frac{y}{D} = 0.94$$

$$v_{max} \rightarrow \theta = 4.493 \text{ rad} \rightarrow \frac{y}{D} = 0.81$$

Determinar la relación entre el tirante y el diámetro de un conducto cerrado puede llegar a ser algo complejo. Para aligerar los cálculos, la Ilustración 7 e Ilustración 8 muestran la relación entre los elementos geométricos e hidráulicos de un tubo parcialmente lleno y un tubo lleno.

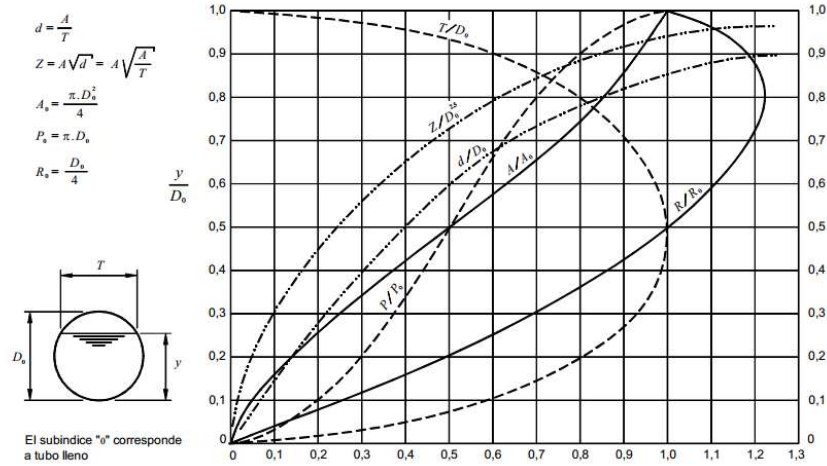


Ilustración 7.- Características geométricas.

Fuente: Rocha (s.f.). Capítulo V.- Cálculo de canales.

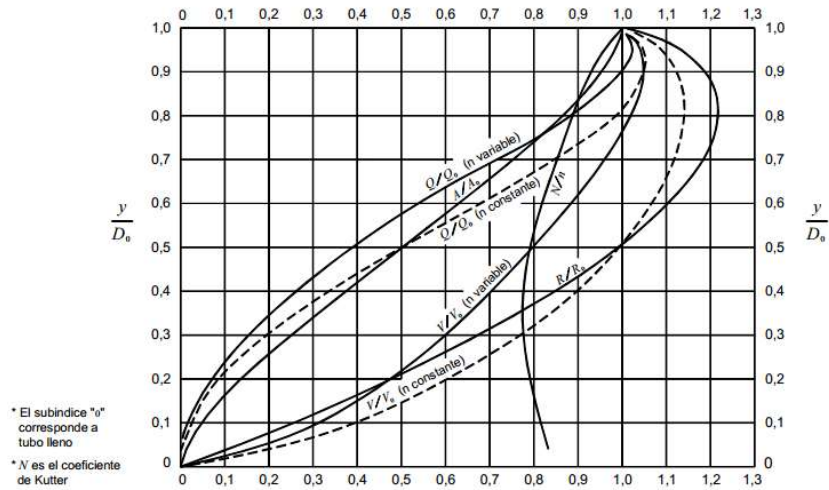


Ilustración 8.- Características hidráulicas.

Fuente: Rocha (s.f.). Capítulo V.- Cálculo de canales.

2.2.3.1.6 Borde libre

El borde libre es la altura existente sobre la superficie de agua en un canal abierto. El objetivo de esta altura adicional es de prevenir que las ondas en la superficie no rebosen el canal, actuando así como una medida de seguridad (Chow, 1994, pág. 156). De acuerdo con el USBR, para condiciones preliminares ordinarias se puede aplicar la siguiente ecuación:

$$BL = \sqrt{C \cdot y} \quad (2-25)$$

Donde:

BL : Borde libre, en ft.

C : Coeficiente, que varía entre 1.5 para caudales de 20 ft³/s y 2.5 para caudales de 3000 ft³/s

y : Tirante, en ft.

2.2.3.1.7 Alineamiento horizontal en canales

En el alineamiento horizontal de un canal es inevitable la aparición de curvas, las cuales generan modificaciones importantes en el flujo. Sotelo en su libro Apuntes de Hidráulica II de la Universidad Nacional Autónoma de México, menciona que existen los siguientes problemas al cambiar la alineación horizontal del flujo (págs. 360-361):

- Se producen corrientes de forma espiral y ondas cruzadas.
- La fuerza centrífuga resultante de la trayectoria curva produce el ascenso del agua sobre el lado exterior y un descenso sobre el lado interior del canal, esta diferencia de niveles se la conoce como sobreelevación.
- La distribución de velocidades en las secciones transversales de la curva es muy irregular, por lo que los coeficientes α y β son mayores a uno.
- Si las curvas son muy forzadas, se pueden dar pérdidas de energía importantes que altera el perfil de la superficie libre aguas arriba de la curva.

Igualmente menciona que el comportamiento del flujo en la curva depende del tipo de régimen que este tenga; y que, para cada uno de ellos, el radio de curvatura y la sobreelevación es diferente (Sotelo, págs. 360-361).

Ven Te Chow indica que el estudio en el comportamiento del flujo en las curvas de un canal a flujo libre depende del régimen de flujo que se tenga, presentando las siguientes consideraciones (1994, pág. 429):

- Flujo subcrítico.- En este régimen, las corrientes espirales formadas son de interés primordial en el análisis siendo esencialmente un fenómeno de fricción, por lo tanto, se requiere el uso del número de Reynolds como parámetro básico dentro del análisis.
- Flujo supercrítico.- En este régimen, la formación de ondas transversales en el canal son de interés primordial siendo representados por el efecto gravitacional de la superficie libre sobre el flujo, por lo tanto, se requiere el uso del número de Froude como parámetro básico dentro del análisis.

2.2.3.1.7.1 Criterios para flujo subcrítico

2.2.3.1.7.1.1 Pérdidas de energía.

En Ven Te Chow se menciona que Müller realizó una representación de la línea de energía y el perfil de flujo en un canal curvo uniforme, como puede observarse en la Ilustración 9. Aquí se observa tres casos puntuales en flujo en régimen subcrítico (caso 1), en régimen supercrítico (caso 2) y en un régimen supercrítico muy cercano al crítico (caso 3). La descripción de cada caso es (1994, págs. 431-432):

- En el caso 1 se puede observar que la línea de energía en el inicio de la curva aumenta una distancia h_f la cual se disipa a lo largo de la curva hasta una distancia L' aguas debajo de la curva. Este fenómeno causa un efecto de remanso similar al de una presa o un vertedero.
- En el caso 2 se observa que a comparación con el caso 1, existe una disminución en la línea de energía h_f correspondiendo a la energía disipada en el canal curvo, en la longitud L' y en el canal aguas abajo.
- En el caso 3 se tiene el caso de un flujo en régimen supercrítico cercano al crítico, observándose que se produce un resalto antes del inicio de la curva ascendiendo el flujo por encima de la profundidad crítica.

En todos los casos, esta variación en la altura del flujo en una curva puede asumirse por la variación de la línea de energía debido a la pérdida de energía causada

por la resistencia en la curva, siendo está representada en función de la carga de velocidad como sigue (Chow, 1994, pág. 432):

$$h_f = f_c \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (2-26)$$

Donde:

f_c : Coeficiente de resistencia de la curva.

Diversos estudios se han dado para poder determinar el valor de este coeficiente. Shukry, por ejemplo, determinó experimentalmente este coeficiente de resistencia de la curva en canales rectangulares lisos, cuyos resultados dependen del número de Reynolds, el ángulo de deflexión de la curva, de las relaciones geométricas del canal y de la forma de la sección.

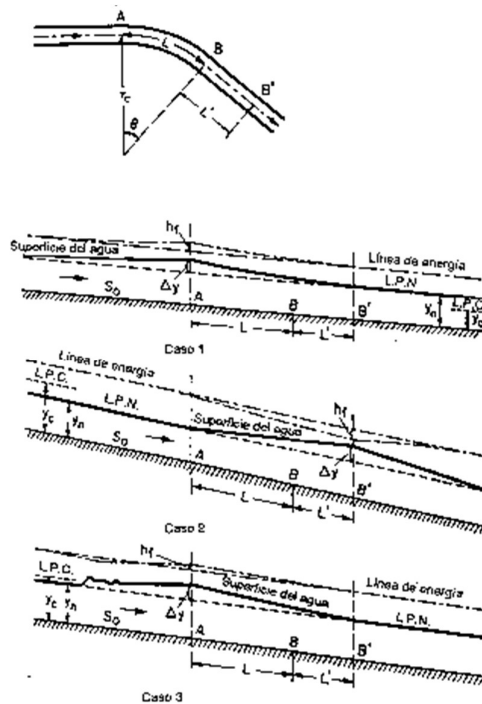


Ilustración 9.- Línea de energía y perfil de flujo en curva.

Fuente: Chow, V, 1994. Hidráulica de canales abiertos.

La Ilustración 10 muestra los resultados experimentales de Shukry, los cuales consideran amplios intervalos de las diferentes variables que influyen en el flujo, pero se limitan a números de Reynolds de hasta 75 000, un valor relativamente bajo a comparación a los que resultan en la práctica. Es por ello que dichos resultados se limitan casi exclusivamente a canales realizados en laboratorio (Sotelo, pág. 376).

Mockmore, en Sotelo, determinó experimentalmente una ecuación aproximada del coeficiente de resistencia a la curva válida para canales rectangulares con ángulos de deflexión entre 90° y 180°, esta se encuentra en función del ancho del canal y del radio de giro de la curva (págs. 376-377):

$$f_c = \frac{2b}{r_c} \quad (2-27)$$

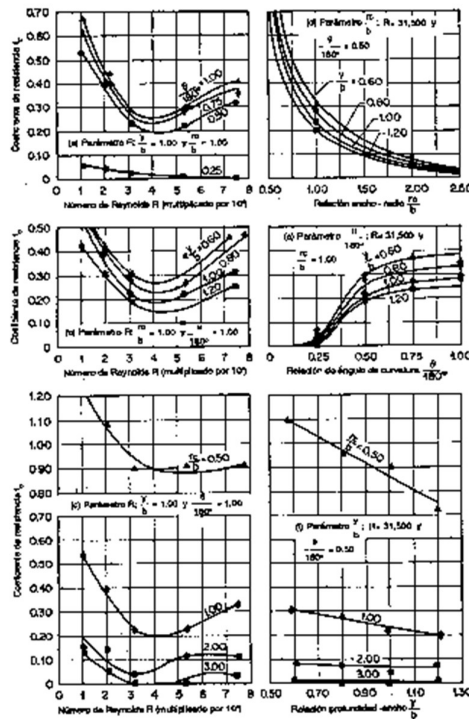


Ilustración 10.- Funciones paramétricas experimentales del coeficiente de resistencia de la curva.

Fuente: Chow, V., 1994. Hidráulica de canales abiertos.

2.2.3.1.7.1.2 Flujo en espiral.

El flujo en espiral es un fenómeno que ocurre en canales curvos y debe considerarse en el diseño. Este flujo es definido como el movimiento de las partículas a lo largo de una trayectoria helicoidal en el sentido de flujo, generando componentes transversales de velocidad en la sección del canal, tal y como se puede observar en la Ilustración 11. Con el fin de minimizar este efecto sobre el canal circular, se recomienda una relación entre el radio de curvatura medio y el ancho de la superficie libre mayor o igual a tres (Chow, 1994, págs. 429-431).

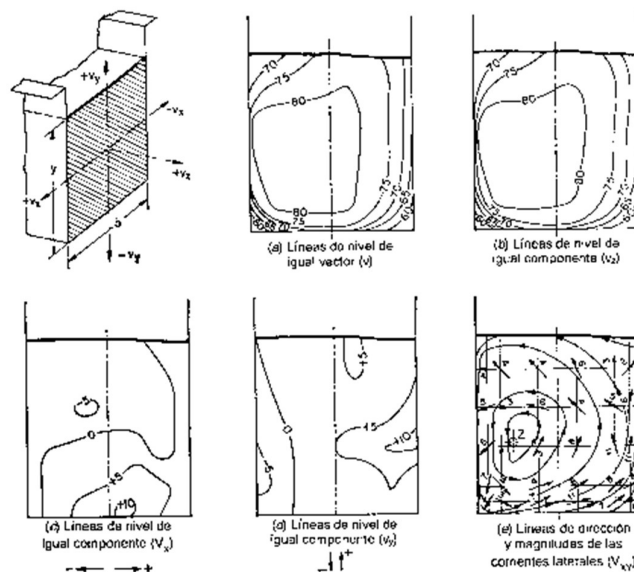


Ilustración 11.- Distribución de las líneas de velocidad en un canal.

Fuente: Chow, V., 1994. Hidráulica de canales abiertos.

2.2.3.1.7.1.3 Sobreelevación.

La determinación de la sobreelevación de un canal con régimen subcrítico se basa en el movimiento en trayectorias curvas sobre planos paralelos al fondo del canal, asemejándose al flujo circular bidimensional llamado del vórtice libre tratado por Sotelo en su libro Hidráulica General Vol. 1., suponiendo válida una variación de

velocidades de la orilla interior a la exterior de mayor a menor respectivamente, por medio de la ecuación (pág. 364):

$$v = \frac{k}{r} \quad (2-28)$$

Donde:

k : Constante de circulación del movimiento en vórtice libre.

Esta teoría se fundamenta en un flujo del tipo vórtice libre sucede sin fricción, por lo que la línea de energía es constante para cada línea de corriente del flujo y en cada sección transversal, utilizando así el concepto de energía específica visto anteriormente con la teoría del vórtice libre en la sección circular del canal, obteniendo así la ecuación (Sotelo, pág. 364):

$$E = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{k^2}{2g \cdot r^2} = \text{constante}$$

Despejando la profundidad se tiene:

$$y = E + \frac{k^2}{2g \cdot r^2}$$

Al derivar la ecuación anterior respecto al radio de la curva del perfil del flujo, se obtiene la pendiente el valor de la pendiente transversal de la superficie libre de agua:

$$dy = \frac{k^2}{2g \cdot r^3} dr$$

Al integrar la ecuación anterior, se puede obtener la sobreelevación entre los dos bordes del canal circular:

$$y_e - y_i = \Delta y = \frac{k^2}{2g} \cdot \left(\frac{1}{r_i^2} - \frac{1}{r_e^2} \right) \quad (2-29)$$

Estas ecuaciones dan resultados muy confiables, pero su problema radica en determinar el valor de la constante k . Para fines prácticos, se asume que tanto la velocidad de cada línea de flujo es constante e igual a la velocidad media del flujo y que el radio de curvatura es constante para cada línea de flujo, de la ecuación se puede determinar que:

$$dy = \frac{k^2}{2g \cdot r^3} dr = \frac{v^2}{2g \cdot r_c} dr$$

Integrando se obtiene:

$$\Delta y = \frac{v^2}{2g \cdot r_c} (r_e - r_i)$$

Reemplazando la diferencia de los radios de curvatura con el ancho de la superficie libre b tenemos:

$$\Delta y = \frac{v^2 \cdot b}{2g \cdot r_c} \quad (2-30)$$

2.2.3.1.7.2 Criterios de diseño para flujo supercrítico.

2.2.3.1.7.2.1 Ondas cruzadas.

Estas ondas son producidas por el efecto de giro causado por las paredes curvas, el cual no actúa uniformemente sobre las líneas del flujo en la sección del canal y producen un resalto hidráulico oblicuo en el flujo y perturbaciones causadas por ambas paredes curvas, causando así el efecto de las ondas cruzadas (Chow, 1994, págs. 438, 439).

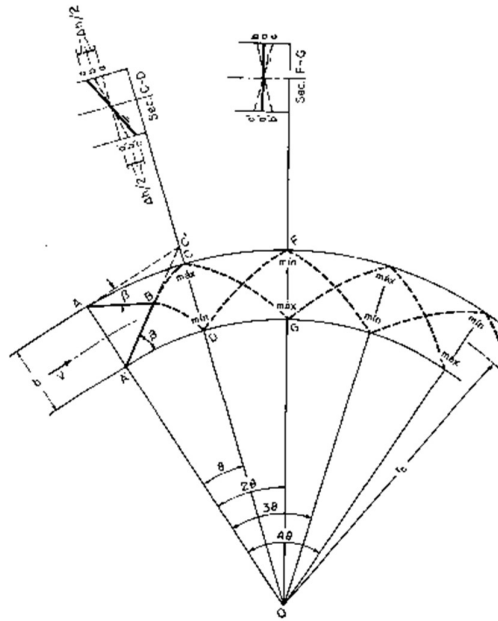


Ilustración 12.- Efecto de las ondas cruzadas en un canal curvo.

Fuente: Chow, V. Hidráulica de canales abiertos (1994).

De acuerdo al análisis realizado por Sotelo, la sobreelevación máxima en un flujo con régimen supercrítico respecto a la superficie libre del canal antes de ingresar a la curva es aproximadamente igual a la sobreelevación total para un flujo subcrítico; por lo que se afirma que la sobreelevación para un flujo supercrítico es el doble que para un flujo subcrítico. Entonces como resultado, la sobreelevación en este régimen para un canal rectangular viene dada por la ecuación (pág. 384):

$$\Delta y = \frac{2v^2}{g \cdot r_c} \quad (2-31)$$

Para canales trapezoidales, esta sobreelevación puede ascender hasta 10 veces más que el propuesto para canales rectangulares en flujo supercrítico debido a que los taludes del mismo favorecen a esta situación. Con el fin de disminuir el efecto de las ondas cruzadas en curvas con flujo supercrítico, se recomienda que se satisfaga la siguiente expresión (Sotelo, págs. 384, 385):

$$\frac{r_c}{b} \geq 4F^2 \quad (2-32)$$

2.2.3.1.7.2.2 *Peralte de fondo del canal.*

La pendiente transversal del fondo del canal brinda una fuerza lateral para equilibrar la acción de la fuerza centrífuga ocasionada en la curva, de manera similar al peralte dado en el trazado de vías; con lo que la pendiente transversal corresponde a la ecuación (Sotelo, pág. 385):

$$S_t = \frac{v^2}{g r_c} \quad (2-33)$$

Chow, V. recomienda que la transición debe realizarse gradualmente desde cero hasta su valor completo para canales que operan cerca de la velocidad de diseño debido a que al estar determinada en función a la velocidad pueden presentarse problemas de sedimentación o erosión cuando la velocidad del flujo es pequeña (1994, pág. 446).

2.2.3.1.8 *Alineamiento vertical en canales.*

El diseño vertical de un canal se lo realiza en función a las condiciones topográficas y geológicas del lugar. Estos cambios de dirección se dan al unir dos secciones con diferente pendiente o por condiciones hidráulicas previamente establecidas.

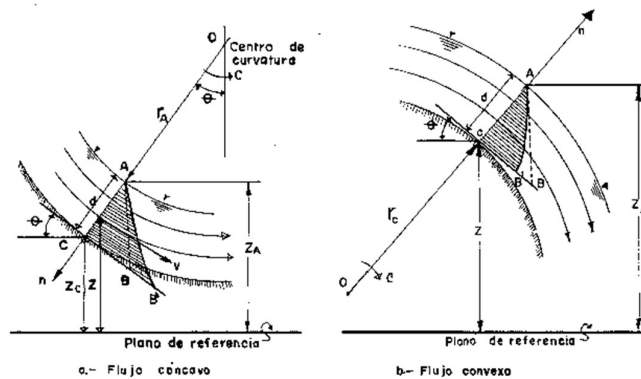


Ilustración 13.- Distribución de presiones en curvas verticales.

Fuente: Chow, V. Hidráulica de canales abiertos (1994).

Para el diseño de curvas verticales, se deben tomar los siguientes aspectos en consideración (Sotelo, pág. 404):

- Las curvas verticales convexas deben mantener presiones positivas en el fondo del canal para que no exista separación del flujo y del canal, mediante un cambio gradual en el cambio de dirección.
- Las curvas verticales cóncavas deben tener un radio lo suficientemente grande para evitar las fuerzas dinámicas en el fondo producidas por la fuerza centrífuga resultante en el cambio de dirección.

El fondo del canal puede ser diseñado de manera que su perfil se asemeje a una curva simple para simplificar así su geometría y facilitar su construcción; y cuyo ángulo de deflexión sea igual a la diferencia de pendientes del canal, como se muestra en la Ilustración 14 (Sotelo, pág. 404):

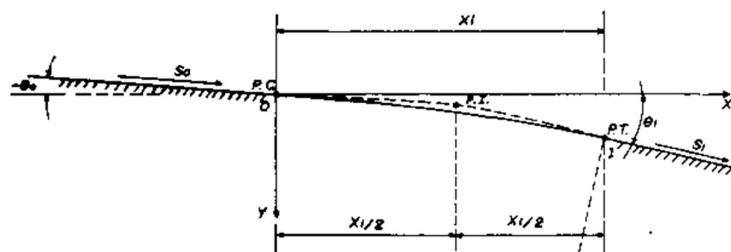


Ilustración 14.- Curva vertical convexa.

Fuente: Sotelo, G., 1997. Apuntes de Hidráulica II.

Para las curvas verticales cóncavas, el radio de curvatura necesario para no rebasar una presión de 489 kg/m² debe cumplir simultáneamente las siguientes desigualdades:

$$r_v \geq 0.21v^2d \quad (2-34)$$

$$r_v \geq 10d \quad (2-35)$$

Donde:

r_v : Radio de curvatura vertical.

v : Velocidad media del flujo.

d : Tirante del flujo.

2.2.3.1.9 Transiciones en canales

Las transiciones en canales abiertos son estructuras concebidas para cambiar el área de la sección del canal. La función principal de las transiciones es evitar que se produzcan pérdidas de carga excesivas, eliminando la presencia de ondas cruzadas y perturbaciones que puedan afectar a la seguridad de la estructura (Villón, Diseño de estructuras hidráulicas, 2005, pág. 13).

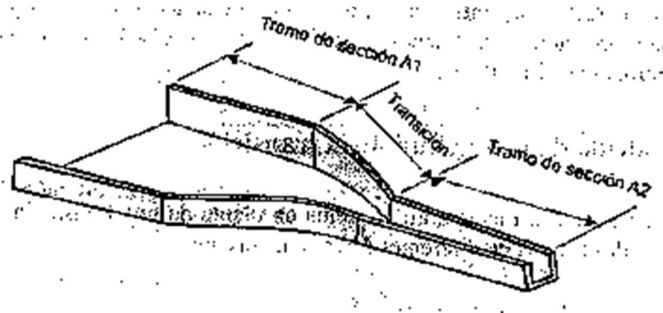


Ilustración 15.- Vista isométrica de una transición para canales rectangulares.

Fuente: Villón, M., 2005. Diseño de estructuras hidráulicas.

En el caso de transiciones de canales, se han realizado diversos estudios para minimizar las pérdidas ocasionadas, determinado que para ello el máximo valor

permisible por el ángulo formado entre los dos espejos de agua en una transición recta es de 12.5° (Villón, Diseño de estructuras hidráulicas, 2005, pág. 16).



Ilustración 16.- Esquema de una transición.

Fuente: Villón, M, 2005. Diseño de estructuras hidráulicas.

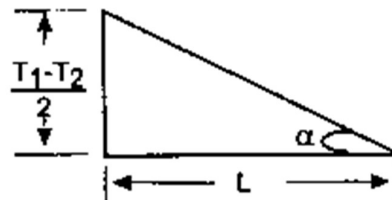


Ilustración 17.- Triángulo formado por los espejos de agua.

Fuente: Villón, M., 2005. Diseño de estructuras hidráulicas.

En este caso, la longitud de la transición puede quedar expresado como sigue (Villón, Diseño de estructuras hidráulicas, 2005, pág. 16):

$$L = \frac{T_1 - T_2}{2 \tan(\alpha)} \quad (2-36)$$

Donde:

- L : Es la longitud de la transición.
- T_1 : Espejo de agua a la entrada de la transición.
- T_2 : Espejo de agua a la salida de la transición.
- α : Es el ángulo formado por los espejos de agua.

2.2.3.2 Estructura de control de entrada

2.2.3.2.1 Generalidades

La estructura de control en una rápida está determinada por el canal de entrada aguas arriba del tramo inclinado de la rápida y de la estructura de control del mismo, pudiendo ser esta un vertedero, orificio, etc., dependiendo las condiciones hidráulicas que se tengan. Para ello, es necesario determinar el caudal de ingreso de la rápida en función al tipo de control que tenga el canal de entrada de la rápida. En esta sección solo se analizara el caudal de entrada a la rápida, mientras en la sección anterior se analizó las propiedades hidráulicas de los canales en general.

2.2.3.2.2 Caudal de descarga sobre la cresta de un vertedero.

Para determinar la descarga sobre la cresta de un vertedero se considera un vertedero de pared delgada y de sección rectangular, como se muestra en la Ilustración 18:

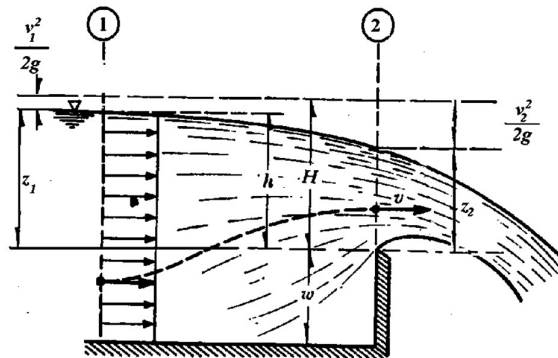


Ilustración 18.- Vertedero de pared delgada.

Fuente: Universidad de Sonora. Departamento de Ingeniería civil y minas (s.f.)

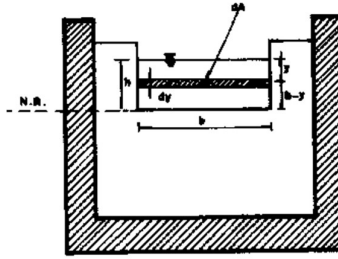


Ilustración 19.- Sección del vertedero.

Fuente: Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín. Escuela de Geociencias y Medio ambiente. (s.f.)

Se determina la energía entre las secciones de control 1 y 2 con la ecuación (2-5) asumiendo que no hay pérdidas y que los valores de corrección en 1 y 2 son igual a uno, para obtener la siguiente expresión:

$$z_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

Al reemplazar los valores de z se obtiene:

$$h + \frac{v_1^2}{2g} = (h - y) + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$y + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_2^2}{2g} \quad (2-37)$$

Despejando la velocidad en el vertedero se tiene:

$$\sqrt{2g \left(y + \frac{v_1^2}{2g} \right)} = v_2$$

Aplicando la ecuación de conservación de masas se obtiene que:

$$dQ_t = v_2 dA = \sqrt{2g \left(y + \frac{v_1^2}{2g} \right)} \cdot b \cdot dy$$

Por lo que el caudal teórico que pasa por el vertedero es igual a:

$$Q_t = \int_0^h \sqrt{2g \left(y + \frac{v_1^2}{2g} \right)} \cdot b \cdot dy \quad (2-38)$$

El caudal real se obtiene multiplicando a la expresión anterior por un coeficiente de descarga de vertedero, el cual tienen en cuenta el efecto de pérdida de carga entre los dos puntos y el efecto de contracción de las líneas de flujo, obteniéndose así la siguiente expresión:

$$Q = C_{*d} \cdot b \cdot \int_0^h \sqrt{2g \left(y + \frac{v_1^2}{2g} \right)} dy$$

Integrando la expresión anterior, se obtiene así la ecuación del vertedero de Bazin:

$$Q = \frac{2}{3} C_d \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[\left(h + \frac{v_1^2}{2g} \right)^{3/2} + \left(\frac{v_1^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \quad (2-39)$$

La velocidad de aproximación (v_1) suele ser muy pequeña, por lo que para fines prácticos este valor se desprecia de la ecuación general obteniendo así la siguiente expresión:

$$Q = \frac{2}{3} C_d \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \quad (2-40)$$

Donde:

- Q : Caudal del vertedero.
- C_d : Coeficiente de descarga del vertedero.
- b : Longitud efectiva del vertedero.
- h : Altura de agua sobre el vertedero.
- g : Aceleración de la gravedad.

Para fines prácticos, el USBR agrupa la expresión $\frac{2}{3}C_d \cdot \sqrt{2g}$ dentro de un mismo coeficiente denominado coeficiente de descarga variable C y mantiene la altura total sobre el vertedero por medio de la expresión $h + \frac{v_1^2}{2g}$ como H_e , la cual incluye la carga de la velocidad de llegada; obteniendo así una expresión más reducida:

$$Q = C \cdot b \cdot H_e^{3/2} \quad (2-41)$$

Esta expresión puede ser utilizada tanto para vertederos de pared delgada o los vertederos de cimacio, es por ello que el coeficiente de descarga variable, según el USBR, depende de numerosos factores como la profundidad de llegada, la relación de la forma real de la cresta a la de la lámina ideal, pendiente del paramento aguas arriba, interferencia del lavadero aguas abajo y de la altura de flujo de la corriente aguas abajo (2007, pág. 303).

2.2.3.2.3 *Coeficiente de descarga.*

El USBR contempla una serie de efectos que afectan el coeficiente de descarga para vertederos de cimacio, los cuales se encuentran en función a la altura total del vertedero aguas arriba (2007, págs. 303-309). Determinar la altura H_e es un problema presente para determinar el coeficiente de descarga por medio de las gráficas propuestas por el USBR. Mery, en su libro *Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras*, indica los valores del coeficiente de descarga del vertedero en función de la altura de agua sobre la cresta del vertedero y la altura del paramento, además del caudal unitario de descarga de un vertedero de pared delgada según varios autores (2013, págs. 180-182) como se indica en la Tabla 1 y la Tabla 2.

Tabla 1.- Coeficientes de descarga para vertederos de pared delgada.

Fuente: Mery, H., 2013. Hidráulica aplicada al diseño de obras.

Referencia	Cd	Rango de aplicación	Observaciones
Von Mises (1917)	$\frac{\pi}{\pi + 2}$		Flujo ideal.
Henderson (1966)	$0.611 + 0.08 \cdot \frac{h}{P}$	$0 \leq \frac{h}{P} \leq 5$	Basado en el trabajo experimental de Rehbock de 1929.
Bos (1976)	$0.602 + 0.075 \cdot \frac{h}{P}$	$h > 0.03 \text{ m}$ $\frac{h}{P} < 2$ $P > 0.03 \text{ m}$	

Tabla 2.- Caudal unitario para vertederos de pared delgada.

Fuente: Mery, H., 2013. Hidráulica aplicada al diseño de obras

Referencia	Caudal unitario	Rango de aplicación
Ackers et al. (1978)	$0.564 \cdot \left(1 + 0.15 \cdot \frac{h}{P}\right) \cdot \sqrt{g} \cdot (h + 0.0001)^{3/2}$	$h > 0.02 \text{ m}$ $P > 0.15 \text{ m}$ $\frac{h}{P} < 2.2$
Herschy (1995)	$1.85 \cdot h^{3/2}$	$\frac{h}{P} < 0.5$ Presición $\pm 3\%$

Nótese que estas expresiones se encuentran en función de la altura de agua sobre la cresta del vertedero, h , más aun Mery menciona que es preferible utilizar la altura de agua desde el fondo del canal por su fácil medición, h_1 , para determinar la altura h (2013, pág. 180); para lo cual se utiliza la ecuación:

$$h = h_1 - P \quad (2-42)$$

2.3 Disipadores de energía.

2.3.1 Generalidades.

Los flujos supercríticos en canales de los evacuadores de crecidas pueden acumular grandes cantidades de energía cinética, es por ello que es necesario controlar la entrega de estos caudales a un curso natural con el fin de evitar daños que se pueden manifestar a la salida del canal como erosiones excesivas o socavaciones, daños a estructuras existentes, etc. En estos casos, es recomendable disipar esta energía cinética en su llegada proyectada por medio del choque entre partículas líquidas y de obstáculos (Mery, 2013, pág. 256).

El USBR menciona que en algunos casos, esta descarga se la puede hacer a altas velocidades directamente en la corriente y ahí la energía se puede absorber a lo largo del cauce por impacto, turbulencia y rozamientos. Esto se da de manera satisfactoria cuando existe roca firme con tirantes de poca profundidad en el canal y a lo largo de las laderas o donde la salida del vertedor está suficientemente alejada de la presa o de otras estructuras auxiliares para evitar los daños mencionados anteriormente, y cuyo canal de descarga puede terminarse bastante arriba del nivel del cauce o puede continuarse abajo del mismo. (2007, pág. 291).

2.3.2 Resalto hidráulico como disipador de energía.

De la hidráulica general se conoce que en un canal puede haber un cambio en el régimen de flujo de supercrítico a uno subcrítico en una longitud relativamente corta, provocando así una disipación de energía en el flujo, conociéndose a este fenómeno como resalto hidráulico. El resalto hidráulico se caracteriza por una gran agitación del

agua en una corta longitud y el aumento importante de la altura del flujo, disminuyendo así su velocidad. (Mery, 2013, pág. 256).

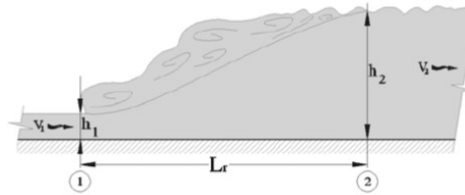


Ilustración 20.- Esquema de un resalto hidráulico.

Fuente.- Mery, H., 2013. *Hidráulica aplicada al diseño de obras*.

Donde:

- h_1 : Altura del flujo al inicio del resalto.
- v_1 : Velocidad del flujo en régimen supercrítico.
- h_2 : Altura del flujo subcrítico o altura conjugada.
- v_2 : Velocidad del flujo en régimen subcrítico.
- L_r : Longitud del resalto hidráulico.

Mediante la conservación de momento entre las secciones 1 y 2 mostradas en la Ilustración 20, se puede llegar a determinar la altura conjugada del flujo mediante la relación de Belanger (Mery, 2013, pág. 257):

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{1}{2} \times \left(\sqrt{1 + 8 \times F_1^2} - 1 \right) \quad (2-43)$$

Donde:

- F_1 : Número de Froude del flujo supercrítico.

Para canales rectangulares, se puede simplificar el cálculo de la pérdida de energía del resalto por medio de la siguiente expresión (Mery, 2013, pág. 257):

$$P_r = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 \times h_1 \times h_2} \quad (2-44)$$

Para la longitud del resalto definida por el largo de la turbulencia generada en el resalto, existen varias expresiones para definirla, siendo una de las más modernas la propuesta por Hager en 1990 (Mery, 2013, pág. 257):

$$\frac{L_r}{h_1} = 160 \times \tanh\left(\frac{F_1}{20}\right) - 12 \quad (2-45)$$

La eficiencia del resalto como disipador de energía en un canal rectangular viene dado por la relación entre la pérdida de energía del resalto y la energía específica del flujo antes del resalto, obteniendo así la siguiente expresión (Mery, 2013, pág. 257):

$$e_r = \frac{(\sqrt{1 + 8 \times F_1^2} - 3)^3}{8 \times (\sqrt{1 + 8 \times F_1^2} - 1) \times (2 + F_1^2)} \quad (2-46)$$

Tabla 3.- Eficiencia del resalto hidráulico.

Fuente: Mery, H., 2013. Hidráulica aplicada al diseño de obras

Numero de Froude	Eficiencia del resalto
2	9%
3	26%
4	39%
5	49%
6	56%
7	62%
8	66%
9	70%
10	73%
12	77%
14	80%
16	83%
18	85%
20	86%
25	89%

Se puede observar de la Tabla 3 que la eficiencia del resalto como disipador de energía es pequeña para números de Froude menores a 4, para el intervalo de número de Froude entre 4 y 14 existe un aumento considerable del 40% al 80% y para valores mayores de 14 el incremento es leve (Mery, 2013, pág. 258). Por lo tanto, la eficiencia de usar el resalto hidráulico como disipador energía se optimiza para números de Froude entre 4 y 14.

2.3.3 Tanques disipadores de energía.

Los tanques disipadores de energía o amortiguadores utilizan el criterio de resalto hidráulico con otros componentes como bloques de impacto, de caída y umbrales de salida con la finalidad de acortar la longitud del resalto, disminuyendo así en los costos de la construcción (Novak, Moffat, & Nalluri, 2005, pág. 211) y la erosión en el cauce (USBR, 2007, pág. 291).

Para los tanques disipadores de energía con resalto hidráulico, es muy importante considerar los siguientes aspectos (Chanson, 2004, pág. 424):

- El tanque disipador de energía es diseñado para condiciones de flujo de referencia.
- Para descargas menores a las de diseño, se espera un desempeño perfecto debido a que el tanque disipador controla completamente el resalto hidráulico haciendo; además no presenta problemas de mantenimiento.
- Para descargas mayores a las de diseño, es aceptable que exista daños por erosión en el tanque disipador. Aunque, es esencial que la seguridad de la estructura sea salvaguardada.

El USBR clasifica los tanques disipadores de energía en función del número de Froude del flujo aguas arriba, sugiriendo los tanques descritos a continuación.

2.3.3.1 Tanque USBR tipo I

Este tipo de tanque se utiliza en 2 casos: cuando el número de Froude es menor a 1.7 y cuando este se sitúa entre 1.7 y 2.5. Las propiedades del tanque serán las siguientes (USBR, 2007, pág. 465):

El tirante conjugado h_2 es aproximadamente el doble del tirante de llegada, o aproximadamente 40% mayor al tirante crítico. La velocidad de salida v_2 es aproximadamente la mitad de la velocidad de llegada o un 30% menor que la velocidad crítica. Las longitudes del canal más allá del punto donde el tirante comienza a cambiar no deben ser menores que aproximadamente $4h_2$ para no emplear estanques amortiguadores. Además, no es necesario emplear deflectores ni otros dispositivos amortiguadores para este tipo de tanque disipador de energía.

2.3.3.2 Tanque USBR tipo II

Este tipo de tanque disipador se usa cuando el número de Froude es mayor a 4.5 y su velocidad de llegada excede los 18 m/s o cuando no se empleen bloques amortiguadores. Los bloques del canal de descarga y el umbral terminal dentado serán efectivos para reducir la longitud que sería necesaria si no se usaran. Debido al reducido margen de seguridad para que no se corra el resalto, el tirante del agua en el estanque debe ser aproximadamente 5% mayor que el tirante conjugado calculado, es decir (USBR, 2007, pág. 469):

$$h_2 > 1.05 \times h_{conj} \quad (2-47)$$

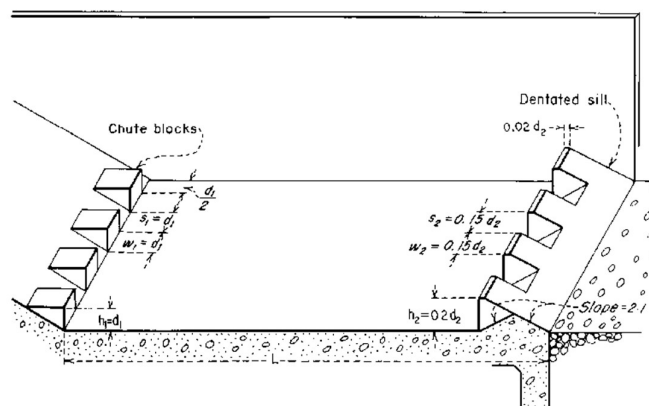


Ilustración 21.- Dimensiones del tanque USBR tipo II.

Fuente: USBR. Diseño de presas pequeñas.

La longitud del tanque disipador USBR tipo II viene dada por la ecuación (Mery, 2013, pág. 258):

$$L = 4.4 \times h_{conj} \quad (2-48)$$

2.3.3.3 Tanque USBR tipo III

Este tipo de tanque disipador se usa cuando el número de Froude es mayor a 4.5 y su velocidad de llegada no excede los 18 m/s. En este tanque se utilizan bloques amortiguadores y un umbral terminal para acortar la longitud del resalto y para disipar la velocidad de circulación dentro del tanque. En este tanque se supone que la disipación de la energía la hacen los bloques amortiguadores y la turbulencia del resalto que aseguran su eficacia. La velocidad de entrada se restringe para evitar el fenómeno de cavitación de los bloques amortiguadores (USBR, 2007, pág. 469).

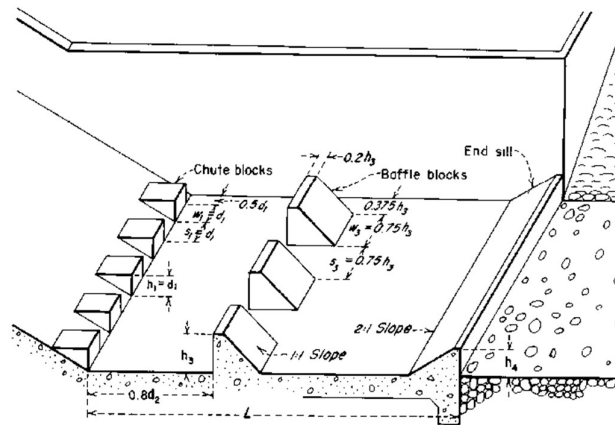


Ilustración 22.- Dimensiones del tanque USBR tipo III.

Fuente: USBR, 2007. Diseño de presas pequeñas.

La fuerza dinámica que actúa sobre los bloques amortiguadores se la debe tomar en cuenta para su diseño, y viene dada por la ecuación (USBR, 2007, pág. 469):

$$F = 2wA(d_1 + h_{v_1}) \quad (2-49)$$

Donde:

- w : Peso unitario del agua (lb/ft³)
- A : Área de la cara del bloque aguas arriba (ft²).

$(d_1 + h_{v_1})$: La energía específica del agua que entra al estanque (ft).

Al utilizarse esta ecuación, la presión negativa en la cara opuesta puede despreciarse debido a que los bloques se colocan a una distancia $0.8d_2$ mas delante de donde comienza el resalto y se producirá un efecto amortiguador cuando el chorro de llegada alcance los bloques y la fuerza será menor que la indicada en la ecuación (USBR, 2007, pág. 469).

La longitud del tanque disipador USBR tipo III viene dada por la ecuación (Mery, 2013, pág. 259):

$$L = 2.8 \times h_{conj} \quad (2-50)$$

2.3.3.4 Tanque USBR tipo IV.

Este tipo de tanque disipador se usa cuando el número de Froude se encuentra entre 2.5 y 4.5. Los tanques disipadores para este tipo de régimen es relativamente efectivo para disipar la mayor parte de energía de la corriente, usándose amortiguadores auxiliares para disipar el oleaje propagado por el flujo oscilante y asegurar que la corriente aguas abajo sea tranquila. Debido a la tendencia del resalto a cambiar de lugar, y como un medio para suprimir el oleaje, los tirantes del agua en el estanque deben ser aproximadamente 10% mayores que el tirante conjugado calculado (USBR, 2007, pág. 465):

$$h_2 > 1.10 \times h_{conj} \quad (2-51)$$

Con frecuencia, la necesidad de utilizar este tipo de estanque se puede evitar eligiendo las dimensiones necesarias para que cambien las condiciones del régimen de la corriente, de manera que queden fuera de las condiciones de transición (USBR, 2007, pág. 466).

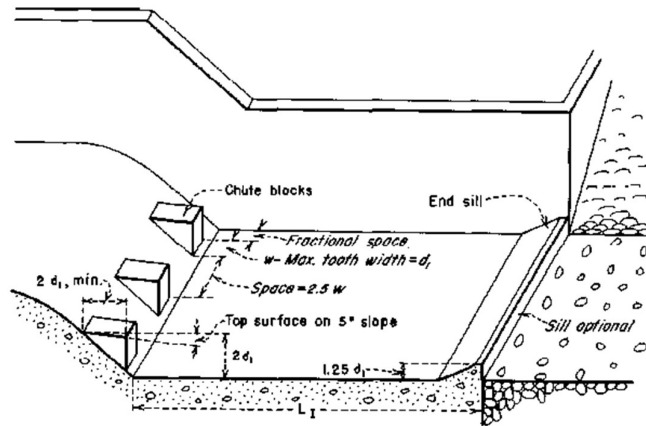


Ilustración 23.- Dimensiones del tanque USBR tipo IV.

Fuente: USBR, 2007. Diseño de presas pequeñas.

La longitud del tanque disipador USBR tipo IV viene dada por la ecuación (Mery, 2013, pág. 261):

$$L = 6.1 \times h_{conj} \quad (2-52)$$

2.3.3.5 Tanque USBR tipo Impacto

Este tanque utiliza la disipación de energía por medio del impacto del chorro de agua contra un diente vertical suspendido y por los remolinos formados por el cambio de dirección del flujo. Este es un elemento efectivo debido a que no depende de las condiciones del flujo aguas debajo de la estructura y su utilización puede darse por medio de un canal a flujo libre o en un conducto cerrado. Su capacidad se limita a una velocidad de entrada de 15 m/s (USBR, 2007, pág. 554).

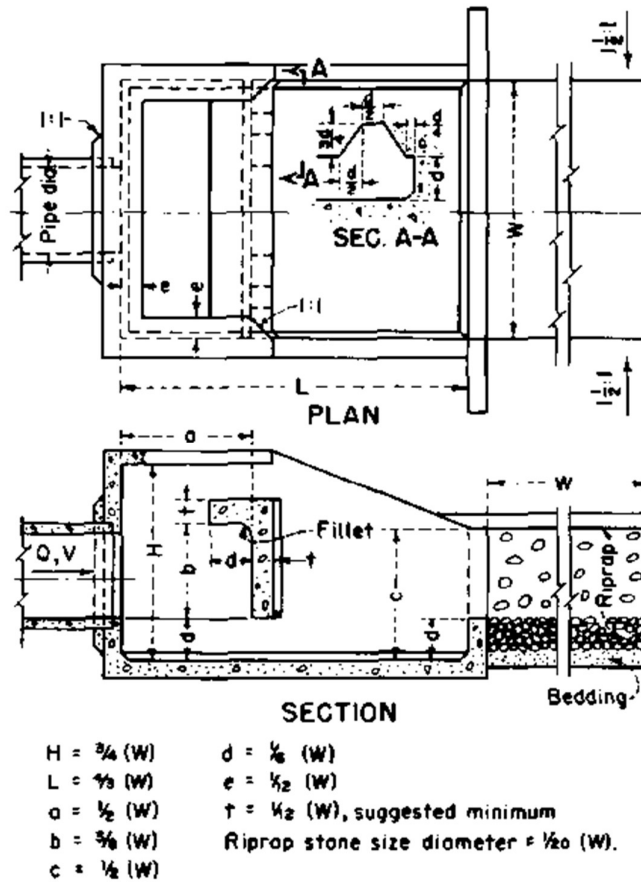
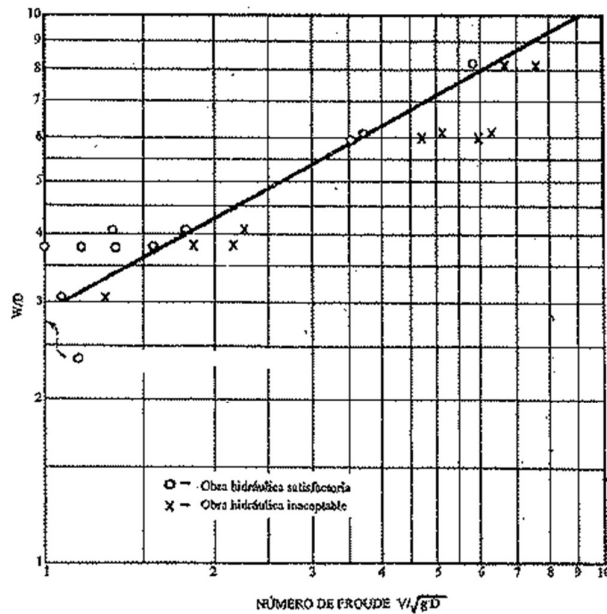


Ilustración 24.- Vista en planta y altura de un tanque disipador tipo impacto.

Fuente: USBR, 2007. Diseño de presas pequeñas.

Con el fin de evitar la erosión aguas abajo cuando el nivel de agua es bajo, es necesario colocar un enrocado o “Rip Rap” a lo largo del canal de descarga. Para lograr una mejor operación de este tipo de tanque, se recomienda unos muros aleta a 45° en el canal de salida, logrando así una mayor concentración del agua hacia la descarga y evita también así los problemas de erosión (USBR, 2007, pág. 554).



NOTAS:

- W es la anchura interior del cuenco
- D representa la profundidad del chorro que entra en el cuenco y es la raíz cuadrada del área del chorro
- V es la velocidad del chorro entrante

Ilustración 25.- Diseño del ancho del taque dissipador.

Fuente: USBR, 2007. Diseño de presas pequeñas

2.4 Estructuras de descarga.

2.4.1 Generalidades.

Este tipo de estructuras son las encargadas de entregar de manera controlada el flujo evacuado hacia el cuerpo receptor. Esta descarga se la puede realizar de manera directa al cuerpo receptor por medio de canales, cuya teoría se abarco en los capítulos anteriores. Por razones topográficas, esta descarga puede no ser realizada de manera controlada por medio de canales o por medio de la salida de un dissipador de energía, por lo que se puede optar por entregar dicho caudal por medio de rápidas escalonadas.

2.4.2 Rápidas escalonadas.

Son estructuras que conectan de manera eficiente dos puntos en una longitud relativamente corta por medio de un canal con caídas intermedias. Estas caídas logran aumentar la resistencia del flujo y disipar la energía del mismo, además que la presencia de auto aireación ayuda a mitigar los problemas de cavitación presentes en las rápidas (González & Chanson, 2007, pág. 5).

El proceso de disipación de energía es algo complejo de analizar debido a que dependiendo del flujo entrante a la rápida, se pueden tener diversos tipos de flujo circulando en la rápida, como se puede ver en la Ilustración 26 (González & Chanson, 2007, pág. 5).

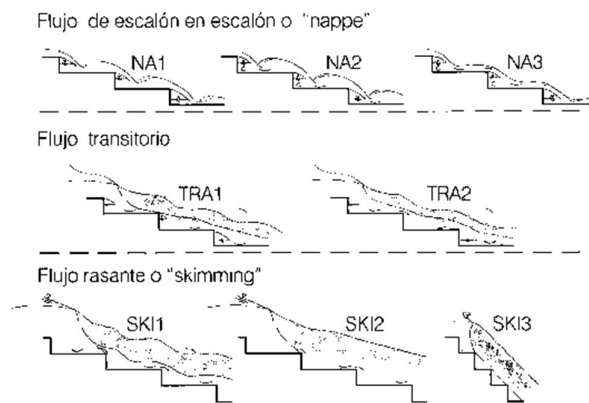


Ilustración 26.- Tipos de flujo en rápidas escalonadas.

Fuente: González, C., 2007. *Diseño hidráulico de vertederos escalonados con pendientes moderadas: Metodología basada en un estudio experimental.*

2.4.3 Criterios de diseño.

2.4.3.1 Geometría de la sección.

La geometría de una rápida escalonada está dada por la huella y contrahuella de los escalones, además del caudal de operación de la misma. Para determinar estos parámetros, González menciona que diversos estudios realizados por Chanson, H.

(2002) y Yasuda, et al. (2001) recomendaron límites para la correcta predicción de este tipo de flujo en función a su geometría, caudal y tirante crítico (2007, pág. 8). Para asegurarse que exista auto aireación, se debe cumplir que:

$$\frac{\Delta H}{d_c} \leq 10 \quad (2-53)$$

Donde:

ΔH : Diferencia de altura de la rápida.

d_c : Tirante crítico.

Para determinar el tirante crítico, se desarrolla la ecuación (2-8) para una sección rectangular de ancho W , obteniéndose la siguiente expresión:

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot W^2}}$$

Dentro de los límites que propusieron los autores mencionados, se encuentran las siguientes ecuaciones, las cuales resolviéndolas en conjunto se puede determinar la máxima altura del escalón. Nótese que estas ecuaciones se encuentran en función del ancho de la sección de la rápida, por lo que se convierte en un proceso iterativo hasta encontrar la altura óptima del escalón (González & Chanson, 2007, págs. 15-16).

$$\frac{d_c}{h_{max}} = 1.2 - 0.325 \cdot \frac{h}{l} \quad \text{para } 0.5 \leq \frac{h}{l} \leq 1.70 \quad (2-54)$$

$$\frac{d_c}{h_{max}} = 0.862 \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^{-0.165} \quad \text{para } 0.5 \leq \frac{h}{l} \leq 1.43 \quad (2-55)$$

$$\frac{h}{l} = \tan(\theta) \quad (2-56)$$

$$h_{opt} = 0.30 \cdot d_c \quad (2-57)$$

Donde:

$\frac{h}{l}$: Pendiente del escalón.

h_{opt} : Altura óptima del escalón.

θ : Ángulo de inclinación del escalón.

2.4.3.2 Ingreso de aire en las rápidas escalonadas.

El ingreso de aire en las rápidas escalonadas ocurre de la misma manera que lo hace en las rápidas lisas. Este proceso lo describe González & Chanson. (2007) como:

En la parte aguas arriba, el flujo es transparente, sin embargo en la cresta del vertedor se genera turbulencia y se desarrolla una capa límite turbulenta. Cuando esta alcanza la superficie libre del flujo se inicia el proceso de auto-aireación del flujo. A este punto se le conoce como punto de inicio de ingreso de aire. (pág. 8).

El punto de ingreso de aire viene dado por las siguientes ecuaciones:

$$\frac{L_i}{h \cdot \cos \theta} = 9.719 \cdot (\sin \theta)^{0.0796} \cdot (F^*)^{0.713} \quad (2-58)$$

$$\frac{d_i}{h \cdot \cos \theta} = \frac{0.4034}{(\sin \theta)^{0.0796}} \cdot (F^*)^{0.713} \quad (2-59)$$

$$F^* = \frac{Q}{W \cdot \sqrt{g \cdot \sin \theta \cdot k_s^3}} \quad (2-60)$$

$$k_s = h \cdot \cos \theta \quad (2-61)$$

Donde:

L_i : Distancia al punto de ingreso de aire.

d_i : Tirante en el punto de ingreso de aire.

k_s : Rugosidad equivalente del escalón.

F^* : Número de Froude en términos de k_s .

2.4.3.3 Tipo de flujo.

En las rápidas escalonadas con auto aireaci3n, se puede tener dos tipos de flujo dependiendo del cumplimiento de la siguiente desigualdad (González & Chanson, 2007, pág. 16):

$$\frac{d_c}{h} < \frac{1}{0.1193 \cdot \cos \theta \cdot (\sin \theta)^{0.259} \cdot \left(\frac{L}{h \cdot \cos \theta}\right)^{0.935}} \quad (2-62)$$

Donde:

L : Longitud del canal.

Si las dimensiones adoptadas satisfacen la ecuaci3n, el canal funcionará como flujo uniforme, caso contrario como flujo gradualmente variado.

2.4.3.3.1 Flujo uniforme.

Este es el caso cuando un canal es lo suficientemente largo para lograr alcanzar su condici3n de equilibrio antes de pie de la rápida. Para determinar el tirante característico del flujo en una rápida escalonada, se tienen las siguientes ecuaciones (González & Chanson, 2007, pág. 16):

$$d = d_c \cdot \sqrt[3]{\frac{f_e}{8 \cdot \sin \theta}} \quad (2-63)$$

$$\frac{f_e}{f_m} = 0.5 \cdot \left[1 - \tanh \left(2.5 \cdot \frac{0.5 - \bar{C}}{\bar{C} \cdot (1 - \bar{C})} \right) \right] \quad (2-64)$$

$$\bar{C} = D - 0.3 \cdot e^{\left[-5 \cdot \left(\frac{h}{d_c}\right)^2 - 4 \cdot \left(\frac{h}{d_c}\right) \right]} \quad (2-65)$$

$$\frac{1}{\sqrt{f_m}} = 2.43 - 0.2676 \cdot \ln \left(\frac{h \cdot \cos \theta}{D_H} \right) \quad (2-66)$$

$$D = -0.00024\theta^2 + 0.0214\theta - 0.0357 \quad \text{para } \theta \geq 19^\circ$$

$$D = 0.3 \quad \text{para } 5.7^\circ < \theta < 19^\circ$$
(2-67)

Donde:

- f_e : Factor experimental de Darcy.
- f_m : Factor de fricción experimental.
- \bar{C} : Concentración media de aire.
- D : Factor de corrección.

2.4.3.3.2 Flujo Gradualmente Variado.

En este caso, el flujo de la rápida no logra estabilizarse en su longitud, por lo que al momento que el flujo llega al pie de la rápida este se encuentra en variación. Las ecuaciones que rigen este movimiento se encuentran a continuación (González & Chanson, 2007, pág. 16):

$$S_f = \sqrt{\frac{f_e}{8}} \cdot \frac{Q^2}{g \cdot d^3 \cdot W^2}$$
(2-68)

$$\frac{U_w}{V_{max}} = 0.00107 \cdot \left(\frac{H_{max}}{d_c}\right)^2 - 0.0634 \cdot \frac{H_{max}}{d_c} + 1.202$$
(2-69)

$$U_w = \frac{Q}{W \cdot d}$$
(2-70)

Donde:

- S_f : Pendiente de fricción para canales anchos rectangulares.
- U_w : Velocidad en la rápida.
- H_{max} : Altura medida desde el pie de la rápida hasta el espejo de aguas arriba.
- V_{max} : Velocidad al pie de la descarga.

Según Gonzáles, la ecuación (2-69) es válida solamente cuando $7 \leq \frac{H_{max}}{d_c} \leq 20$, en el caso que sea superior a 20, se procede a realizar los siguientes pasos iterativos (2007, pág. 17):

- Se determina la velocidad máxima con la ecuación de Bernoulli.

$$V_{max} = \sqrt{2 \cdot g \cdot H_{max}} \quad (2-71)$$

- Se determina la relación de velocidades con la siguiente ecuación:

$$\frac{U_w}{V_{max}} = 2.951 \cdot \left(\frac{H_{max}}{d_c} \right)^{-0.6} \quad (2-72)$$

- Una vez conocida la velocidad en el canal, con la ecuación (2-70) determinamos el tirante característico de la rápida.
- Conocido el tirante característico, se recalcula la velocidad máxima con la ecuación siguiente:

$$V_{max} = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_{max} - d \cdot \cos \theta)} \quad (2-73)$$

Capítulo 3.- Información general del Proyecto

3.1 Información de la zona

El proyecto hidroeléctrico Victoria se encuentra ubicado en la parroquia Cuyuja, cantón Quijos, provincia del Napo, a 90 km de la ciudad de Quito. Es una zona montañosa al estar ubicada en la zona oriental de la cordillera de Los Andes, como se puede apreciar en la Fotografía 1. Las pendientes del sector son pronunciadas, llegando a ser mayores al 30% en algunos lugares.



Fotografía 1.- Zona general del proyecto desde el camino de acceso.

Fuente: Autoría propia. Visita: 26/01/2016

En base a los estudios realizados por la Empresa Eléctrica Quito S.A. se ha determinado que la pendiente longitudinal del río Victoria varía entre el 6% y el 30%, con una media de 15.60% (Resumen Ejecutivo, 2015, pág. 5), lo que nos puede dar una idea de la pendiente media del terreno en general. En la Ilustración 27 se puede observar de una mejor manera la ubicación del proyecto. La línea en color rojo oscuro entre la captación y el desarenador asemejan de manera aproximada al canal de conducción.



Ilustración 27.- Zona de implantación del proyecto hidroeléctrico Victoria.

Fuente y datos del mapa: Google Earth 2016, Google, DigitalGlobe.

Esta zona se encuentra delimitada por cinco complejos volcánicos, que son: Chalcana, Sumaco, Pan de Azúcar, Reventador y Antisana. De todos ellos, el que puede llegar a generar mayor peligro al proyecto como tal es el Antisana en el caso de una eventual erupción (EEQ S.A., 2015, pág. 8).

En cuanto a los estudios meteorológicos, hidrológicos y de sedimentos de la zona, la EEQ S.A. ha determinado resultados importantes para el diseño de las estructuras del proyecto, siendo estos los siguientes (Resumen Ejecutivo, 2015, págs. 8-9):

- Las temperaturas absolutas varían de 0 °C en Papallacta a 28 °C en Baeza.
- Las humedades relativas fluctúan entre 38% en Papallacta al 100% en las estaciones analizadas.
- Las lluvias anuales estimadas oscilan entre 2250 mm y 2750 mm en la captación, y en la casa de máquinas entre 1600 mm y 2100 mm.
- El transporte de sólidos se estima en un valor total de 16 100 ton/año, de lo cual el 80.12% corresponde a sólidos en suspensión mientras que el 19.88% corresponde al arrastre en el fondo del río Victoria.

3.2 Descripción del proyecto hidroeléctrico Victoria.

El proyecto hidroeléctrico Victoria se encuentra diseñado para generar 10 MW provenientes del aprovechamiento del recurso hídrico de 37.28 km^2 de área de la cuenca del río Victoria. Esta cuenca corresponde a una subcuenca hidrología del río Quijos. La longitud principal del río Victoria es de 11 km , medidos desde la cota 3980 m.s.n.m. hasta su desembocadura con el río Papallacta, perteneciente también a la cuenca del río Quijos. El aprovechamiento del recurso hídrico se realizara entre las cotas 2789.50 m.s.n.m. en la captación y 2335.00 m.s.n.m. en la casa de máquinas (EEQ S.A., 2015, pág. 5).



Ilustración 28.- Cuenca del río Victoria.

Fuente y datos del mapa: Google Earth 2016, Google, DigitalGlobe.

Las características del proyecto definitivo son las siguientes:

Caudal de diseño:	2.74 m ³ /s
Altura bruta:	448.06 m
Altura neta:	435.54 m
Potencia:	10 MW
Energía media:	63.772 GWh/año
Energía firme:	42.87 GWh/año
Energía secundaria:	20.90 GWh/año
Potencia remunerable:	3846 KW

3.3 Descripción y análisis de los componentes del proyecto hidroeléctrico

Victoria.

3.3.1 Captación.

La captación del proyecto está supeditado por las condiciones topográficas del lugar, en este caso, por la pendiente del río en la zona de implantación de la captación. Está pendiente es del 15%, por lo que una toma del tipo caucasiana o de fondo es lo más adecuada en este caso permitiendo aprovechar de mejor manera las condiciones del río. La toma de fondo posee una longitud de 8 m y se encuentra perpendicular al río, con una rejilla de 4 cm de separación entre barrotes. A continuación de la toma, se encuentra un canal desripador con una compuerta de lavado y un canal de conducción hacia el túnel tipo baúl de aducción con una compuerta de control. La cota de fondo de la toma es de 2789.50 m.s.n.m. y la cota de coronación del vertedero de excesos de la captación es de 2791.00 m.s.n.m. (EEQ S.A., 2015, pág. 10).



Fotografía 2.- Zona de implantación de la captación.

Fuente: Autoría propia. Visita: 26/01/2016.

En la Fotografía 2 se puede observar el tipo de terreno que posee la zona de implantación de la captación. De acuerdo a la fotografía, el río Victoria ingresa por la izquierda manteniendo aun su cauce original. Nótese que la toma de fondo se construirá en el cauce original del río, por lo que el desvío se lo realizará hacia el margen izquierda del río, como se observa en la Fotografía 3.



Fotografía 3.- Desvío del cauce del río Victoria.

Fuente: Autoría propia. Visita: 01/03/2016.

El caudal medio del río alcanza los 2.20 m³/s y el caudal 90% diario es de 1.25 m³/s dentro del periodo comprendido entre 1964 y 1997. También se estiman crecientes máximas de 63 m³/s y de 87 m³/s para una recurrencia de 20 y 100 años respectivamente, siendo estos valores utilizados para el diseño de la captación (Hidrovictoria S.A. & Ingeconsult, 2013, págs. C1-A.5).

3.3.2 Conducción.

La conducción del agua captada se la realizara por medio de un túnel a flujo libre, de sección 3 x 3 m, con una longitud de 1150 m y una pendiente longitudinal del 0.3% (EEQ S.A., 2015, pág. 10), siendo toda la solera del canal utilizada para la conducción del agua.



Fotografía 4.- Ingreso al túnel de conducción desde el desarenador.

Fuente: Autoría propia. Visita: 01/03/2016.

El acceso a la captación se la realiza únicamente por el túnel de conducción, debido a que las condiciones topográficas entre el desarenador y la captación no permiten la construcción de otro acceso o, a su vez, esto resulta demasiado costoso. Con esto se puede afirmar que las dimensiones adoptadas son para facilitar el ingreso de todos los recursos y equipos durante la construcción de la captación.

3.3.3 Desarenador y tanque de carga.

El desarenador se encuentra a la salida del túnel de conducción y consta de dos cámaras, como se puede observar en la Fotografía 5, y cuyas propiedades son: 40 m de longitud, 2.50 m de ancho superficial por cámara y 4.50 m de profundidad máxima. Está diseñado para retener partículas de hasta 0.2 mm de diámetro (EEQ S.A., 2015, pág. 11), asegurando que el agua que pasa a la tubería de presión y casa de máquinas sea lo más limpia posible para asegurar el correcto funcionamiento de la central.



Fotografía 5.- Desarenador.

Fuente: Autoría propia. Visita: 12/04/2016.

El agua pasa hacia un tanque de carga por medio de dos vertederos al final de las cámaras del desarenador, como se puede ver a la izquierda y derecha de la

Fotografía 6. Este tanque tiene una capacidad de 275 m³ y posee una profundidad máxima de 4.66 m, asegurando una sumergencia adecuada a la tubería de presión (EEQ S.A., 2015).



Fotografía 6.- Tanque de carga al final del desarenador.

Fuente: Autoría propia. Visita: 12/04/2016.

3.3.4 Rápida de excesos

La presencia del desarenador y del tanque de carga obliga a tener una evacuación de los sedimentos por medio de una compuerta de purga en cada uno, además que el tanque de carga no cumple la misma función de una chimenea de equilibrio al no poder contener todo el volumen de retorno provocado por el cierre de válvulas de control o de guardia presentes al inicio de cada turbina, el volumen excedente debe ser evacuado correctamente.

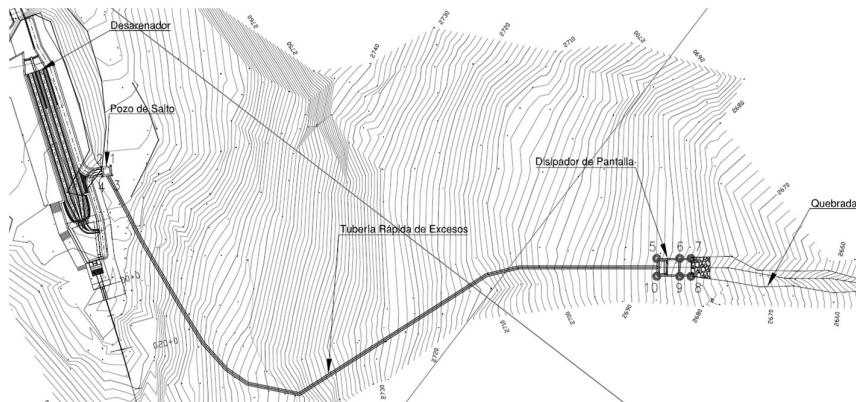


Ilustración 29.-Ubicación de la rápida. Diseño original.

Fuente: Hidrovictoria S.A. & Ingeconsult, 2013. Rediseño de obras del proyecto hidroeléctrico Victoria.

El evacuador de excesos resultante, conocido como rápida de excesos, se compone de un canal en el margen izquierdo del desarenador que recoge los excesos antes descritos y los evacua, dentro de su diseño original, por una rápida que conecta con el río Victoria en su margen derecho. Esta rápida se conformaba por un pozo de salto, una tubería de acero de 0.80 m de diámetro y un tanque disipador tipo impacto al final de la rápida (EEQ S.A., 2015, pág. 11).

3.3.5 Tubería de presión

A partir del tanque de carga inicia la tubería de presión, siendo esta de acero ASTM A516 GR 70 y posee un diámetro interno de 1.00 m y un espesor variable entre 10 y 24 mm. Su longitud es de 1508.00 m e irá enterrada completamente en una zanja de al menos 3 m de profundidad (EEQ S.A., 2015, pág. 11). Está cimentada en un suelo areno limoso, presentando buenas condiciones de estabilidad en la ruta escogida (EEQ S.A., 2015, pág. 8).



Fotografía 7.- Tubería de presión desde la casa de máquinas.

Fuente: Autoría propia. Visita: 15/08/2016.

En toda su longitud, se encuentran colocados 8 bloques de anclaje en cada cambio de dirección con un ángulo mayor a los 20° , adaptándose a la forma del terreno de forma adecuada, disipando los esfuerzos internos de la tubería al no mantener una alineación uniforme; tal y como se puede apreciar en la Fotografía 7.

3.3.6 Casa de máquinas

La casa de máquinas se encuentra sobre una plataforma excavada de 52 x 36 m en la cota 2335.00 m.s.n.m, en una zona aluvial correspondiente a la margen izquierda del río Papallacta. Sus dimensiones son de 16 x 32 m y 12 m de altura conformado estructuralmente por tres pórticos longitudinales y nueve pórticos transversales, en donde se ubicaran dos turbinas tipo Pelton de 5 MW de potencia cada una (EEQ S.A., 2015, pág. 12).



Fotografía 8.- Casa de máquinas.

Fuente: Autoría propia. Visita: 12/04/2016.

En la Fotografía 8 se puede observar la ubicación de las turbinas y sus equipos de generación dentro del pórtico principal la casa de máquinas mientras que para los equipos de control, talleres, oficinas y demás servicios necesarios para su funcionamiento se encuentran en el pórtico secundario.

3.4 Estado actual de la ejecución del proyecto

Las obras principales para el funcionamiento del proyecto hidroeléctrico Victoria se encuentran ya en su última fase de construcción, como se puede apreciar en las fotografías anteriores. Las lluvias que ocurrieron el 5 de junio del 2015, afectaron considerablemente la zona de implantación de la rápida de excesos en su diseño original que, como se puede ver en la Fotografía 9, se encuentra en dirección sur este en la margen izquierda del desarenador. A la izquierda de la Fotografía 9 se puede observar el inicio de la zona de deslizamientos y el pozo de salto (centro de la fotografía), mientras que en la Fotografía 10 se observa la zona donde se planificaba la implantación de la rápida de excesos.



Fotografía 9.- Vista al desarenador Norte - Sur.

Fuente: Autoría propia. Visita: 26/01/2016.



Fotografía 10.- Zona de implantación de la rápida vista desde el tanque de carga.

Fuente: Autoría propia. Visita: 26/01/2016.

Actualmente esta zona se encuentra protegida mediante hormigón lanzado en la parte superior y con geomembrana en la parte inferior para evitar futuros deslizamientos a causas de lluvias de igual o mayor magnitud a las ocurridas. Aquí se evidenció un problema de estabilidad del suelo natural por infiltración, cuya solución pretende proteger a la estructura del desarenador y tanque de carga presente ahí.

3.4.1 Diseño original de la rápida de excesos del desarenador.

El diseño original de la rápida de excesos contempla una tubería de presión y un tanque disipador tipo impacto a su salida. La descarga se realizaba directamente hacia la quebrada mostrada en la Fotografía 11, cuyo terreno se encuentra afectado también por el evento del 5 de julio del 2015; para luego ser entregado todo el caudal de excesos al río Victoria.



Fotografía 11.- Quebrada de descarga de la rápida de excesos.

Fuente: Autoría propia. Visita: 12/04/2016.

3.4.1.1 Sección hidráulica.

La sección de la rápida de excesos corresponde a una tubería de acero ASTM A516 GR 70 de 800 mm de diámetro interno para una condición crítica de $3.50 \text{ m}^3/\text{s}$. En el Cuaderno 3 del Rediseño de las obras del proyecto hidroeléctrico Victoria se menciona que por lo general se utilizan canales a flujo libre que se adapta al terreno, sin embargo, el utilizar una tubería a presión en su lugar mejora el rendimiento en la instalación de la rápida y posee su máxima eficiencia hidráulica (HidroVictoria S.A. & Ingeconsult, 2013, págs. C3-A.13)

3.4.1.2 Alineación horizontal y vertical.

Para el alineamiento vertical se tiene que la pendiente media de la rápida de excesos en su diseño original es del 51%, siendo en algunos casos mayores por la topografía del lugar, como se puede observar en la Ilustración 30, manteniendo en todo momento la tubería enterrada. En cuanto al alineamiento horizontal, se puede observar de la Ilustración 29 que se poseen dos curvas evitando una zona de fuertes pendientes mayores a las observadas en la Ilustración 30.

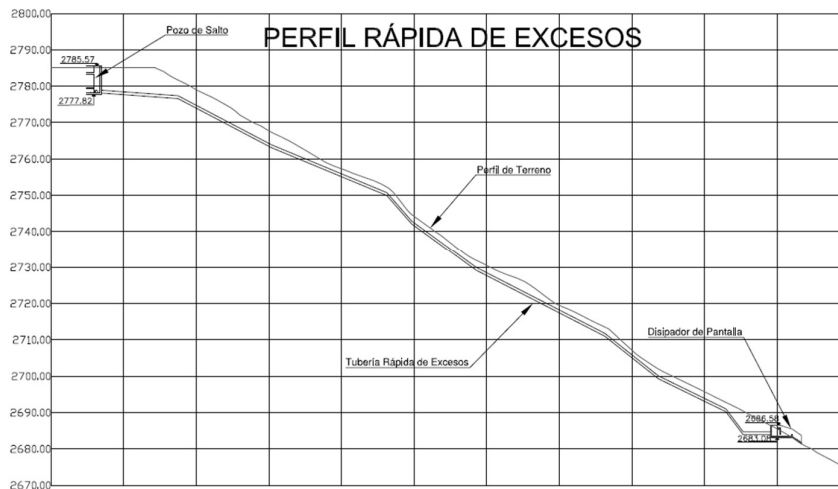


Ilustración 30.- Perfil de la rápida de excesos. Diseño original.

Fuente: Hidrovictoria S.A. & Ingeconsult, 2013. Rediseño de obras del proyecto hidroeléctrico Victoria.

3.4.1.3 Tanque disipador de energía.

Debido a las condiciones existentes en el proyecto, el tanque disipador de energía es del tipo impacto del USBR. Esta estructura se ha diseñado para un caudal de $3.50 \text{ m}^3/\text{s}$ y una sección de ingreso circular de 800 mm de diámetro, obteniéndose una estructura $6.05 \times 4.70 \text{ m}$ en planta por 3.05 m de altura. Para todo esto, la estructura debe tener la estabilidad necesaria para soportar la fuerza ejercida por el chorro sin

deslizarse (Hidrovictoria S.A. & Ingeconsult, 2013, págs. C3-A.14). Las dimensiones del tanque disipador se presentan en la Ilustración 31 e Ilustración 32.

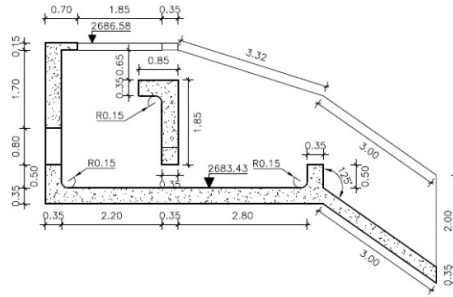


Ilustración 31.- Sección longitudinal del tanque disipador tipo impacto.

Fuente: Hidrovictoria S.A. & Ingeconsult, 2013. Rediseño de obras del proyecto hidroeléctrico Victoria.

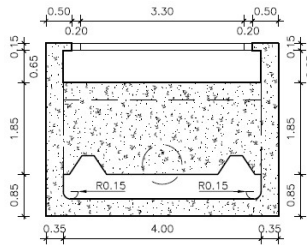


Ilustración 32.- Sección transversal del tanque disipador tipo impacto.

Fuente: Hidrovictoria S.A. & Ingeconsult, 2013. Rediseño de obras del proyecto hidroeléctrico Victoria.

3.4.1.4 Estructura de descarga.

En el diseño original, la estructura de descarga de la rápida de excesos era una quebrada de sección irregular. Entonces se asume que esta consideración se la realizo en función al tanque disipador al final de la rápida y a la teoría empleada, la cual nos menciona que este tipo de tanque no está supeditado a las condiciones de flujo aguas abajo del mismo, por lo que su descarga se la puede realizar directamente cuidando el problema de erosión (U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation [USBR], 2007).

Capítulo 4.- Estudio de las alternativas de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria

4.1 Planteamiento de alternativas

4.1.1 Condiciones

Debido a la lluvia intensa que motivo la crecida del 5 de junio, es necesario el cambio del diseño de la rápida de excesos, con las siguientes consideraciones:

- Topografía y estabilidad del lugar.- Por lo visto anteriormente, la topografía de los alrededores del desarenador es irregular e inestable, por lo que se puede considerar en alejarse de las zonas de deslizamientos hacia zonas más estables como la de los alrededores de la tubería de presión o hacia el margen derecho del desarenador para garantizar la seguridad de la rápida de excesos durante su construcción y operación.
- Sección hidráulica.- En los diseños originales se plantea una tubería de acero de 800 mm de diámetro, teniendo en cuenta que la sección circular brinda la máxima eficiencia hidráulica entre las secciones comúnmente diseñadas. Se analizará las secciones conocidas en función a la eficiencia hidráulica presente en la teoría de canales abiertos.
- Tipo de estructura de control a la entrada a la rápida.- En el diseño original la estructura de control de la rápida de excesos del desarenador es el pozo de salto, en donde confluyen dos canales, uno proveniente del desarenador y el otro de las compuertas de limpieza del desarenador. A partir de aquí es donde se controlara el caudal de entrada a la rápida.

- Tipo de estructura de control a la salida de la rápida.- Esta estructura está sujeta a las condiciones hidráulicas de la rápida como tal, además de las condiciones de flujo aguas abajo de la estructura de control a la salida de la rápida. Aquí se debe tomar en consideración la posible erosión del lugar a entregarse el caudal de excesos.

4.1.2 Alternativas de localización.

Para la localización de la rápida se maneja la condición expuesta anteriormente de la zona afectada por los deslizamientos. Para ello se propone las siguientes alternativas:

- Mantener el trazado horizontal original.- Esta opción modifica la sección del diseño dependiendo del trazado vertical conveniente (estabilidad del suelo), es por ello que conlleva a tomar medidas mayores de seguridad en los diseños, durante su construcción y durante su operación, debido a que no se aleja de la zona de deslizamientos.
- Rápida al margen derecho del desarenador.- Esta opción consiste en salir del pozo de salto hacia el margen derecho del desarenador por medio de un canal debajo de él y circular paralelo a la vía de manera que se pueda descargar los excesos en la quebrada más cercana. Esta alternativa también se aleja de la zona de deslizamientos hacia una zona estable.
- Trazado paralelo a la tubería de presión.- Se analizó una tercera opción para la localización de la rápida siendo esta paralela a la tubería de presión. Si bien esta alternativa se aleja de la zona de deslizamientos hacia una zona de gran estabilidad y resistencia, esta zona no puede ser sometida a

excavaciones al estar cerca de la tubería de presión por seguridad de esta obra principal de la central hidroeléctrica. Por lo que esta alternativa se encuentra descartada.

4.1.3 Alternativas de sección hidráulica.

Las alternativas de sección hidráulica están condicionadas a la teoría de canales abiertos, específicamente a la sección de Máxima Eficiencia Hidráulica (M.E.H). Para ello se plantearon las siguientes cuatro secciones:

- Sección rectangular.
- Sección trapezoidal.
- Sección semicircular.
- Sección circular.

4.2 Pre diseño de alternativas.

Dentro de la ecuación (2-12) existen dos componentes, del lado izquierdo tenemos tres constantes que son el caudal de diseño, el coeficiente de Manning y la pendiente de energía; mientras que del lado derecho tenemos dos variables el área y el perímetro mojado, siendo éstas función de la geometría del canal. Para el pre diseño de la rápida de excesos se determinara las tres constantes para luego determinar la sección de M.E.H. del canal.

$$\frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} = K \quad (4-1)$$

4.2.1 Caudal de diseño.

El caudal de diseño es el punto de partida en todo diseño hidráulico, ya que contiene diversos factores que pueden afectar en el funcionamiento de las estructuras.

Para el caudal de diseño de la rápida de excesos del desarenador se tiene los siguientes escenarios:

- Primer escenario.- El ingreso a la conducción de caudales mayores que el de diseño ($2.74 \text{ m}^3/\text{s}$).
- Segundo escenario.- El caudal excedente producido por el cierre instantáneo de las válvulas de guardia de la casa de máquinas, cuyo volumen no puede ser contenido en el tanque de carga.
- Tercer escenario.- El caudal producido por la limpieza de los desarenadores durante su mantenimiento.

De estos tres escenarios, el segundo es el más crítico debido a que el cierre de las válvulas de guardia en un tiempo de aproximadamente 40 segundos ocasiona que el 60% del caudal de diseño retorne hacia el tanque de presión y se distribuya a lo largo del desarenador aumentando el nivel de agua sobre la cresta de los vertederos de excesos del desarenador. Este caudal puede expresarse con la ecuación general de vertederos expresada en la ecuación (2-40). Para la aplicación de la ecuación, se han determinado los siguientes datos:

- Carga sobre el vertedero.- Se ha determinado en las reuniones pertinentes con la EEQ que la carga sobre los vertederos de 0.26 m de manera uniforme en toda su longitud.
- Longitud del vertedero.- En el desarenador existe la presencia de dos vertederos laterales, uno a la entrada y otro inmediatamente después, de

acuerdo a los planos del proyecto; por lo que se considera la longitud de ambos para el caudal de diseño, dando un valor de 18 m.

- **Coefficiente del vertedero.**- Al tener dos vertederos de diferente longitud, este coeficiente varía considerablemente para las condiciones de cada uno. Al realizar una comparativa entre los valores de este coeficiente dados en la Tabla 1 y Tabla 2, se puede determinar un valor medio de este coeficiente de 1.85 como lo indica la Tabla 4.

Tabla 4.- Tabla comparativa de los valores de coeficiente de descarga variable.

Fuente: Elaboración propia.

Autor	Vertedero 1	Vertedero 2	Promedio
Von Mises (1917)	1.81	1.81	1.81
Henderson (1966)	1.84	1.92	1.88
Bos (1976)	1.81	1.89	1.85
Ackers et al. (1978)	1.80	1.89	1.85
Herschly (1995)	1.85	1.85	1.85
Promedio	1.82	1.87	1.85

Con estos datos, se aplica la ecuación de vertederos para determinar el caudal de diseño de la rápida de excesos el cual toma un valor de 4.4 m³/s.

$$Q = 1.85 \times 18 \times 0.26^{3/2} = 4.4 \frac{m^3}{s}$$

4.2.2 Coeficiente de Manning.

Determinar el coeficiente de Manning es muy difícil ya que depende de diversos factores como: la rugosidad superficial, irregularidad del canal, socavación, alineamiento del canal, etc.; Ven Te Chow expone una lista de valores del coeficiente de Manning para diferentes condiciones de revestimiento de los canales (Chow, 1994,

págs. 98-111), siendo los de mayor relevancia para el presente estudio los mostrados en la Tabla 5.

Para las secciones planteadas, se pueden utilizar los siguientes materiales:

- Superficie lisa de acero ($n=0.012$).- Para la sección circular.
- Concreto terminado con llana metálica ($n=0.013$).- Para las secciones prismáticas (rectangular y trapezoidal).

Tabla 5.- Valores de coeficiente de Manning.

Fuente: Chow, V. Hidráulica de canales abiertos (1994)

Tipo de canal y descripción	Valor medio de n
Superficie lisa de acero.	0.012
Metal corrugado	0.025
Concreto terminado con llana metálica.	0.013
Concreto terminado con llana de madera.	0.015
Concreto lanzado, sección buena.	0.019
Concreto lanzado, sección ondulada.	0.022

4.2.3 Pendiente de energía

Dentro de las suposiciones en un flujo uniforme, se encuentra la igualdad entre la pendiente de la línea de energía y la pendiente del fondo del canal. Para el pre diseño, la pendiente del fondo del canal se toma como la pendiente media del terreno entre inicio y el final de la rápida para cada una de las alternativas de localización, con sus respectivas consideraciones; obteniendo los siguientes valores:

Tabla 6.- Pendiente media del terreno.

Fuente: Elaboración propia.

Alternativa	Cota (m.s.n.m)		Longitud (m)	Pendiente media
	Inicio	Fin		
Trazado original	2785.57	2686.58	185.62	0.533
Rápida al margen derecho del desarenador	2785.57	2707.44	433.98	0.180

4.2.4 Sección de máxima eficiencia hidráulica.

La sección de máxima eficiencia hidráulica se encuentra en función de la relación entre la dimensión característica del canal y el tirante normal de flujo bajo las condiciones dadas. Esta relación es entre ancho del canal y el tirante en canales prismáticos, mientras que para canales circulares la relación es entre el tirante y el diámetro. Para las secciones propuestas, se tienen estas consideraciones:

- Para el canal rectangular, el perímetro mojado mínimo se encuentra cuando la relación $b/y=2$.
- Para el canal trapezoidal, el perímetro mojado mínimo se encuentra con una inclinación del talud a 60° sobre la horizontal (conocida como sección semi-hexágonal), lo que da una pendiente del talud $z=0.577$.
- Teniendo en cuenta que la sección de máxima eficiencia hidráulica es el semicírculo ($y/D=0.5$) y siendo esta una variante de la sección circular, se toma en cuenta esta opción de pre diseño de canal circular.
- Si bien la relación y/D para un caudal y velocidad máximos (0.94 y 0.81 respectivamente) parecen la solución óptima para la sección de máxima eficiencia hidráulica de un conducto cerrado, el tirante se encuentra muy

próximo al borde superior del conducto; por lo que cualquier evento externo conllevaría a que el flujo en el conducto sea completamente lleno, disminuyendo así su capacidad de conducción. En la práctica es usual diseñar para una relación $y/D = 0.75$ (Rocha, s.f., pág. 305).

Bajo las consideraciones aquí descritas para la sección hidráulica, y con los datos de caudal, pendiente y coeficiente de Manning, se determina las propiedades hidráulicas de las secciones planteadas.

Tabla 7.- Pre diseño de la sección hidráulica para $S=0.53$.

Fuente: Elaboración propia.

Tipo de sección	n	K(y^{8/3})	K	y (m)	v (m/s)	F	Tipo de flujo	b o D (m)
Rectangular (z=0)	0.013	1.260	0.078	0.353	17.67	9.50	Supercrítico	0.706
Trapezoidal (z=0.58)	0.013	1.091	0.078	0.372	18.32	11.07	Supercrítico	0.430
Semicircular (y/D=0.5)	0.012	0.990	0.072	0.375	19.93	11.73	Supercrítico	0.750
Circular (y/D=0.75)	0.012	0.612	0.072	0.449	19.44	9.39	Supercrítico	0.598

Tabla 8.- Pre diseño de la sección hidráulica para $S=0.18$.

Fuente: Elaboración propia.

Tipo de sección	n	K(y^{8/3})	K	y (m)	v (m/s)	F	Tipo de flujo	b o D (m)
Rectangular (z=0)	0.013	1.260	0.135	0.433	11.76	5.71	Supercrítico	0.865
Trapezoidal (z=0.58)	0.013	1.091	0.135	0.456	12.19	6.65	Supercrítico	0.527
Semicircular (y/D=0.5)	0.012	0.990	0.124	0.460	13.26	7.05	Supercrítico	0.919
Circular (y/D=0.75)	0.012	0.612	0.124	0.550	12.94	5.65	Supercrítico	0.734

4.2.5 Tanque disipador de energía.

En las dos opciones, el número de Froude es mayor que 4.5 y su velocidad excede en el primer caso los 18 m/s y en el segundo caso no; por lo que las opciones de pendiente entran entre el tanque USBR tipo II y III respectivamente.

Solo la segunda opción ($S=0.18$) tiene números de Froude menores a 9, por lo que puede utilizarse el tanque USBR tipo impacto, que puede brindar mayor eficiencia en el resalto hidráulico que las otras opciones con el mismo número de Froude.

4.3 Comparación de alternativas.

La estabilidad del suelo afecta en la seguridad de la obra civil en toda índole. La alternativa de mantener el trazado original si bien se puede mantener la misma localización, su estabilidad está en duda por los eventos suscitados el 5 de junio del 2015 al no alejarse de la zona de los deslizamientos. Aquí puede afectar la estabilidad directamente en la construcción de la obra debido a que deben tomarse todas las medidas de seguridad, aumentando el costo de la obra. Esta alternativa posee una pendiente media considerable, por lo que las velocidades se encuentran mayores a 18 m/s en todas las secciones hidráulicas presentes en la Tabla 7.

La alternativa rápida al margen derecho del desarenador en cambio se aleja de la zona de deslizamientos y al localizarse paralela a la vía de acceso al desarenador se encuentra en una zona mucho más estable que la alternativa anterior. En esta zona se tiene una pendiente media menor, lo cual disminuye la velocidad de flujo a valores entre 11 m/s y 14 m/s en las secciones hidráulicas presentes en la Tabla 8.

De las tablas 4 y 5, se puede observar que la sección semicircular es la que posee el tirante hidráulico, la velocidad media de flujo y el número de Froude máximos para la condición de que el radio hidráulico sea la mitad del tirante, mientras que la sección rectangular posee los valores mínimos para la misma condición. Si el radio hidráulico en función del tirante varía del valor adoptado ($0.5y$), estas características se verán afectadas para su comparación, como se puede ver en la sección circular.

Las secciones prismáticas son de fácil construcción ya que puede adaptarse a la topografía del terreno fácilmente, reduciendo la altura de excavación; mientras que la construcción de una sección la sección semicircular es compleja para realizarlo como un canal abierto. La dificultad de construcción para un canal semicircular puede reducirse siendo reemplazada por un conducto cerrado (alcantarilla o tubería circular) que puede ir enterrado sin cambiar su funcionamiento como canal abierto, además de la posibilidad de transportar caudales mayores a los de diseño con un margen de seguridad alto.

Se puede observar también que para la pendiente media de 0.533, la sección de máxima eficiencia hidráulica semicircular es de 0.750 m de diámetro, siendo un valor muy cercano a la sección circular ($D=0.734$ m) de pendiente media de 0.180 y del diseño original de la rápida de excesos ($D=0.80$ m).

Para los tanques USBR tipo II y III, su funcionamiento y dimensiones se encuentran supeditados a las condiciones de flujo aguas abajo al depender directamente de la eficiencia del resalto hidráulico. En cambio para el tanque USBR tipo impacto, su funcionamiento y dimensiones están condicionadas al caudal de ingreso exclusivamente, haciendo que su uso sea más práctico.

4.4 Selección de la mejor alternativa.

Tomando en consideración lo indicado en párrafos anteriores, se realiza las siguientes definiciones:

- La localización seleccionada entre las alternativas analizadas es la de la rápida al margen derecho del desarenador, debido a que esta se aleja

satisfactoriamente de la zona afectada, su pendiente y la velocidad media de flujo son menores.

- La sección hidráulica en función a la máxima eficiencia hidráulica seleccionada es la sección circular con una relación $y/D=0.75$, debido a su eficiencia en la conducción como canal abierto,
- El tanque disipador de energía seleccionado es un tanque USBR tipo impacto al final de la rápida en función al número de Froude de la rápida y para garantizar así su buen funcionamiento.

Capítulo 5.- Diseño definitivo de la alternativa seleccionada para la construcción de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria.

5.1 Diseño hidráulico de los componentes.

5.1.1 Estructura de control.

La estructura de control de la rápida como tal estaba concebida como el pozo de salto preexistente. La alternativa seleccionada necesariamente debe pasar debajo del desarenador, por lo que la estructura de control cambia; y se debe adoptar como tal, a un canal que una el pozo de salto con el pozo de inicio de la rápida. Las dimensiones del pozo de salto en el diseño original están presentes en la Ilustración 33.

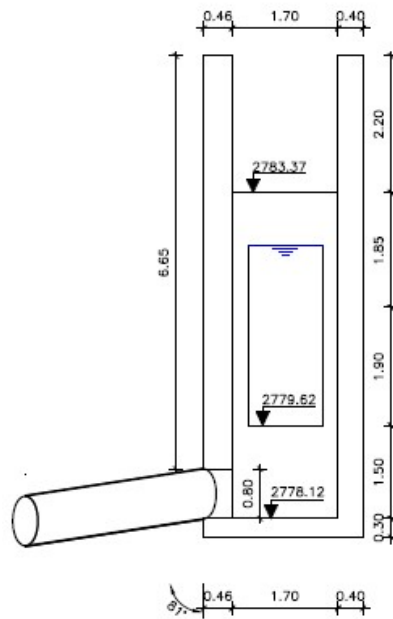


Ilustración 33.- Dimensiones del pozo de salto. Diseño original.

Fuente: Hidrovictoria S.A. & Ingeconsult, 2013. Rediseño de obras del proyecto hidroeléctrico Victoria.

En la Ilustración 33 se puede observar la confluencia de dos canales, el superior proveniente de los vertederos de excesos del desarenador y del canal de llegada y el canal inferior proveniente de los canales de lavado de los desarenadores. Para el diseño del canal debajo del desarenador, se toma el punto de referencia la cota 2781.29 m.s.n.m. perteneciente al fondo de la losa del desarenador.

Este canal tiene como dificultad necesariamente su construcción debido a que hay una estructura existente (desarenador), por lo que su diseño hidráulico está supeditado a la geometría del canal impuesto para la construcción y a la profundidad de paso debajo del desarenador para que no haya afectación en el mismo.

El canal de fondo del desarenador tendrá un trazado horizontal paralelo a la llegada de los canales al pozo de salto manteniendo la cota de fondo del pozo de salto. Con esta consideración, para que la entrega de los excesos provenientes de los canales sea efectiva y no exista daños, se la realizará directamente al nuevo canal siendo derrocadas las estructuras ya construidas.

Con la finalidad de que no exista erosión en el canal de fondo en la entrada, se dispone de un colchón de agua que sirve para amortiguar la caída de agua de los canales. La profundidad del colchón es de 1.2 m. Por lo que la cota en la entrada resulta de 2779.39 m.s.n.m.

Las medidas adoptadas son 2.10 m de altura desde la losa del desarenador hasta el fondo de excavación y el ancho del canal es 1.7 m para aprovechar la estructura previamente diseñada, con una pendiente longitudinal del 0.3% la cual es adecuada para el transporte de sedimentos y una longitud de 6.41 m. Con estos datos, la cota a la salida del ducto es de 2779.37 m.s.n.m

Las características hidráulicas se encuentran resumidas en la Ilustración 34, la cual ha sido obtenida del programa de software libre HCANALES.

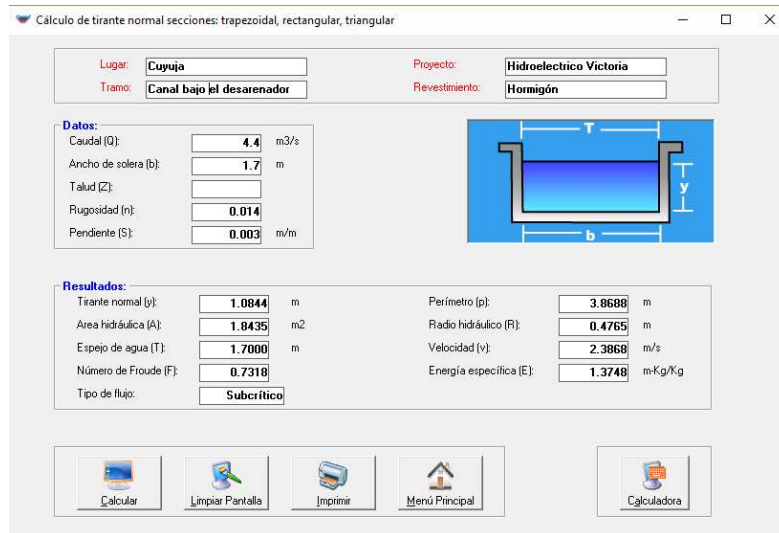


Ilustración 34.- Características hidráulicas del canal bajo el desarenador.

Fuente: Elaboración propia en el programa HCANALES, 2016.

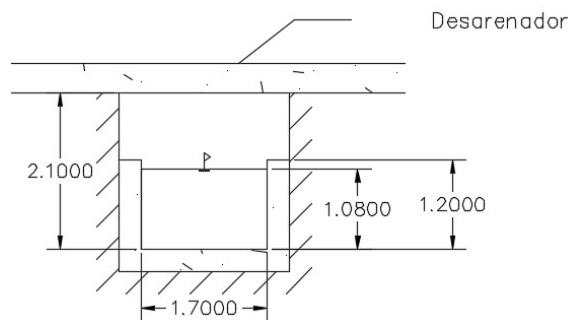


Ilustración 35.- Detalle hidráulico del canal debajo del desarenador.

Fuente: Elaboración propia.

5.1.2 Rápida de excesos.

La alternativa de sección hidráulica seleccionada es de una tubería de acero de 800 mm de diámetro. Las características hidráulicas de la tubería para la pendiente media están resumidas en la figura del programa HCANALES.

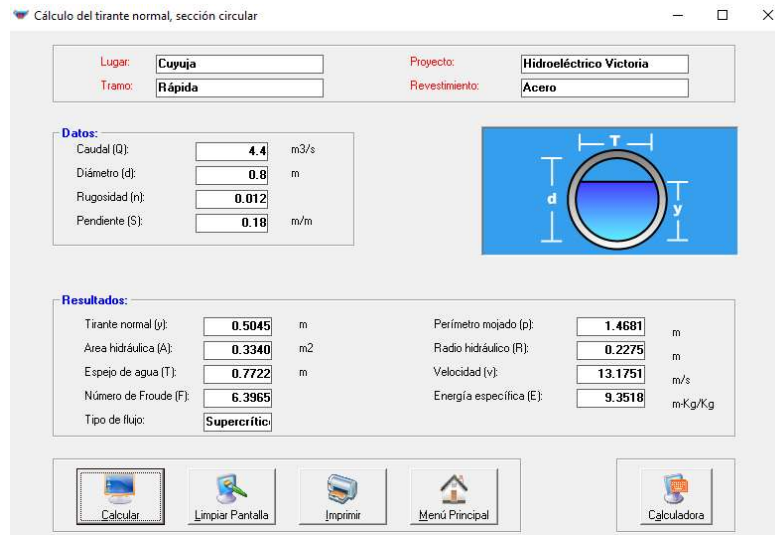


Ilustración 36.- Características hidráulicas para $S=0.18$.

Fuente: Elaboración propia en el programa HCANALES, 2016.

Es necesario determinar la pendiente mínima de acuerdo al criterio de diseño ($y/D=0.75$) para poder realizar el trazado vertical. Para la pendiente mínima, se obtuvieron los siguientes datos:

Tabla 9.- Propiedades de la sección hidráulica para $y/D=0.75$

Fuente: Elaboración propia.

y/D	y (m)	$A(m^2)$	$P(m)$	$R(m)$
0.750	0.60	0.404	1.676	0.241

Con estos datos, se aplica la ecuación de Manning para poder determinar la pendiente mínima por diseño:

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

Despejando la pendiente se tiene:

$$S = \sqrt{\frac{Q \cdot n}{A \cdot R^{2/3}}} = \sqrt{\frac{4.4 \cdot 0.012}{0.404 \cdot 0.241^{2/3}}} = 0.113$$

La pendiente mínima del trazado vertical debe ser de 0.113 para mantener la condición de flujo en canal abierto. Si la rápida es menor que esta pendiente corre el riesgo de trabajar como conducto a presión.

5.1.2.1 Trazado horizontal.

El trazado horizontal se lo realiza paralelo a la vía de acceso al desarenador desde la estructura de control hasta la primera curva de la vía, para ser descargada en la quebrada más cercana. En el trazado horizontal no se tiene contemplado la presencia de curvas importantes debido a que el trayecto de la vía en este sector es bastante recto. Debido a esto, en los cambios de dirección leves de la rápida solo se instalarán unos pozos de cambio de dirección, cuyo objetivo es mantener lo más posible el trazado horizontal de la rápida paralelo a la cuneta de la vía.

Las abscisas representativas en el trazado horizontal son:

- Abscisa 0+000.- Fin del canal debajo del desarenador y comienzo de la rápida de excesos.
- Abscisa 0+065.- Se encuentra al inicio de la vía de acceso al desarenador.
- Abscisa 0+374.- Existe un cambio brusco en la dirección del trazado horizontal.
- Abscisa 0+380.- Empieza un descenso suave a la quebrada.
- Abscisa 0+400.- Empieza un descenso empinado a la quebrada.
- Abscisa 0+420.- Entrega del caudal de excesos a la quebrada.

5.1.2.2 Trazado vertical

De la topografía proporcionada por la Empresa Eléctrica Quito, se pudo determinar desde la salida de la estructura de control a la quebrada más cercana existen tres diferentes zonas con pendientes similares, teniendo en cuenta la zona con mayor y menor pendiente se tienen las descritas en la Tabla 10. La pendiente del terreno desde el inicio de la rápida a la quebrada es de 17.97%, por lo que se puede obtener las alturas medias entre las abscisas con pendiente constante y la pendiente media entre esos dos puntos, como lo describe la tabla .

Tabla 10.- Pendientes medias del terreno en la zona de la rápida.

Fuente: Elaboración propia.

Abscisa	Pendiente media del terreno	Distancia	Cota terreno	Cota a S=17.97%	Altura
0+000	-	0.00	2783.38	2783.38	0.00
0+065	7.25%	64.88	2778.68	2771.72	6.96
0+389	15.67%	324.15	2727.89	2713.45	14.44
0+399	39.20%	10.30	2723.86	2711.60	12.25
0+420	77.26%	20.67	2707.89	2707.89	0.00

Las alturas en las abscisas superan los 5 m en su totalidad, lo que significaría que para mantener una pendiente de 0.1798 se tendría q excavar esa altura en esos puntos, lo que representa problemas constructivos. Lo más acorde en el trazado vertical es mantenerse a la pendiente del terreno cuidando que la altura de corte se encuentre entre los 2 m y 5 m aproximadamente, para que su construcción sea más fácil.

La pendiente del terreno entre las abscisas 0+000 y 0+065 es del 7.25%, lo cual es mucho menor a la pendiente mínima de 0.113. Si se mantiene la sección entre estas abscisas, la rápida trabaja a presión. Para evitar esta situación, en esta sección se puede optar por un cambio de sección hidráulica para el diseño vertical. Entre las abscisas

0+389 y 0+399 se encuentra una pendiente de transición entre una pendiente algo suave y otra empinada, por lo que entre estas abscisas se puede localizar el tanque disipador de energía, mientras que en las abscisas 0+399 y 0+420 al tener una pendiente empinada para la ubicación de la estructura de descarga, esta deberá ser tal que garantice una entrega del flujo estable a la quebrada. Teniendo en cuenta que el ángulo de inclinación máximo de la tubería para el tanque disipador tipo impacto es de 15° (26%), este se lo toma de referencia entre las abscisas 0+374 y 0+380. Con todas estas consideraciones, se tiene el siguiente trazado vertical:

Tabla 11.- Trazado vertical.

Fuente: Elaboración propia.

Abscisa	Pendiente rápida	Distancia	Cota terreno	Cota proyecto	Altura
0+000	-	0.00	2783.38	2779.37	4.01
0+065	3.31%	64.88	2778.68	2777.23	1.45
0+374	16.03%	309.23	2729.87	2727.65	2.21
0+389	24.00%	14.93	2727.89	2724.07	3.82
0+399	5.95%	10.30	2723.86	2723.46	0.40
0+420	75.33%	20.67	2707.89	2707.89	0.00

5.1.2.3 Trazado hidráulico.

La rápida de excesos sale desde la abscisa 0+000 hasta la abscisa 0+389.034. En el trayecto, se esperan dos cambios de pendiente en la abscisa 0+064.88 para mantener el trazado vertical propuesto. Con lo expuesto anteriormente en el trazado vertical, la pendiente en este sitio es menor a la mínima para que la tubería de 0.80 m se encuentre en flujo libre, por lo que la sección hidráulica entre las abscisas 0+000 y 0+064.88 será diferente en función a las condiciones solicitadas.

Tabla 12.- Sección hidráulica de máxima eficiencia para $S=0.0331$.

Fuente: Elaboración propia.

Tipo de sección	n	y (m)	b o D	b o D asumido	yn	Borde Libre	Altura Total
Circular (y/D=0.75)	0.013	0.779	1.039	1.10	0.73	-	-
Rectangular (z=0)	0.012	0.577	1.153	1.20	0.55	0.51	1.10
Semicircular (y/D=0.5)	0.012	0.631	1.263	1.30	0.62	-	-
Trapezoidal (z=0.58)	0.013	0.627	0.724	0.80	0.60	0.53	1.20

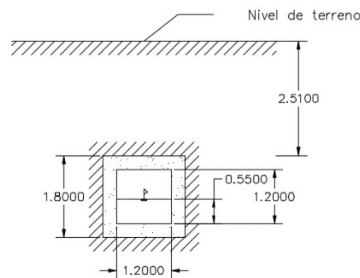


Ilustración 37.- Detalle hidráulico de la rápida de excesos, canal rectangular.

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 9 muestra un resumen para cuatro alternativas de sección hidráulica en función a la sección de máxima eficiencia hidráulica e incluyendo el concepto de borde libre para secciones prismáticas. Comparando las alternativas, la sección rectangular es la más adecuada para poder tener un tirante menor al resto. Las dimensiones adoptadas para esta pendiente son de 1.2 m por 1.2 m como se puede observar en la Ilustración 37.

Entre las abscisas 0+064.88 y 0+375.105 se tiene una pendiente de 0.1603 y de la abscisa 0+375.105 a la 0+389.034 se tiene una pendiente de 0.24. Ambas pendientes son mayores a la pendiente mínima determinada para un flujo en un conducto cerrado con una relación $y/D = 0.75$; siendo la sección eficiente en esta zona. Las características hidráulicas de la rápida para estas dos pendientes están presentes en la Ilustración 38 e Ilustración 39 respectivamente.

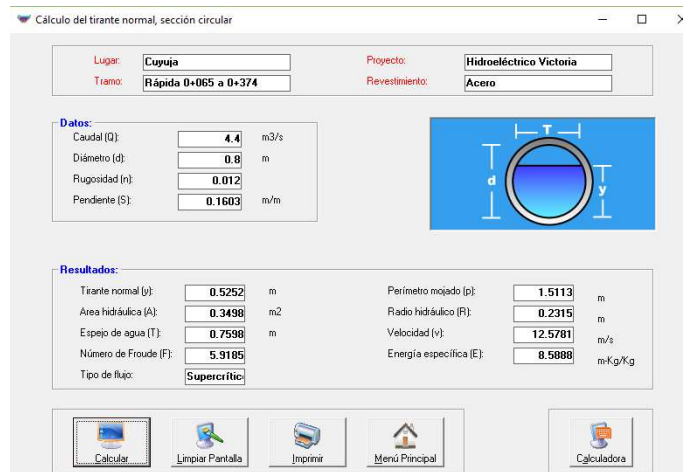


Ilustración 38.- Características hidráulicas para $S=0.1603$.

Fuente: Elaboración propia en el programa HCANALES, 2016.

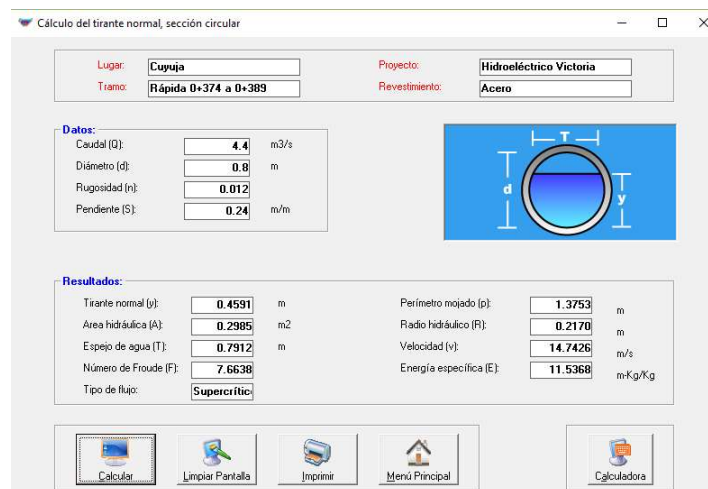


Ilustración 39.- Características hidráulicas para $S=0.24$.

Fuente: Elaboración propia en el programa HCANALES, 2016.

Disipador de energía.

El disipador de energía adoptado para la rápida de excesos es el USBR tipo impacto entre las abscisas 0+389 y 0+390, con una cota en la descarga de 2723.86 m.s.n.m. Las características del flujo a la entrada al tanque disipador se puede observar en la Ilustración 39. Nótese que para aplicar la Ilustración 25 para determinar la

relación W/D se encuentra en función al número de Froude. A mayor número de Froude mayor será la relación W/D y por consiguiente mayor será el ancho del tanque.

La monografía titulada “Hydraulic design of Stilling Basins and Energy Dissipators” de la USBR, ha presentado los resultados de ensayos de diversos modelos hidráulicos, entre ellos el del tanque USBR tipo impacto. Aquí presenta una relación en escala logarítmica entre el caudal de descarga y el ancho del tanque, como se ve en la Ilustración 40.

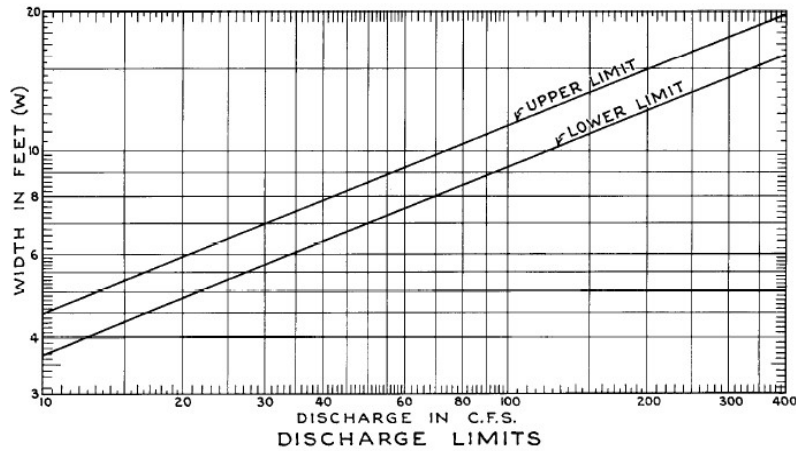


Ilustración 40.- Relación entre el ancho del tanque tipo impacto y el caudal de entrada.

Fuente: USBR, *Hydraulics design of stilling basins and energy dissipators*.

Se puede observar que nos da un límite superior y uno inferior, por lo que en ese rango a una descarga dada el ancho del tanque es eficiente. Para determinar W en función del caudal de entrada, se toma el valor medio entre los dos límites, determinando la siguiente ecuación:

$$W = 2.04775 \cdot Q^{0.4059} \quad (5-1)$$

Al aplicar la ecuación (5-1), se obtiene un valor de $W = 3.70$ m. Las dimensiones del tanque disipador están en función a su ancho como se ve en la Ilustración 24, por lo que se determinan los respectivos valores:

Tabla 13.- Dimensiones del tanque USBR tipo impacto.

Fuente: Elaboración propia.

Dimensión	Real	Dimensión	Real
H:	2.78	c:	1.85
L:	4.93	d:	0.62
a:	1.85	e:	0.31
b:	1.39	t:	0.31
ϕ Rip rap:		0.19	

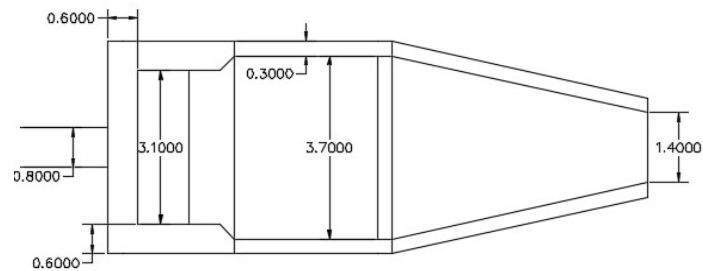


Ilustración 41.-Disipador de energía tipo impacto. Vista en planta.

Fuente: Elaboración propia.

Si bien no se necesita un control aguas debajo del tanque disipador, el USBR recomienda que esta altura no exceda en 1.35 m, como se puede observar en la Ilustración 42:

$$y_2 \leq d + \frac{b}{2} = 1.35 \text{ m}$$

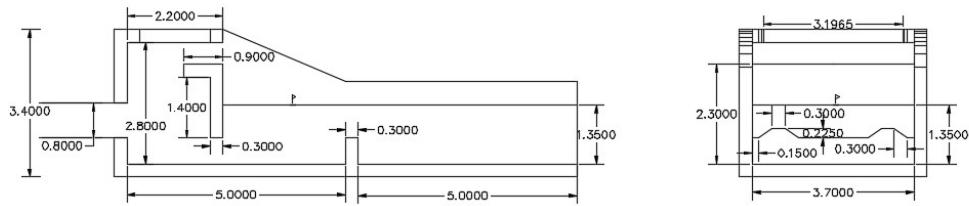


Ilustración 42.- Disipador de energía tipo impacto. Vista en elevación.

Fuente: Elaboración propia.

5.1.3 Estructura de descarga.

La entrega del caudal del tanque disipador de energía no se la puede realizar directamente en la quebrada por motivos técnicos. Para ello se ha previsto la construcción de una rápida escalonada entre el tanque disipador y la quebrada como estructura de descarga. Para esto, se determina una altura de 9 m desde el nivel del disipador en función a la topografía del terreno para establecer ahí un descanso. Con esto se tienen los siguientes datos iniciales:

Tabla 14.- Datos topográficos para la descarga.

Fuente: Elaboración propia.

Cota entrada:	2723.47 m.s.n.m.
Cota salida:	2707.89 m.s.n.m.
Abscisa entrada:	0+399
Abscisa salida:	0+420
Longitud:	20.67 m
Pendiente media:	75.36%
N descansos:	1
Cota descanso:	2714.47 m.s.n.m.
Abscisa inicio descanso	0+409
Abscisa fin descanso	0+411
Longitud:	9.90 m
Pendiente tramo:	90.91%

Para determinar la huella y contrahuella, se ha desarrollado la siguiente tabla en función a lo especificado en las ecuaciones (2-53) a la (2-57):

Tabla 15.- Determinación de huella y contrahuella en rápidas escalonadas.

Fuente: Elaboración propia.

Ancho (m)	Caudal unitario (m³/s/m)	Tirante crítico (m)	Aireación	hmax1 (m)	hmax2 (m)	Contrahuella (m)	Huella (m)
1.00	4.40	1.25	Si	1.39	1.43	0.38	0.42
1.10	4.00	1.18	Si	1.30	1.34	0.35	0.39
1.20	3.67	1.11	Si	1.23	1.27	0.33	0.37
1.30	3.38	1.05	Si	1.16	1.20	0.32	0.35
1.40	3.14	1.00	Si	1.11	1.14	0.30	0.33
1.50	2.93	0.96	Si	1.06	1.09	0.29	0.32
1.60	2.75	0.92	Si	1.01	1.05	0.28	0.31
1.70	2.59	0.88	No	0.97	1.01	0.26	0.29
1.80	2.44	0.85	No	0.94	0.97	0.25	0.28
1.90	2.32	0.82	No	0.90	0.93	0.25	0.27
2.00	2.20	0.79	No	0.87	0.90	0.24	0.26

Para un ancho de 1.40 m se tienen valores óptimos para la huella y contrahuella en comparación con los restantes. Al determinar este ancho, es necesario cambiar de sección de la salida del dissipador para que sus pérdidas sean menores, por lo que se puede optar por realizar una transición. La longitud mínima que puede tener esta transición viene dada por la ecuación y tiene un valor de 5.18 m; por lo que puede realizarse al final del dissipador con las dimensiones adoptadas sin problema alguno.

$$L = \frac{3.7 - 1.4}{2 \cdot \tan(12.5^\circ)} = 5.18 \text{ m}$$

Determinado el valor de la huella y contrahuella, se procede a ubicar el ingreso de aire y a verificar el tipo de flujo en la rápida con las ecuaciones (2-58) a la (2-70), obteniéndose el siguiente diseño hidráulico:

Tabla 16.- Diseño hidráulico de la estructura de descarga.

Fuente: Elaboración propia.

Ubicación del ingreso de aire	F*:	11.70
	Li:	12.07 m
	di:	0.39 m
Diseño hidráulico para una rápida escalonada con flujo gradualmente variado.	Tipo de flujo:	Gradualmente Variado
	Relación de alturas (Hmax/dc)	8.98
	Relación de velocidades (Uw/vmax)	0.72
	Tirante en el canal (d)	0.33
	Velocidad máxima (Vmax)	13.10 m/s
	Velocidad en el canal (Uw)	9.41 m/s
	Factor de fricción experimental (fm)	0.10912
	Factor de conversión (D)	0.440
	Concentración media de aire (C)	0.3822
	Factor experimental de Darcy (fe)	0.1008
	Pendiente de fricción (Sf)	3.0335
	Tirante al 90% de concentración de aire	0.54 m
	Altura libre	0.22 m
	Altura de paredes	0.76 m
	Altura adoptada	0.80 m

5.1.4 Simulación hidráulica del cuerpo receptor de la crecida.

La simulación hidráulica del cuerpo receptor de la crecida se la realiza en el programa Hydrologic Engineering Center's River Analysis System (HEC-RAS), desarrollado de manera de software libre por el U.S. Army Corps of Engineers. Este programa permite simular el comportamiento hidráulico, uniforme o no uniforme, de un río, el transporte de sedimentos presentes en él y, en las nuevas versiones, permite determinar la calidad del agua.

5.1.4.1 Caudal de la cuenca.

Para la simulación del cuerpo receptor, es necesario determinar el caudal medio de la quebrada y el caudal máximo de la misma. Para ello se toma de referencia a los

datos hidrológicos del río Victoria. De la hidrología se tiene el método racional para determinar el caudal en una cuenca hidrográfica por medio de la siguiente ecuación:

$$Q = C \cdot i \cdot A \quad (5-2)$$

Donde:

Q : Caudal de la cuenca, en m^3/s .

C : Coeficiente de escurrimiento.

i : Intensidad de la precipitación.

A : Área de la cuenca, en m^2 .

De esta ecuación, los valores de escurrimiento y de precipitación son específicos para cada cuenca hidrográfica. En el caso del proyecto hidroeléctrico Victoria, se tiene que la cuenca del río Victoria es una subcuenca del río Quijos, de igual manera las cuencas aledañas a la del río Victoria. Hidrológicamente, en estos casos los valores de escurrimiento y precipitación son prácticamente iguales para las cuencas aledañas al del río Victoria.

Para el proyecto hidroeléctrico Victoria, se ha determinado que para un área de 37.28 km^2 , los caudales medios y máximos son de $2.40 \text{ m}^3/s$ y de $86.94 \text{ m}^3/s$ para un tiempo de retorno de 100 años respectivamente. Aplicando la ecuación para la cuenca en análisis, y siendo su área de 0.78 km^2 , se tiene que el caudal medio y máximo son de $0.05 \text{ m}^3/s$ y de $1.82 \text{ m}^3/s$.

De estos dos caudales, al que afectaría directamente es al caudal medio de la cuenca, mientras que el caudal máximo al tener un periodo de retorno de 100 años servirá como valor intermedio entre el caudal medio y el caudal descargado total.

5.1.4.2 Topografía del cuerpo receptor de la descarga.

La topografía de la quebrada fue determinada con curvas de nivel a cada metro, con el fin de obtener una simulación lo más precisa posible. Esta topografía se caracteriza por tener zonas de grandes pendientes, además que por el eje de la quebrada se encuentran dos alcantarillas debido a la vía de acceso al proyecto.

El abscisado de la quebrada desde la descarga hasta la entrega al río Cuyuja se la realizará de manera inversa cada 20 m, esto por requerimientos propios del programa HEC-RAS que reconoce al ingreso de las secciones transversales contrario al sentido del flujo. Las secciones transversales se determinaron a 15 m desde el eje de la quebrada. Esto se realizó con el programa CivilCAD 2016, el cual permite el ingreso directo de las secciones y de la quebrada en el HEC-RAS.

5.1.4.3 Simulación hidráulica.

Para la simulación hidráulica se necesita ingresar la topografía de la quebrada, cuyas secciones fueron determinadas en el programa CivilCAD 2016. Al utilizar la opción de exportar al HEC-RAS desde el CivilCAD, se autogeneran el eje de la quebrada y las secciones transversales cada 20 m. Como se tiene dos alcantarillas, estas se encuentran localizadas entre las estaciones 880 – 920 y 40 – 80. Esto debe ser ingresado en el programa para poder analizar su comportamiento frente a la crecida ocasionada por la rápida de excesos, como se observa en la Ilustración 43.

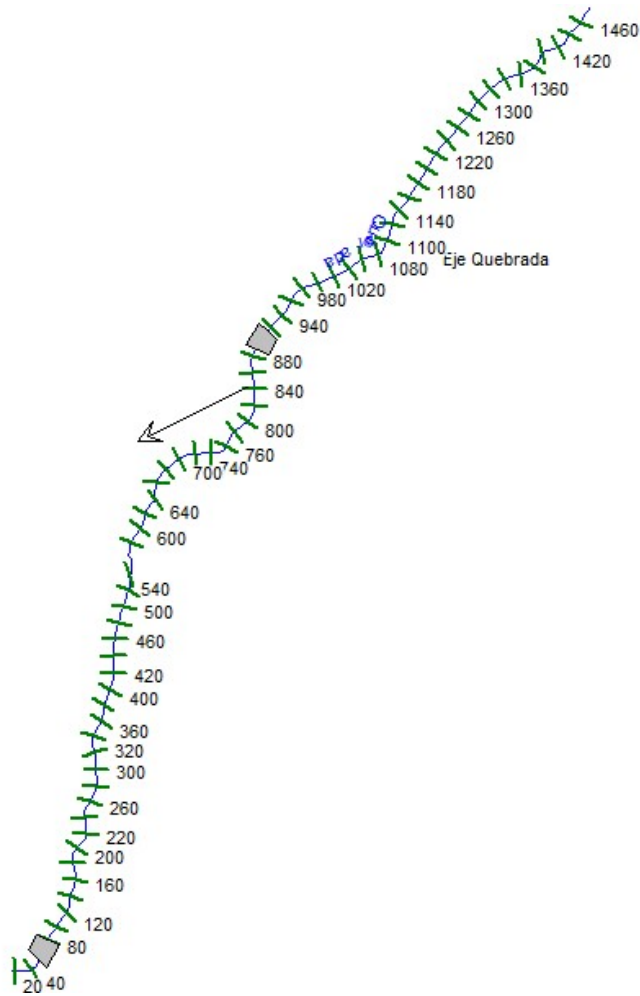


Ilustración 43.- Topografía del cuerpo receptor.

Fuente: Elaboración propia en el programa HEC-RAS, 2016.

Una vez definidas las secciones transversales y las alcantarillas, se procede a ingresar el coeficiente de Manning para la simulación. Este viene dado por la tabla 3-1 del Manual de Usuario del HEC-RAS. El canal principal se puede definir desde el CivilCAD directamente, pero en algunos casos no representan la realidad, por lo que conviene revisar cada sección y la localización del canal principal para poder cambiarlo de ser el caso. Los valores de Manning son de 0.045 para el canal principal y 0.07 para las zonas aledañas, como se puede ver en la Ilustración 45

Posterior a eso, se realiza el ingreso de los caudales de análisis. Para una condición normal, el caudal será de $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$, para la máxima crecida de la cuenca será de $1.82 \text{ m}^3/\text{s}$ y para el máximo caudal evacuado en la rápida de excesos será de $4.45 \text{ m}^3/\text{s}$, ya que el caudal de $4.4 \text{ m}^3/\text{s}$ de la rápida será añadido a las condiciones normales para determinar su afectación. No se considera un caudal mayor debido a que sería muy poco probable que la máxima crecida de la cuenca y la evacuación de excesos sean al mismo tiempo.

Edit Manning's n or k Values

River: Quebrada Edit Interpolated X/S's Channel n Values have a light green background

Reach: Eje Quebrada All Regions

Selected Area Edit Options

Add Constant ... Multiply Factor ... Set Values ... Replace ... Reduce to L Ch R ...

River Station	Frcn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1 1460	n	0.07	0.045	0.07
2 1440	n	0.07	0.045	0.07
3 1420	n	0.07	0.045	0.07
4 1400	n	0.07	0.045	0.07
5 1380	n	0.07	0.045	0.07
6 1360	n	0.07	0.045	0.07
7 1340	n	0.07	0.045	0.07
8 1320	n	0.07	0.045	0.07
9 1300	n	0.07	0.045	0.07
10 1280	n	0.07	0.045	0.07
11 1260	n	0.07	0.045	0.07
12 1240	n	0.07	0.045	0.07
13 1220	n	0.07	0.045	0.07
14 1200	n	0.07	0.045	0.07
15 1180	n	0.07	0.045	0.07
16 1160	n	0.07	0.045	0.07
17 1140	n	0.07	0.045	0.07
18 1120	n	0.07	0.045	0.07

OK Cancel Help

Ilustración 44.- Valores de coeficiente de Manning para cada estación.

Fuente: Elaboración propia en el programa HEC-RAS, 2016.

Los caudales ingresados, pueden ser considerados como flujo uniforme o no uniforme ya que el análisis del programa es diferente para cada caso. A más de los caudales descritos anteriormente, se ingresarán caudales cada $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ para revisar el aumento del tirante a medida que aumenta el caudal hasta el valor máximo de $4.45 \text{ m}^3/\text{s}$, como muestra la Ilustración 45.

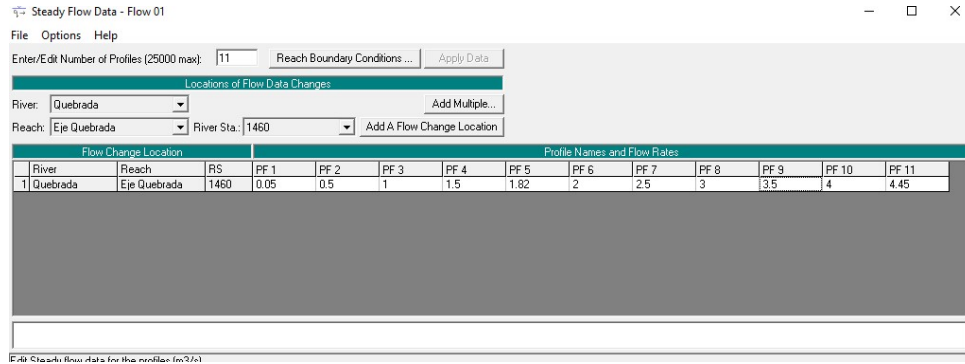


Ilustración 45.- Caudales ingresados para la simulación hidráulica.

Fuente: Elaboración propia en el programa HEC-RAS, 2016.

Con todas estas consideraciones se procede a realizar la simulación hidráulica, obteniendo los siguientes resultados:

- El comportamiento del flujo es aceptable aguas arriba de la alcantarilla 1. Para las secciones aguas debajo de la alcantarilla, existe afectación en la cuenca por la evacuación de la rápida a $4.45 \text{ m}^3/\text{s}$.

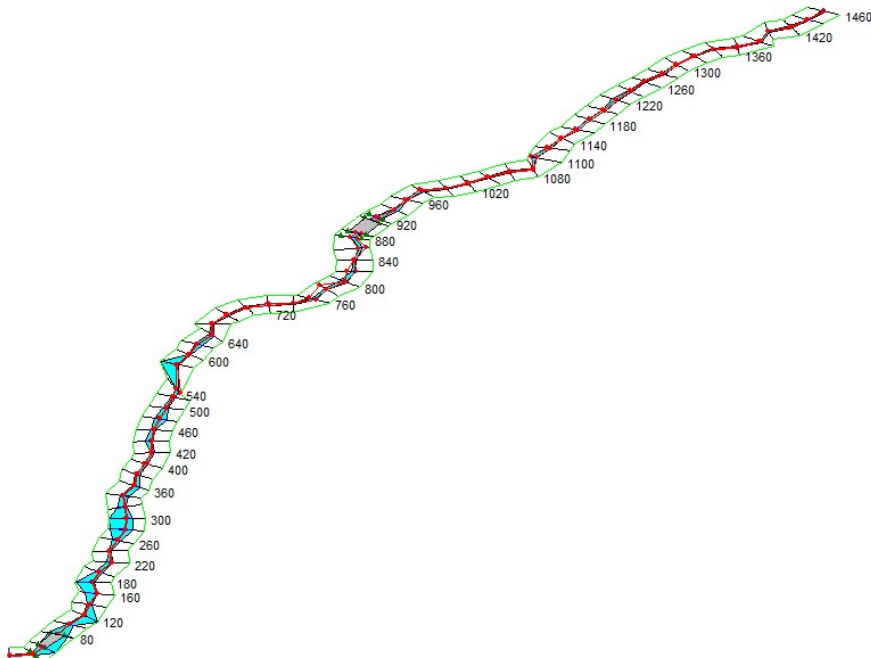
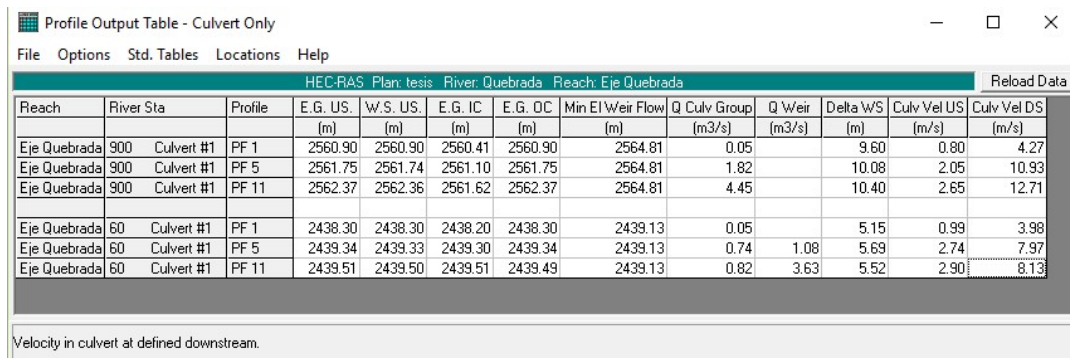


Ilustración 46.- Simulación hidráulica para $Q=4.45 \text{ m}^3/\text{s}$.

Fuente: Elaboración propia en el programa HEC-RAS, 2016.

- De la Ilustración 46, se observa que la alcantarilla 2 colapsa para el caudal máximo. En la Ilustración 47 se puede observar que para las condiciones normales de caudal, la alcantarilla funciona adecuadamente; pero para las condiciones de caudal de crecida máximo de la cuenca y de caudal máximo de excedentes de la rápida de excesos, esta no trabaja adecuadamente. Con estos datos, se verifica lo sucedido el 5 de junio de 2015 en el sitio del proyecto, asumiendo que en ese momento ocurrió el caudal máximo de crecida de la cuenca.



Reach	River Sta	Profile	HEC-RAS Plan: tesis River: Quebrada Reach: Eje Quebrada										Reload Data
			E.G. US (m)	W.S. US (m)	E.G. IC (m)	E.G. DC (m)	Min El Weir Flow (m)	Q Culv Group (m3/s)	Q Weir (m3/s)	Delta WS (m)	Culv Vel US (m/s)	Culv Vel DS (m/s)	
Eje Quebrada	900	Culvert #1	PF 1	2560.90	2560.90	2560.41	2560.90	2564.81	0.05		9.60	0.80	4.27
Eje Quebrada	900	Culvert #1	PF 5	2561.75	2561.74	2561.10	2561.75	2564.81	1.82		10.08	2.05	10.93
Eje Quebrada	900	Culvert #1	PF 11	2562.37	2562.36	2561.62	2562.37	2564.81	4.45		10.40	2.65	12.71
Eje Quebrada	60	Culvert #1	PF 1	2438.30	2438.30	2438.20	2438.30	2439.13	0.05		5.15	0.99	3.98
Eje Quebrada	60	Culvert #1	PF 5	2439.34	2439.33	2439.30	2439.34	2439.13	0.74	1.08	5.69	2.74	7.97
Eje Quebrada	60	Culvert #1	PF 11	2439.51	2439.50	2439.51	2439.49	2439.13	0.82	3.63	5.52	2.90	8.13

Velocity in culvert at defined downstream.

Ilustración 47.- Resumen del comportamiento hidráulico de las alcantarillas.

Fuente: Elaboración propia en el programa HEC-RAS, 2016.

5.2 Diseño estructural.

El diseño estructural está supeditado a la acción del peso propio de la estructura como carga muerta, las cargas permanentes (rellenos, estructuras presentes, etc.) en su uso, la carga viva perteneciente al agua bajo las condiciones de diseño adoptadas y a las cargas de tráfico. Los materiales de cada una de las estructuras de la rápida ya se escogieron previamente como parte del diseño hidráulico, siendo los siguientes:

- Hormigón estructural.- El hormigón a utilizarse para el diseño estructural corresponde al mismo utilizado en todo el proyecto, cuya resistencia a la compresión a los 28 días ($f'c$) es de 250 kg/cm².
- Acero de refuerzo.- El acero de refuerzo corresponde a varillas corrugadas con un límite de fluencia (f_y) de 4200 kg/cm².
- Tubería de acero.- Para la tubería de acero se toma de referencia a la tubería de presión en cuanto al material, siendo este un acero A516 grado 70 con un f_y de 2671 kg/cm² y un esfuerzo ultimo a tracción de 4921 kg/cm².

Las propiedades del suelo del lugar de construcción de la rápida de excesos son los detallados en la siguiente tabla:

Tabla 17.- Propiedades del suelo de la zona.

Fuente: Elaboración propia.

Propiedades	Valor
Densidad γ	1.8 t/m ³
Ángulo de fricción del suelo θ	30°
Coefficiente de empuje activo de Rankine k_a	0.33
Aceleración del sismo	0.30 g
Coefficiente de empuje debido al sismo Δk_{ae}*	0.225
Capacidad admisible del suelo q_a	20 t/m ²
Coefficiente de Balasto K	2400 t/m ³

** Este valor se toma como el 75% de la componente horizontal de la aceleración del sismo para poder realizar un análisis estático.*

Para el diseño estructural de los componentes de hormigón armado se utiliza la norma ACI-318-14 (American Concrete Institute) para las solicitaciones de carga presentes en cada una. En el caso de la tubería de acero, se utiliza la Guía para Diseño

e Instalación de tuberías de acero AWWA M-11 (American Water Works Association).

El análisis estructural se realiza de manera estática con la combinación de carga más desfavorable para la estructura. Las combinaciones de carga seleccionadas para el análisis, de acuerdo a la norma ACI-318-14, son:

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 0.9D + 1.6L + 1.0E$$

$$U = 0.9D + 1.0E$$

Para el caso de la carga de sismo y al encontrarse todas las estructuras de debajo del nivel de terreno, esta se la considera de manera inversa a la acción de las cargas externas laterales y de manera que aumenta el efecto de las mismas, como se puede apreciar en la Ilustración 48, y su valor será el desarrollado con la ecuación (5-3).

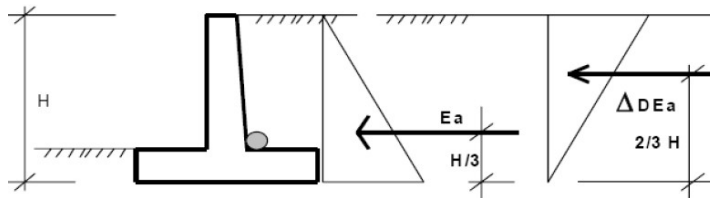


Ilustración 48.- Acción del sismo en un muro de contención.

Fuente: Guevara, M., 2008-2009. Taller #1. Muros de contención.

$$\Delta E = \Delta k_{ae} \cdot \gamma \cdot (H_T - H) \quad (5-3)$$

Donde:

H_T : Altura total del muro

H : Altura de análisis.

En las estructuras de hormigón presentes, se deberá diseñar para que cumpla con la resistencia de la sección al corte y a la flexión con la combinación de carga más desfavorable. Para las estructuras que se encuentren en contacto directo con el suelo, solo se verificará la resistencia al corte y su diseño se realizara a flexión. Para los elementos estructurales restantes se diseñará para ambas solicitaciones.

Con los datos de carga establecidos, se ingresa en el programa SAP 2000 con las dimensiones adoptadas para realizar su revisión y diseño. En cuanto al ingreso de las cargas, se ingresara en el programa las fuerzas últimas generadas y no se realizaran combinaciones extra.

5.2.1 Estructura de control.

Para el canal de hormigón debajo del desarenador se tienen la siguiente geometría:

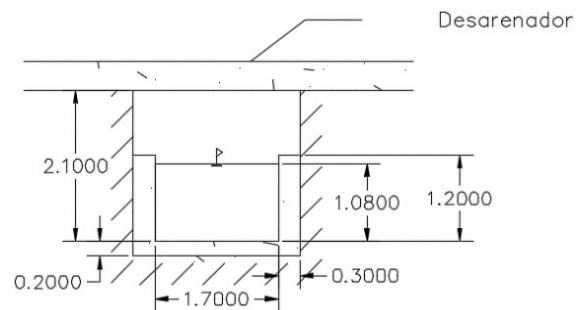


Ilustración 49.- Canal debajo del desarenador.

Las cargas actuantes sobre el canal se encuentran detallados de la siguiente manera para una longitud de canal de 1 m como lo indica la tabla:

Tabla 18.- Cargas en la estructura de control.

Fuente: Elaboración propia.

Carga	Valor
Peso Propio	2.83 t/m ²
Carga del desarenador	5.82 t/m ²
Carga del agua en el fondo	1.08 t/m ²
Empuje activo del suelo	$0.6 \cdot (H + h_{equivalente})$
Empuje activo por sismo	$0.225 \cdot (2.1 - H + h_{equivalente})$

Para incluir el valor de la carga del desarenador, se determina una altura equivalente de suelo para asimilar sus efectos como carga de suelo solamente. Esta altura equivalente tiene un valor de 3.24 m a nivel de la rasante del desarenador. Con estos datos, el empuje del suelo de acuerdo a lo presentado se distribuye de la siguiente manera:

Tabla 19.- Distribución de esfuerzos del suelo a diferentes alturas.

Fuente: Elaboración propia.

Altura (m)	Suelo (t/m ²)	Sismo (t/m ²)
0	1.938	0.8505
0.7	2.358	0.567
1.9	3.078	0.081
2.1	3.198	0

La combinación de carga que rige en esta situación es la primera, debido a que la carga del desarenador es mucho más grande en comparación a la carga ejercida por el sismo. Determinada la carga última, las fuerzas ejercidas sobre las paredes del canal son:

Tabla 20.- Esfuerzos en el suelo con la carga última.

Fuente: Elaboración propia.

Altura (m)	Esfuerzo último (t/m ²)	Fuerza horizontal última (t/m ²)
0	2.713	4.38
0.7	3.301	6.49
1.9	4.309	11.05
2.1	4.477	11.93

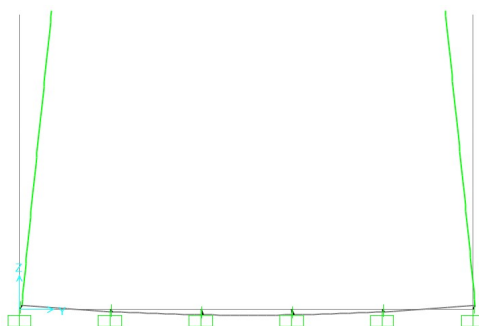


Ilustración 50.- Modelo deformado.

Fuente: Elaboración propia en el programa SAP2000.

El modelo deformado se puede observar en la Ilustración 50 una vez ingresadas las cargas respectivas. Siendo el presente análisis presentado a la EEQ, en la Tabla 21 se presenta el respectivo diseño estructural.

Tabla 21.- Resumen del diseño estructural para la estructura de control.

Fuente: Elaboración propia.

Descripción	Acero a flexión longitudinal y transversal (2 capas)	
	Longitudinal	Transversal
Paredes del canal	1Φ12@14	1Φ12@20
Losa inferior del canal	1Φ12@14	1Φ12@40

5.2.2 Rápida de excesos.

5.2.2.1 Canal rectangular.

El canal es de hormigón armado y enterrado, se sección de 1.20 m x 1.20 m y un espesor de 30 cm en paredes y 35 cm en la losa superior e inferior, como se puede

ver en la Ilustración 51. Las cargas aplicadas sobre la losa superior del canal y la resistencia del suelo a las mismas están resumidas en la Tabla 22, mientras que la tabla resume las presiones en las paredes del canal por el suelo y el efecto del sismo en él.

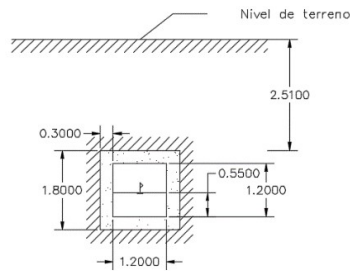


Ilustración 51.- Rápida de excesos, canal rectangular.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22.- Cargas para la rápida, canal rectangular.

Fuente: Elaboración propia.

Carga	Valor
Peso Propio	2.64 t/m ²
Carga Relleno	4.52 t/m ²
Carga del agua en el fondo	0.55 t/m ²
Carga puntual*	8.89 t/m ²
Cargas totales	16.6 t/m ² < q _a ∴ OK
Empuje activo del suelo	0.6 · (H + h _{equivalente})
Empuje activo por sismo	0.225 · (4.41 – H + h _{equivalente})

* Esta carga representa a un camión HS-20 de 16 ton distribuidas en toda el área del canal.

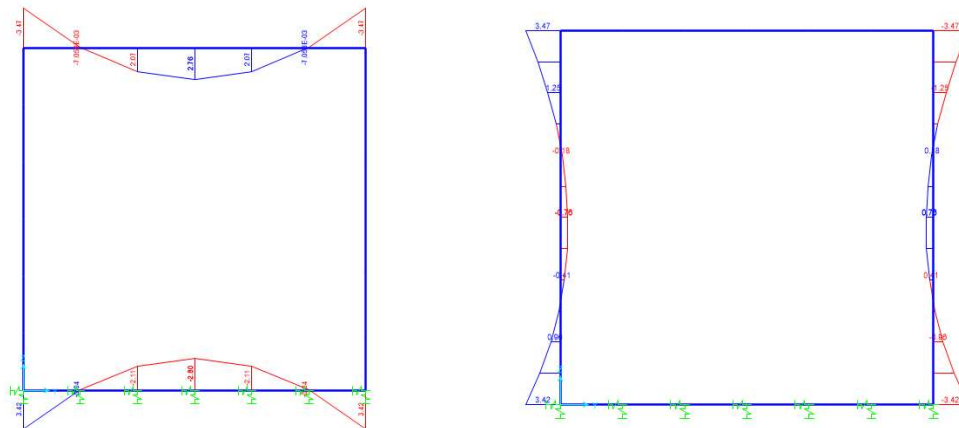


Ilustración 52.- Diagrama de momentos de la rápida, canal rectangular.

Fuente: Elaboración propia en el programa SAP2000.

La distribución de momentos del canal es el que muestra la Ilustración 52. El momento máximo se da en los nudos con $3.47 \text{ t}\cdot\text{m}$ y en el centro de las paredes con un valor de $0.73 \text{ t}\cdot\text{m}$, para lo cual los dan valores de acero de refuerzo menores al mínimo, por lo que se diseña para refuerzo mínimo en dos capas debido a la alternancia de momentos. Siendo el presente análisis presentado a la EEQ, en la Tabla 23 se presenta el respectivo diseño estructural.

Tabla 23.- Resumen del diseño estructural para el canal de la rápida de excesos.

Fuente: Elaboración propia.

Descripción	Acero a flexión longitudinal y transversal (2 capas)	
	Longitudinal	Transversal
Paredes del canal	1Φ12@12	1Φ12@16
Losa superior e inferior del canal	1Φ12@12	1Φ12@20

5.2.2.2 Tubería de acero.

Para la tubería de acero se consideran tres condiciones desfavorables de acuerdo a la guía de diseño AWWA M-11, las cuales desarrolladas en orden son (2004):

- Las presiones internas como conducción a presión.- Aquí se evalúan los espesores mínimos y por presión interna de la tubería.
- La deformación de la tubería bajo sollicitaciones externas de carga por relleno y tráfico.- Aquí se evalúan las cargas actuantes sobre la tubería y la deformación que ocurre.
- La carga máxima de falla por pandeo de la tubería.- Aquí se evalúa la carga máxima de falla por pandeo y se compara con las cargas actuantes.

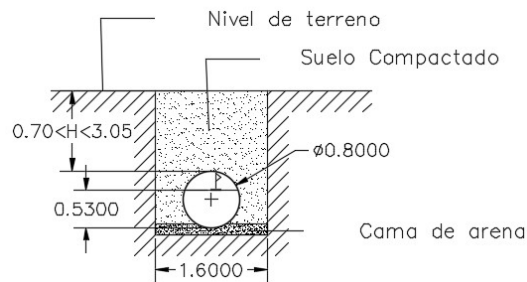


Ilustración 53.- Rápida de excesos, canal circular.

Fuente: Elaboración propia.

5.2.2.2.1 Espesor mínimo.

El espesor mínimo se encuentra en función al diámetro de la tubería de la siguiente manera (AWWA, S., 2004, pág. 50):

$$t = \frac{D}{288} \quad \text{para } D < 1\,350 \text{ mm.} \quad (5-4)$$

$$t = \frac{D + 508}{400} \quad \text{para } D > 1\,350 \text{ mm.} \quad (5-5)$$

La guía menciona que el uso de la ecuación (5-4) para diámetros menores da como resultado un espesor menor que utilizando la ecuación (5-5) (AWWA, S., 2004, pág. 50). En este caso, se toma el valor mayor entre las dos ecuaciones, cuyo espesor mínimo es de 3.27 mm.

$$t = \frac{800 + 508}{400} = 3.27 \text{ mm.}$$

5.2.2.2.2 *Espesor por presión interna de trabajo.*

El espesor se encuentra en función a la presión interna de trabajo y al esfuerzo de diseño del acero, de acuerdo a la siguiente ecuación (AWWA, S., 2004, pág. 46):

$$t = \frac{P \cdot f_s \cdot D}{2 \cdot \sigma_s} \quad (5-6)$$

Donde:

P : Presión interna de trabajo (kPa).

D : Diámetro de la tubería (mm).

f_s : Factor de seguridad (3).

σ_s : Esfuerzo admisible de diseño.

Para la presión interna de trabajo, se considera que la tubería funciona completamente a presión desde el inicio de la rápida, por lo que la presión interna crítica de trabajo viene dada por la carga estática del agua entre la estructura de control y la descarga al dissipador de energía. Con esa consideración, se determina que la carga estática es el desnivel de las cotas de entrada y salida de la rápida más el diámetro, dando como resultado una carga estática de 56.1 m de columna de agua.

Para el esfuerzo admisible de diseño, la guía recomienda el uso del 50% del esfuerzo de fluencia del acero. Con estos datos, el espesor de la tubería por presión interna es de 5.04 mm, por lo que se asume un espesor de 8 mm considerando 3 mm de corrosión.

$$t = \frac{56.1 \cdot 1000 \cdot 0.1 \cdot 3 \cdot 800}{2 \cdot 0.5 \cdot 2671} = 5.04 \text{ mm.}$$

5.2.2.2.3 Cargas externas.

Las cargas externas actuantes en la tubería enterrada son del relleno y las de tránsito. Para las cargas de relleno, la guía AWWA M-11 propone la ecuación de Martson para determinar la carga de relleno actuante sobre la tubería, de la siguiente manera (2004, págs. 59-60):

$$W_c = C_d \cdot \gamma \cdot B^2 \cdot \left(\frac{D}{B}\right) \quad (5-7)$$

Donde:

- C_d : Coeficiente de carga.
- γ : Peso unitario del suelo del relleno.
- B : Ancho de la zanja.
- D : Diámetro de la tubería.

El coeficiente de carga está en función de la altura de relleno y de la colaboración de la fricción entre el suelo de relleno y el suelo natural, de manera que la ecuación para determinar este coeficiente esta de la siguiente manera (Pérez & Pérez, 2003, pág. 16):

$$C_d = \frac{1 - e^{-\frac{2 \cdot k \cdot \mu \cdot H}{B}}}{2 \cdot k \cdot \mu} \quad (5-8)$$

Donde:

- k : Coeficiente de empuje activo de Rankine.
- μ : Angulo de fricción del suelo.
- H : Altura de relleno sobre la tubería.

El resumen de las propiedades del suelo y los resultados para C_d y W_c están descritos en la tabla:

Tabla 24.- Determinación de la carga externa por efecto del relleno.

Fuente: Elaboración propia.

Parámetro	Valor
γ :	1.8 t/m ³
θ :	30°
k :	0.33
μ :	0.58
Hmax :	3.05 m
Cd :	1.55
Wc :	6 388.74 kg/m

Para las cargas de tráfico, la guía propone unas tablas en función al tipo de tráfico que se encuentre, como se puede observar en la ilustración. Asumiendo que un camión tipo HS-20 y una altura mínima de relleno de 0.70 m, se tiene que la carga es de 3 906 kg/m². La carga total por unidad de longitud debido a las cargas externas es de 12763.33 kg/m.

Highway HS-20 Loading ^a				Railroad E-80 Loading ^a			
Height of Cover		Load		Height of Cover		Load	
ft	(m)	psf	(kg/m ²)	ft	(m)	psf	(kg/m ²)
1	(0.30)	1,800	(8,788)	2	(0.61)	3,800	(18,553)
2	(0.61)	800	(3,906)	5	(1.52)	2,400	(11,718)
3	(0.91)	600	(2,929)	8	(2.44)	1,600	(7,812)
4	(1.22)	400	(1,953)	10	(3.05)	1,100	(5,371)
5	(1.52)	250	(1,221)	12	(3.66)	800	(3,906)
6	(1.83)	200	(976)	15	(4.57)	600	(2,929)
7	(2.13)	176	(859)	20	(6.10)	300	(1,465)
8	(2.44)	100	(488)	30	(9.14)	100	(488)

Ilustración 54.- Valores de las cargas por tráfico para diferentes alturas de relleno.

Fuente: AWWA S. M-11 (2004).

5.2.2.2.4 Chequeo de deformación.

Para determinar la deformación vertical de una tubería de acero, se utiliza la fórmula de Iowa, la cual es expresada de la siguiente manera (AWWA, S., 2004, pág. 60):

$$\Delta x = \frac{K \cdot Dl \cdot W_t \cdot D_m^3}{8 \cdot E \cdot I + 0.061 \cdot E' \cdot D_m^3} \quad (5-9)$$

Donde:

- K : Coeficiente de apoyo.
- Dl : Coeficiente de deflexión en el tiempo.
- W_t : Cargas totales por unidad de longitud.
- E : Módulo de elasticidad del material ($2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$).
- I : Inercia de la sección.
- E' : Módulo resistente del suelo.
- D_m : Diámetro medio de la sección.

Para el coeficiente de apoyo, la guía AWWA M-11 la asume constante e igual a 0.1. Para el coeficiente de deflexión en el tiempo la guía menciona que varía entre 1.0 y 1.5 y está en función del tiempo y en las condiciones de flujo que se encuentre. Para tubería a presión, el valor se toma como 1.0 debido a que la deformación en el tiempo es soportada por la presión interna hidrostática de la tubería (2004, pág. 60). La condición crítica para la tubería de la rápida de excesos se encuentra a flujo libre, por lo que este coeficiente se toma como 1.5 para los cálculos.

Para el modulo resistente del suelo, la guía AWWA M-11 brinda una tabla en la que compara la compactación relativa de acuerdo a la norma AASTHO, la altura de relleno y el tipo de suelo de apoyo, como lo indica la Ilustración 55. Para este caso, la compactación relativa será del 95% para un suelo fino con presencia de menos del 25% de arena y una profundidad máxima de 3.05 m. Con estas consideraciones, el valor del módulo resistente del suelo es de 9 655 kPa (96.55 kg/cm²).

Type of Soil [†]	Standard AASHTO relative compaction [‡]									
	Depth of Cover		85%		90%		95%		100%	
	ft	(m)	psi	(kPa)	psi	(kPa)	psi	(kPa)	psi	(kPa)
Fine-grained soils with less than 25% sand content (CL, ML, CL-ML)	2-5	(0.6-1.5)	500	(3,450)	700	(4,830)	1,000	(6,895)	1,500	(10,340)
	5-10	(1.5-3.1)	600	(4,140)	1,000	(6,895)	1,400	(9,655)	2,000	(13,790)
	10-15	(3.1-4.6)	700	(4,830)	1,200	(8,275)	1,600	(11,030)	2,300	(15,860)
	15-20	(4.6-6.1)	800	(5,520)	1,300	(8,965)	1,800	(12,410)	2,600	(17,930)
Coarse-grained soils with fines (SM, SC)	2-5	(0.6-1.5)	600	(4,140)	1,000	(6,895)	1,200	(8,275)	1,900	(13,100)
	5-10	(1.5-3.1)	900	(6,205)	1,400	(9,655)	1,800	(12,410)	2,700	(18,615)
	10-15	(3.1-4.6)	1,000	(6,895)	1,500	(10,340)	2,100	(14,480)	3,200	(22,065)
	15-20	(4.6-6.1)	1,100	(7,585)	1,600	(11,030)	2,400	(16,545)	3,700	(25,510)
Coarse-grained soils with little or no fines (SP, SM, GP, GW)	2-5	(0.6-1.5)	700	(4,830)	1,000	(6,895)	1,600	(11,030)	2,500	(17,235)
	5-10	(1.5-3.1)	1,000	(6,895)	1,500	(10,340)	2,200	(15,170)	3,300	(22,750)
	10-15	(3.1-4.6)	1,050	(7,240)	1,600	(11,030)	2,400	(16,545)	3,600	(24,820)
	15-20	(4.6-6.1)	1,100	(7,585)	1,700	(11,720)	2,500	(17,235)	3,800	(26,200)

Ilustración 55.- Valores de E' para distintos grados de compactación del suelo y alturas de relleno.

Fuente: AWWA M-11 (2004).

Reemplazando los datos obtenidos en la ecuación (5-9), se obtiene una deformación de la tubería de 26.32 mm. Teniendo en cuenta que la deformación máxima del 5% del diámetro de la tubería (40 mm), la deformación de encuentra dentro del límite de diseño.

$$\Delta x = \frac{0.1 \cdot 1.5 \cdot 12763.33 \cdot 80.8^3}{8 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot \frac{0.8^3}{12} + 0.061 \cdot 96.55 \cdot 80.8^3} \cdot 0.1 = 26.32 \text{ mm.}$$

5.2.2.2.5 Chequeo de pandeo.

El esfuerzo crítico para el pandeo en tuberías de acero de acuerdo a la guía AWWA M-11 viene dada por la siguiente ecuación (2004, pág. 63):

$$q_{\text{critico}} = \left(32 \cdot R_w \cdot B' \cdot E' \cdot \frac{E \cdot I}{D^3} \right)^{1/2} \quad (5-10)$$

Donde:

R_w : Factor de flotación por presencia de agua sobre la tubería.

$$R_w = 1 - 0.33 \frac{h_w}{H} \quad 0 \leq h_w \leq H$$

B' : Coeficiente empírico de soporte elástico (Adimensional).

$$B' = \frac{1}{1 + 4 \cdot e^{-0.213 \cdot H}}$$

Para determinar el esfuerzo admisible, la guía recomienda un factor de seguridad mayor o igual a 2. La condición más desfavorable en este caso resulta cuando la altura de agua sobre la tubería alcanza la altura de relleno, por lo que se tiene lo siguiente:

$$q_{critico} = \sqrt{32 * (1 - 0.33) \cdot 0.361 \cdot 96.55 \cdot \frac{2.1 \cdot 10^6 \cdot 0.8^3 / 12}{80.8^3}}$$

$$= 10.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_a = \frac{1}{2} \cdot 10.14 = 5.07 \text{ kg/cm}^2$$

5.2.2.2.6 Chequeo de cargas.

El chequeo de cargas se la realiza mediante la siguiente expresión:

$$q_a \geq \gamma_w \cdot h_w + R_w \cdot \frac{W_t}{D} + P_v \quad (5-11)$$

Donde:

- γ_w : Peso específico del agua.
- h_w : Altura de agua sobre la tubería.
- P_v : Presión de vacío interna.

Al reemplazar los valores correspondientes obtenidos en las expresiones anteriores considerándose que la condición crítica para este caso es cuando no existe flotación del suelo sobre la tubería, se obtiene que el esfuerzo admisible por pandeo es mayor al esfuerzo actuante en la tubería, por lo que el espesor no sufre cambio alguno.

$$q_a \geq \frac{1000 \cdot 3.05}{10000} + 1.0 \cdot \frac{127.6333}{80.8} + 0$$

$$5.07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 1.86 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \therefore O.K.$$

5.2.3 Disipador de energía.

El disipador de energía posee las dimensiones detalladas en la Ilustración 41 e Ilustración 42. Las consideraciones de carga están detalladas en la Tabla 25, asumiendo que solo existe una sobrecarga de 0.2 t/m^2 y que la altura de análisis es de 3.40 m. Para la viga de impacto se prevé una fuerza lateral sobre el mismo, la cual se determina de acuerdo a la ecuación (2-49).

Tabla 25.- Resumen de cargas del disipador de energía.

Fuente: Elaboración propia.

Carga	Valor
Peso Propio	2.19 t/m^2
Carga de agua	1.315 t/m^2
Carga del agua en el fondo	1.08 t/m^2
Fuerza en la viga de impacto	3.3 t
Empuje activo del suelo	$0.6 \cdot (H + h_{equivalente})$
Empuje activo por sismo	$0.225 \cdot (3.4 - H + h_{equivalente})$

En este caso, la carga por sismo si afecta a la distribución de presiones del suelo, por lo que las cargas sobre los muros son las expresadas en la Tabla 26. Debido a que existe un cambio de sección entre el desarenador y la descarga, se prevé una transición en la longitud final del disipador de 5 m de longitud para controlar que las perdidas sean mínimas entre estas dos secciones. Para fines prácticos, se modela el disipador sin la transición, como se puede observar en la estructura deformada presente en la Ilustración 56.

Tabla 26.- Cargas en las paredes del disipador de energía.

Fuente: Elaboración propia.

H	Suelo (t/m2)	Sismo (t/m2)	σ último	Fh última (t)
0.00 m	1.51	1.38	2.73	3.43
0.15 m	1.60	1.32	2.75	3.66
0.30 m	1.69	1.26	2.77	3.90
3.10 m	3.37	0.12	4.71	13.22
3.25 m	3.46	0.06	4.84	13.93
3.40 m	3.55	0.00	4.96	14.67

Para el diseño, se ingresa el valor correspondiente a la carga en todas las paredes, de manera que tanto en el cambio de nivel de paredes se asuma una sobrecarga mucho mayor proveniente a deslaves en los alrededores del tanque.

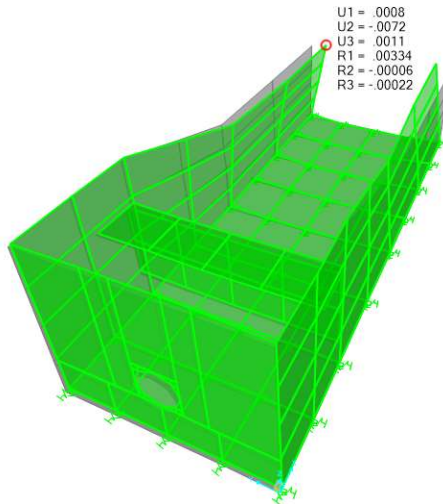


Ilustración 56.- Tanque disipador deformado debido a las cargas últimas aplicadas.

Fuente: Elaboración propia en el programa SAP2000.

Los momentos máximos de las paredes se expresan en la Ilustración 57. Al no existir una gran variación entre ellos, se diseña para su máximo valor. Los momentos máximos de la losa y pared de entrada del disipador se encuentran expresados en la Ilustración 58. En este caso se puede observar que existen momentos tanto positivos como negativos en la pared de entrada, por lo que se diseña con el momento máximo

para los dos casos. En caso del corte, se verifica el corte máximo presente en la estructura como lo indica la Ilustración 59

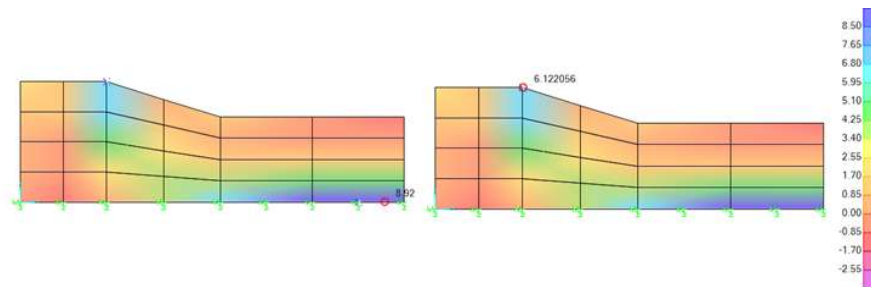


Ilustración 57.- Momentos máximos sobre las paredes.

Fuente: Elaboración propia en el programa SAP2000.

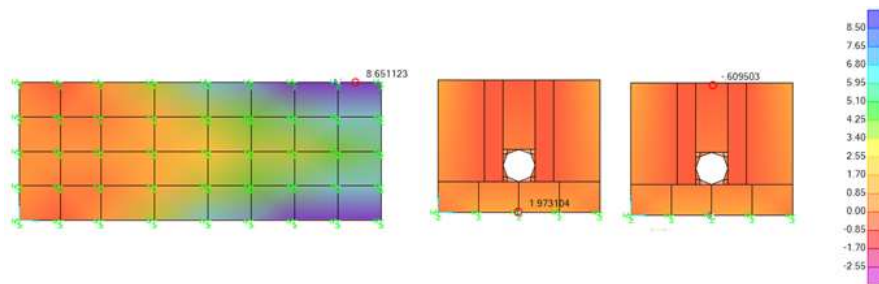


Ilustración 58.- Momentos en la losa y en la pared de entrada del dissipador de energía.

Fuente: Elaboración propia en el programa SAP2000.

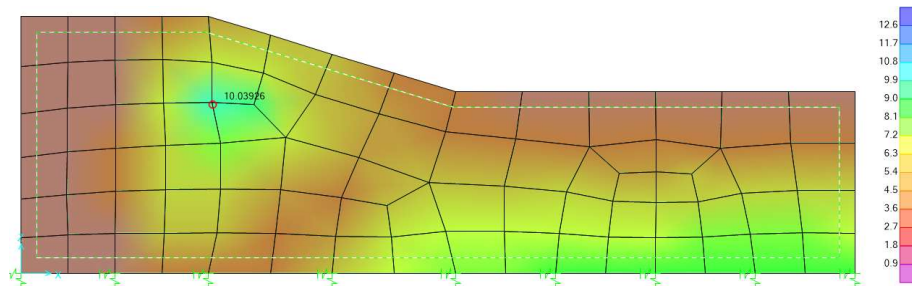


Ilustración 59.- Corte máximo en las paredes del tanque.

Fuente: Elaboración propia en el programa SAP2000.

Siendo el presente análisis presentado a la EEQ, en la Tabla 27 se presenta el respectivo diseño estructural.

Tabla 27.- Resumen del diseño estructural para el dissipador de energía.

Fuente: Elaboración propia.

Descripción	Acero a flexión longitudinal y transversal (2 capas)	
	Longitudinal	Transversal
Paredes del dissipador	1Φ14@20	1Φ14@20
Paredes de la transición	1Φ12@20	1Φ12@25
Pared a la entrada	1Φ14@20	1Φ12@25
Losa del desarenador	1Φ12@20	1Φ12@20
Viga de impacto	1Φ12@20	1Φ12@20

5.2.4 Estructura de descarga.

La estructura de descarga es una rápida escalonada. En este caso, se diseña a flexión en ambos sentidos debido a las acciones presentes en la estructura. Las cargas actuantes sobre la estructura están dadas en la tabla. Con estos valores se modela longitudinal y transversalmente para su diseño, cuyos resultados se encuentran en la Tabla 28.

Tabla 28.- Cargas para la estructura de descarga.

Fuente: Elaboración propia.

Carga	Valor
Peso Propio	1.60 t/m ²
Carga del agua en el fondo	0.58 t/m ²
Cargas totales	2.18 t/m ² < q_a ∴ OK
Empuje activo del suelo	$0.6 \cdot (H + h_{equivalente})$
Empuje activo por sismo	$0.225 \cdot (1.32 - H + h_{equivalente})$

La Ilustración 60 muestra los momentos y los cortes longitudinales de la descarga en el punto crítico donde se encontraron los mayores efectos, mientras que la

Ilustración 61 muestra los momentos transversales de la sección. Para el diseño se toman en cuenta consideraciones antes descritas.

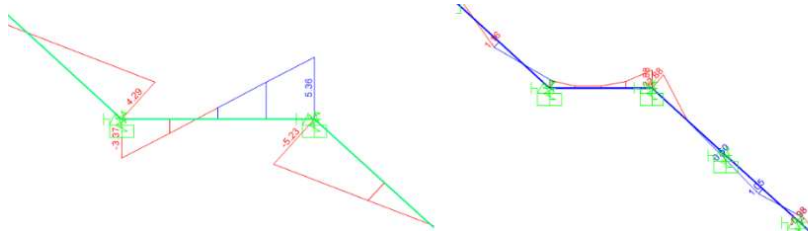


Ilustración 60.- Diagrama de cortes y momentos en el descanso de la estructura de descarga.

Fuente: Elaboración propia en el programa SAP2000.

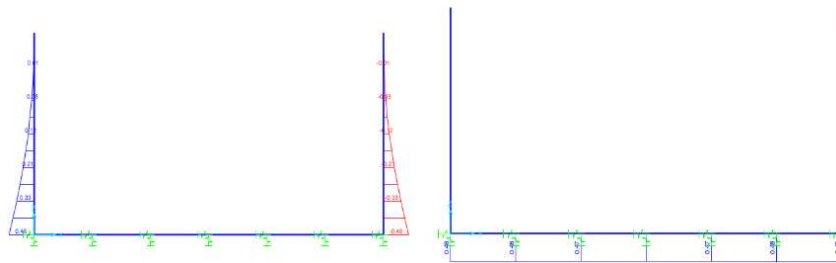


Ilustración 61.- Diagrama de momentos de la sección de la estructura de descarga.

Fuente: Elaboración propia en el programa SAP2000.

El diseño de la descarga se encuentra detallado en la Tabla 29, tomándose en cuenta la flexión tanto longitudinal como transversal de la losa de la descarga; mientras que para las paredes del canal se asumió que el terreno se encuentra ubicado al borde de los mismos. Al ser un terreno muy pronunciado y con algunas inestabilidades, se opta por mantener esta consideración en las paredes por seguridad. Siendo el presente análisis presentado a la EEQ, en la Tabla 29 se presenta el respectivo diseño estructural.

Tabla 29.- Resumen del diseño estructural para la estructura de descarga.

Fuente: Elaboración propia.

Descripción	Acero a flexión longitudinal y transversal (2 capas)	
	Longitudinal	Transversal
Paredes de la estructura	1Φ12@20	1Φ12@34
Losa	1Φ12@20	1Φ12@20

5.3 Planos de construcción.

Los planos de construcción se encuentran en el Anexo 1, cuyo detalle es el presente en la Tabla 30.

Tabla 30.- Detalle de planos de diseño.

Fuente: Elaboración propia.

Descripción	
Lámina 1	Alineamiento horizontal y vertical del diseño definitivo de la rápida de excesos
Lámina 2	Detalle hidráulico de los componentes de la rápida de excesos: Estructura de control y rápida de excesos.
Lámina 3	Detalle hidráulico de los componentes de la rápida de excesos: Tanque disipador de energía y estructura de descarga.
Lámina 4	Detalle estructural de hormigón armado de los componentes de la rápida de excesos.

5.4 Presupuesto.

El presupuesto para la construcción de la rápida de excesos del desarenador se encuentra detallado en la tabla. El detalle de materiales y el análisis de precios unitarios se encuentran localizados en los Anexos 2 y 3 respectivamente.

Tabla 31.- Presupuesto de la rápida de excesos.

Fuente: Elaboración propia.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
1	Nivelación	Ha	0.01	125.25	1.25
2	Desbroce y limpieza de terreno	Ha.	0.01	3,475.68	34.76
3	Excavación a cielo abierto a mano (0 a 2 m)	m ³	317.94	12.37	3,932.92
4	Excavación de suelo sin clasificar a máquina.	m ³	1,695.66	5.36	9,088.74
5	Excavación en roca	m ³	105.98	27.94	2,961.08
6	Relleno compactado con cambio de suelo	m ³	617.13	23.77	14,669.18
7	Hormigón f'c=250 kg/cm ² en sitio, incluye colocación y encofrado	m ³	198.66	271.73	53,981.88
8	Acero de refuerzo Fy=4200 kg/cm ²	Ton	15.20	2,261.71	34,377.99
9	Tubería de acero D=800 mm, e=8 mm	Ton	26.04	5,094.97	132,673.02
TOTAL:					251,720.82

5.5 Asunto de interés.

La presente disertación es el diseño hidráulico y estructural presentado a la Empresa Eléctrica Quito como solución al problema suscitado el 5 de junio de 2015. Al no tener observaciones hasta la fecha de terminación de convenio, se lo considera como definitivo; y cualquier modificación que se la realice será bajo la responsabilidad de la Empresa Eléctrica Quito.

Capítulo 6.- Conclusiones y Recomendaciones.

6.1 Conclusiones.

En el diseño de este proyecto se ha encontrado que para un diseño hidráulico, la determinación del caudal de diseño, el coeficiente de Manning y la pendiente del canal ejercen una gran importancia en el diseño de un canal, esto debido a que un cambio en alguna de estas variables ocasiona un comportamiento del flujo diferente al previsto.

Establecer con exactitud el coeficiente de Manning resulta complejo debido a que es un valor experimental, por lo que la elección de este coeficiente en base a la teoría usada incide en la selección apropiada del material, sección geométrica y proceso constructivo del canal para garantizar este valor y el comportamiento hidráulico esperado.

Al diseñar la rápida de excesos bajo la condición de conducto cerrado, se brinda una protección a la rápida frente a los posibles deslizamientos de tierra en las inmediaciones del lugar de implantación de la rápida, asegurando su correcto funcionamiento sin considerar los efectos que causan estos deslizamientos en canales abiertos.

Las rápidas escalonadas poseen una gran eficiencia en la disipación de energía, por lo que pueden ser usadas directamente para descargar caudales excedentes en las obras hidráulicas o a su vez como un complemento de los disipadores de energía principales en función a la topografía del lugar y desde un punto de vista constructivo, como es el caso del presente diseño.

De la simulación hidráulica en el programa HEC-RAS se obtuvo un resultado desfavorable en la segunda alcantarilla, tanto para la máxima crecida esperada en la quebrada como en la descarga de la rápida de excesos. Si bien la descarga no estuvo contemplada en el diseño original de la alcantarilla, esta debería tener un comportamiento adecuado frente a la máxima crecida esperada en la quebrada, por lo que su diseño actual se considera deficiente.

6.2 Recomendaciones.

Para la construcción del canal debajo del desarenador, se recomienda que se instale un sistema de refuerzo debajo de la losa del desarenador para que su funcionamiento no se vea afectado por la presencia del canal.

La construcción del canal rectangular de la rápida de excesos en sitio puede resultar difícil debido a la altura del canal, por lo que se sugiere el uso de una alcantarilla tipo cajón prefabricada bajo las consideraciones de diseño tanto hidráulico como estructural.

Al ser la tubería de acero, la corrosión del material es un problema que puede generar disminución de su espesor, por lo que se aconseja realizar un sistema de protección catódica para la tubería de la rápida de excesos con el fin de disminuir estos efectos.

A pesar que la descarga por la rápida escalonada se la puede realizar directamente sobre la quebrada, podrían existir problemas de erosión al pie de la rápida, por lo que se recomienda instalar un enrocado hasta la llegada del caudal a la quebrada.

La modelación del cuerpo receptor de la descarga debe representar lo más posible a la realidad, por lo que a pesar que el ingreso de los datos en el programa HEC-RAS se lo realizó de manera automática en el presente estudio, se sugiere la revisión posterior de cada una de las secciones para poder descartar aquellas que alteren esta condición.

Para que la descarga sobre el cuerpo receptor sea eficiente y no cause los efectos revisados en el programa HEC-RAS, se propone la construcción de una nueva alcantarilla en el lugar de mayor afectación bajo las consideraciones antes descritas, de manera que la descarga no afecte al ingreso al proyecto como a la población aledaña al lugar.

Referencias Bibliográficas

- Autoridad Nacional del Agua. (2010). *Manual: Criterios de Diseños de Obras Hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico*. Lima. Obtenido de <http://www.ana.gob.pe/media/389716/manual-dise%C3%B1os-1.pdf>
- AWWA, S. (2004). *Steel Pipe: A Guide for Design And Installation (M-11)*. Denver, US: American Water Works Association. Obtenido de <http://puceftp.puce.edu.ec:2057/lib/puce/reader.action?docID=10522383>
- Chanson, H. (2004). *Hydraulics of Open Channels Flow* (Segunda ed.). Jordan Hill: GB: Butterworth-Heinemann. Obtenido de <http://puceftp.puce.edu.ec:2057/lib/puce/reader.action?docID=10169733>
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.
- Computers and Structures, Inc. [CSI]. (s.f.). Structural Analysis Program [SAP2000]. (Versión 16.0). [Software]. Disponible en CD.
- EEQ S.A. (2015). *Empresa Eléctrica Quito*. Obtenido de Empresa Eléctrica Quito: <http://www.eeq.com.ec:8080/nosotros/planificacion>
- EEQ S.A. (2015). *Resumen Ejecutivo*. Quito.
- EEQ S.A. (s.f.). Plan Estratégico 2014 - 2023. Quito, Ecuador.

- French, R. H. (1988). *Hidráulica de canales abiertos*. México, D.F., México: McGraw-Hill Interamericana. Obtenido de <http://puceftp.puce.edu.ec:2057/lib/pucesp/reader.action?docID=10522723>
- González, C., & Chanson, H. (2007). Diseño hidráulico de vertederos escalonados con pendientes moderadas: Metodología basada en un estudio experimental. *Ingeniería Hidráulica en México, XXII*, pp. 5-20.
- Google Earth. (s.f.). [Mapa de Cuyuja y sus alrededores]. (Versión 7.1.7.2606). [Software]. Obtenido de <https://www.google.com/intl/es/earth/>
- Guevara, M. (2008-2009). Taller #1. Muros de contención. Guayaquil, Ecuador: Universidad de Guayaquil. Recuperado el 06 de diciembre de 2016, de https://www.academia.edu/15993164/Calculo_estructural_muros_cimentaciones_columnas_vigas
- Hidrovictoria S.A. & Ingeconsult. (2013). *Rediseño de obras del proyecto hidroeléctrico Victoria*. Quito.
- Jiménez, J. M., Ortiz, A., Castillo, E., Romero, R., & Godos, R. (s.f.). Manual de Apuntes de la Experiencia Educativa de Tuberías y Canales. México: Creative Commons.
- K., L. J. (s.f.). *Academia*. Recuperado el 04 de 09 de 2016, de Academia: https://www.academia.edu/9928500/Disipadores_de_Energ%C3%ADa
- Mery, H. (2013). *Hidráulica aplicada al diseño de obras*. Santiago de Chile, Chile: RIL editores. Obtenido de <http://puceftp.puce.edu.ec:2057/lib/pucesp/reader.action?docID=10832234>

- Ministerio Coordinador de Sectores Estratégicos. (2010). Avanzamos con el cambio de Matriz Energética. *Sectores Estratégicos*, 3,4.
- Navas, C. (2015). PUCE. Clases de Centrales Hidroeléctricas. *Obras de captación*. Quito, Ecuador.
- Novak, R., Moffat, A., & Nalluri, C. (2005). *Estructuras Hidráulicas* (Segunda ed.). Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana. Obtenido de <http://puceftp.puce.edu.ec:2057/lib/pucesp/reader.action?docID=10444677>
- Ortiz, R. (2011). *Pequeñas Centrales Hidroeléctricas*. Bogotá, Colombia: Ediciones de la U. Obtenido de <http://puceftp.puce.edu.ec:2057/lib/pucesp/reader.action?docID=10560357>
- Pérez, L., & Pérez, S. (Noviembre de 2003). Nociones sobre el cálculo estructural de conducciones enterradas. Buenos Aires, Argentina. Obtenido de <http://escuelas.fi.uba.ar/iis/Calculo%20Estructural.pdf>
- Rocha, A. (s.f.). Capítulo V.- Cálculo de canales. En A. Rocha, *Hidráulica de tuberías y canales*. Recuperado el 28 de Noviembre de 2016, de <http://apiperu.com.pe/Presentaciones/hidraulica/8-HIDRAULICA/B-LibroHidraulicadeTyC/Capitulo%206.PDF>
- Sánchez-Juny, M., Bladé, E., Sánchez, H. P., Niñerola, D., & Gómez, M. (2009). *Modelacion numérica en ríos en régimen permanente y variable. Una visión a partir del modelo HEC-RAS*. Barcelona, Catalunya, España: Universitat Politècnica de Catalunya. Obtenido de <http://puceftp.puce.edu.ec:2057/lib/pucesp/reader.action?docID=11046323>

- Sotelo, G. (s.f.). *Apuntes de Hidráulica II*. Mexico D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México. Obtenido de http://www.ingenieria.unam.mx/~deptohidraulica/publicaciones/pdf_publicaciones/Hidraulica%20II.pdf
- Suárez, M. C. (2012). Capítulo V.- Diseño hidraulico de vertederos. Recuperado el 03 de 05 de 2016, de <https://es.scribd.com/doc/105255525/DISENO-HIDRAULICO-DE-VERTEDEROS>
- U.S. Army of Corps Engineers. (January de 2010). Hydraulics Engineering Center River Analysis System [HEC-RAS]. Hydraulic Reference Manual. Davis, CA, USA.
- U.S. Army of Corps Engineers. (2010). Hydrologic Engineering Center River Analysis System [HEC-RAS]. (Versión 4.1). [Software]. Obtenido de <http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/>
- U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation [USBR]. (1984). *Hydraulics design of stilling basin and energy dissipators*. Obtenido de https://www.usbr.gov/tsc/techreferences/hydraulics_lab/pubs/EM/EM25.pdf
- U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation [USBR]. (2007). *Diseño de pequeñas presas. Una publicación técnica de recursos hídricos*. (E. Martínez Marín, P. Batanero, I. Martínez, E. Martínez Olmos, & E. González, Trads.) Madrid, España: Belisco.
- Universidad de Sonora. Departamento de Ingeniería civil y minas. (s.f.). Laboratorio de Hidráulica I.- Práctica 3: Vertederos rectangulares sin contracciones

laterales y con contracciones laterales. Sonora, México. Obtenido de
<http://clima.dicym.uson.mx/paglabhidra/archivos/monroy/practica%203.docx>

Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín. Escuela de Geociencias y Medio ambiente. (s.f.). Manual de prácticas de laboratorio de hidráulica.- Vertederos y calibración de vertederos de medida. Medellín, Colombia. Recuperado el 05 de mayo de 2016, de
<http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/31/3353962.2005.Parte%206.pdf>

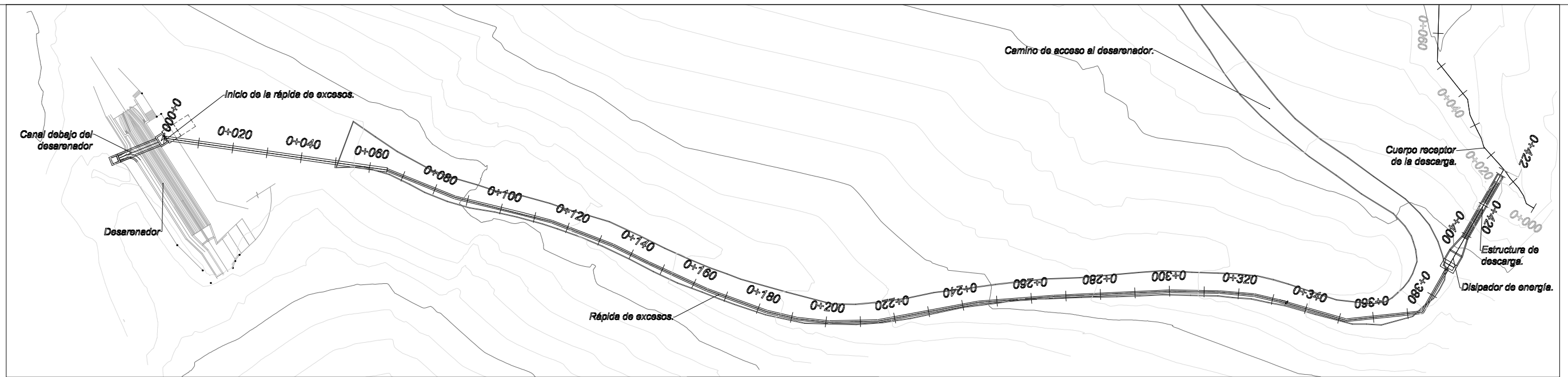
Universidad Tecnológica de Pereira. (2010). Sistemas de generación de energía. Hidrología Básica. Pereira, Colombia. Recuperado el 20 de octubre de 2016, de
http://ingenieria.bligoo.com.co/media/users/19/962117/files/219177/hidrologia_basica.pdf

Villón, M. (2005). *Diseño de estructuras hidráulicas* (Segunda ed.). Lima, Perú: Editorial Villón. Obtenido de <https://es.scribd.com/doc/228361121/Diseño-de-Estructuras-Hidraulicas-Maximo-Villon-B>

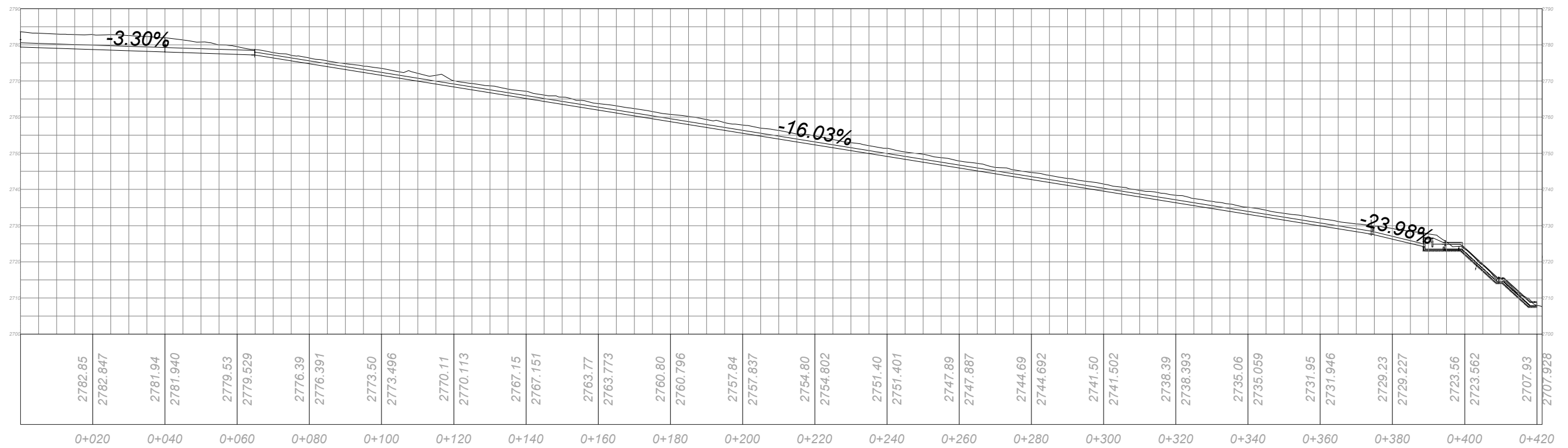
Villón, M. (s.f.). HCANALES. (Versión 3.0). [Software]. Obtenido de
<http://civilgeeks.com/2009/12/18/descargar-hcanales/>

Anexos

Anexo 1.- Planos de construcción.



Alineamiento horizontal.
Escala.- 1:1250



Alineamiento Vertical.
Escala.- 1:1250



Proyecto: Diseño de la rápida de excesos del desarenador del Proyecto Hidroeléctrico Victoria

Contenido: Alineamiento de la rápida de excesos.

Notas:

Observaciones:

Realizado por:

Diego Araujo

Revisado por:

Ing. Carlos Luis Navas

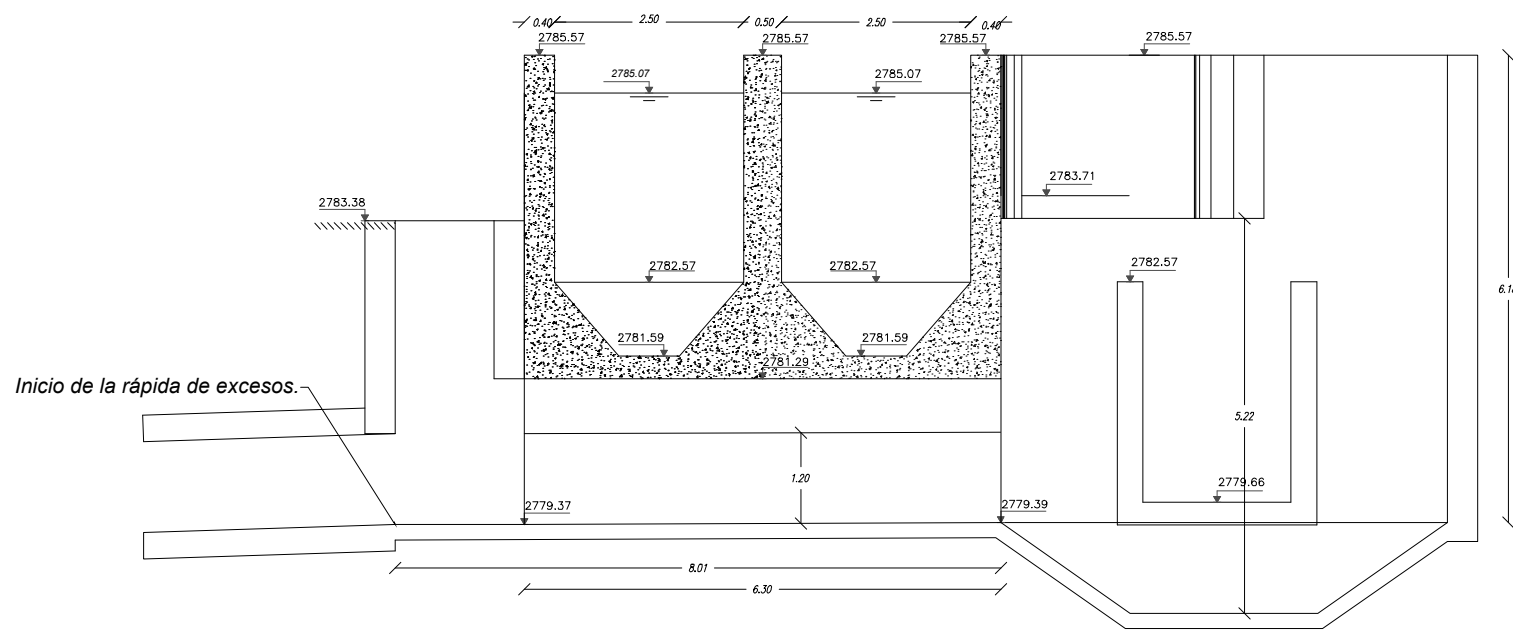
Aprobado por:

Ing. Carlos Buitrón

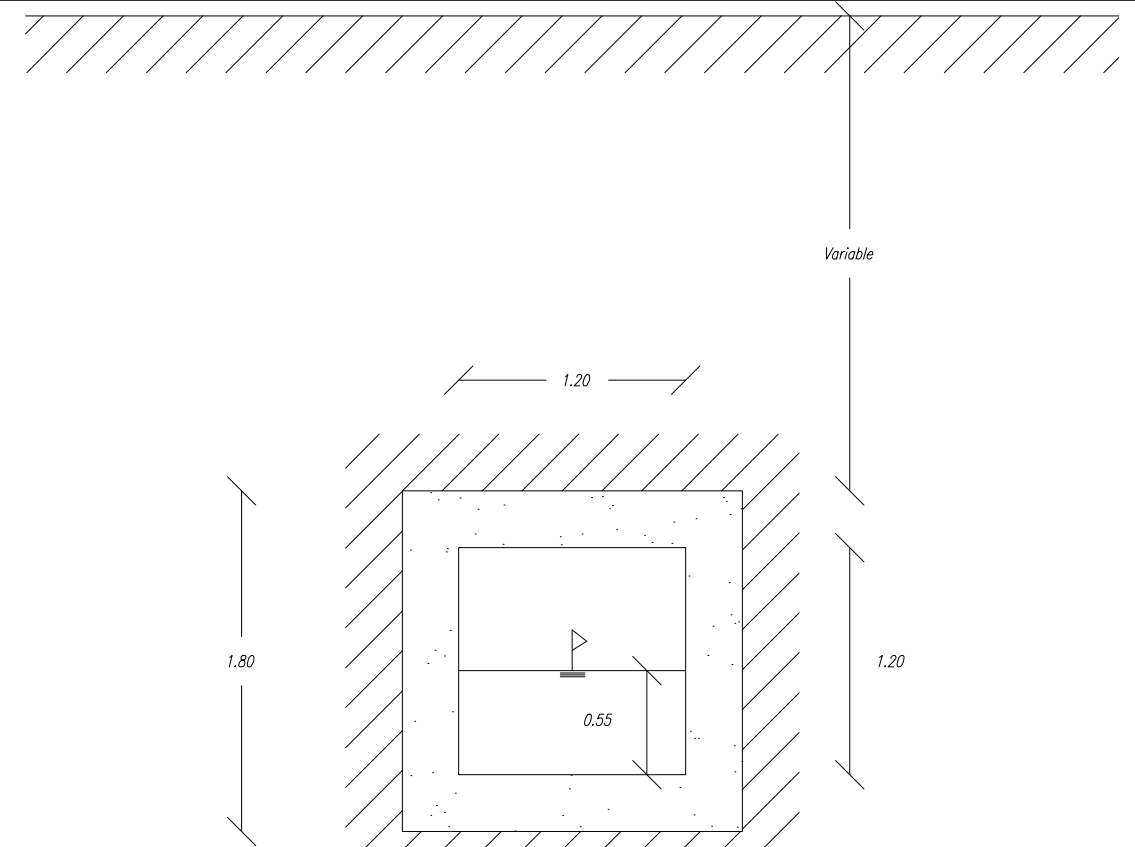
Fecha: 13/05/2016

Escala: Indicada

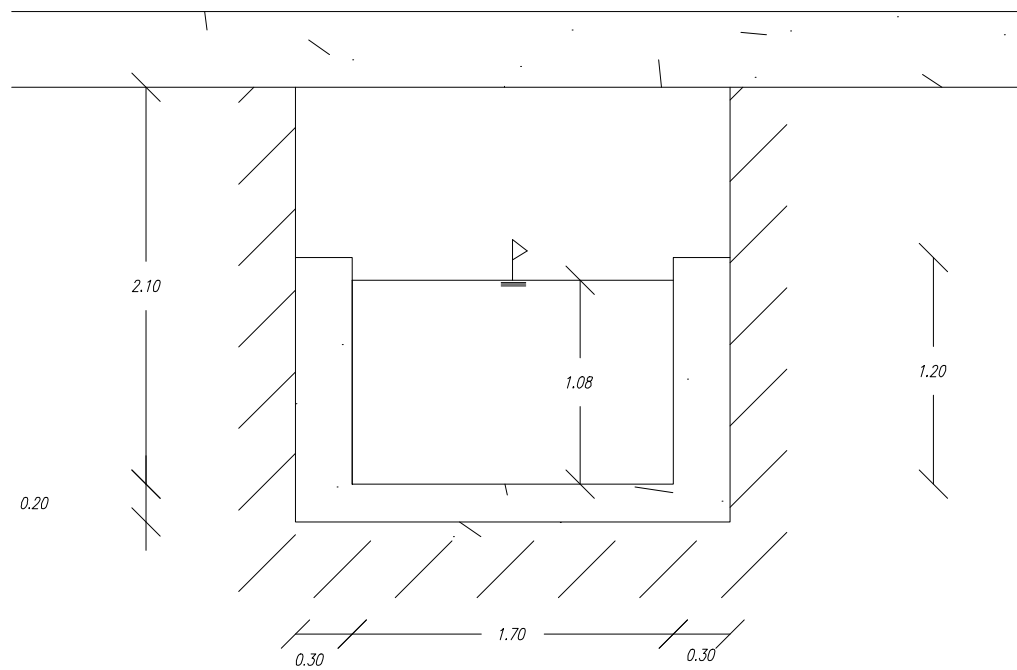
Lámina: 1 de 4



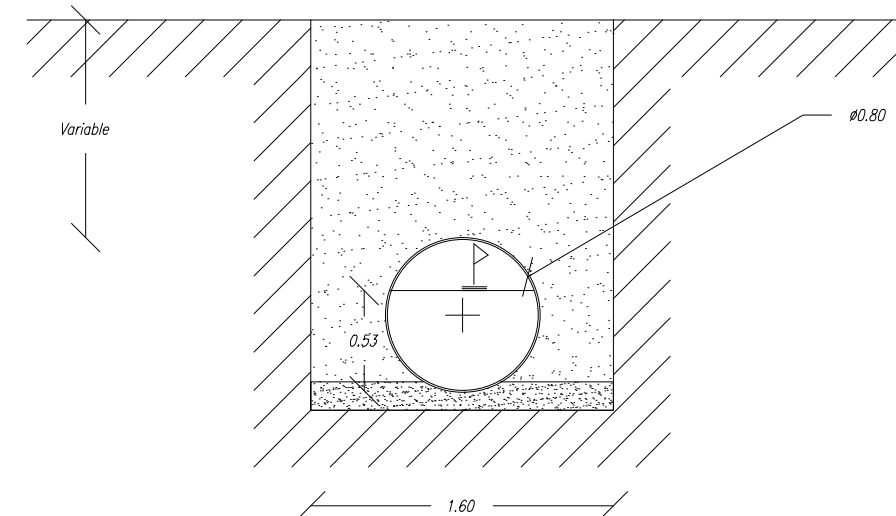
Estructura de control. Canal debajo del desarenador.
Escala.- 1:100



Rápida de excesos. Canal rectangular.
Detalle hidráulico.
Escala.- 1:40



Estructura de control. Detalle hidráulico.
Escala.- 1:40



Rápida de excesos. Canal curcular.
Detalle hidráulico.
Escala.- 1:40



Proyecto: Diseño de la rápida de excesos del desarenador del Proyecto Hidroeléctrico Victoria

Contenido: Detalle hidráulico de los componentes de la rápida de excesos.

Notas:

Observaciones:

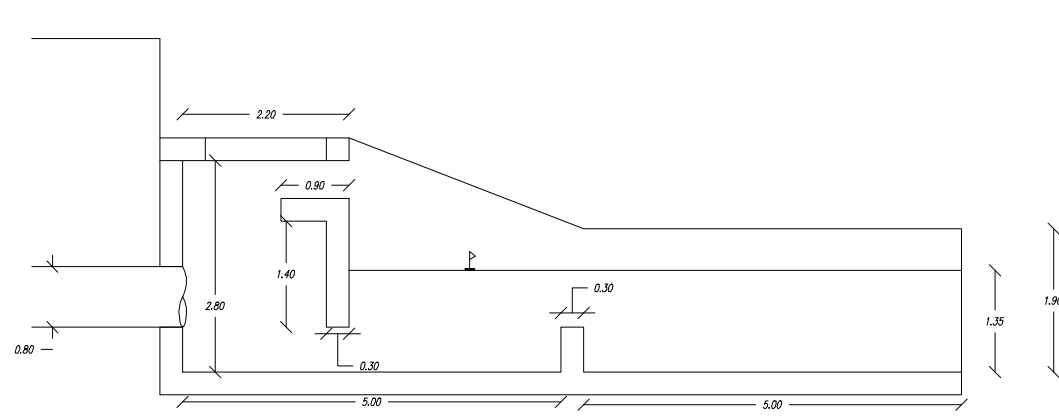
Realizado por:
Diego Araujo

Revisado por:
Ing. Carlos Luis Navas

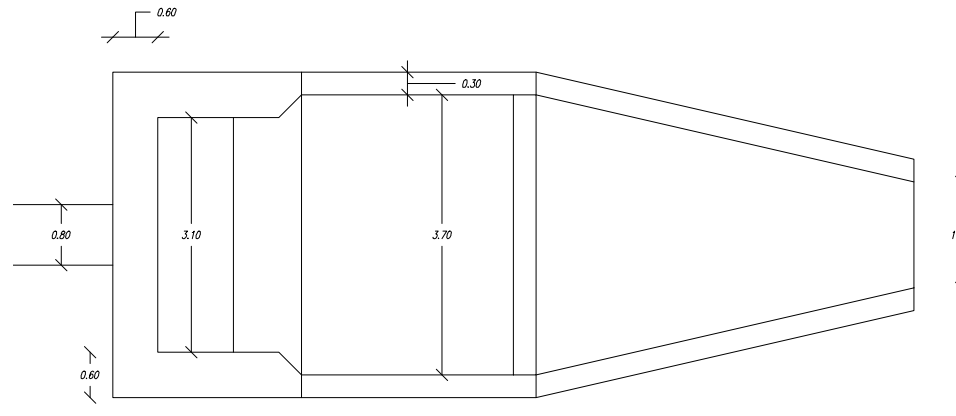
Aprobado por:
Ing. Carlos Buitrón

Fecha: 13/05/2016

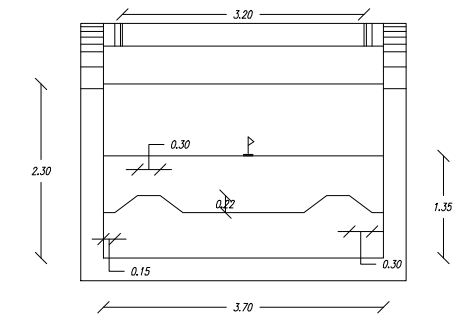
Escala:
Lámina: 2 de 4



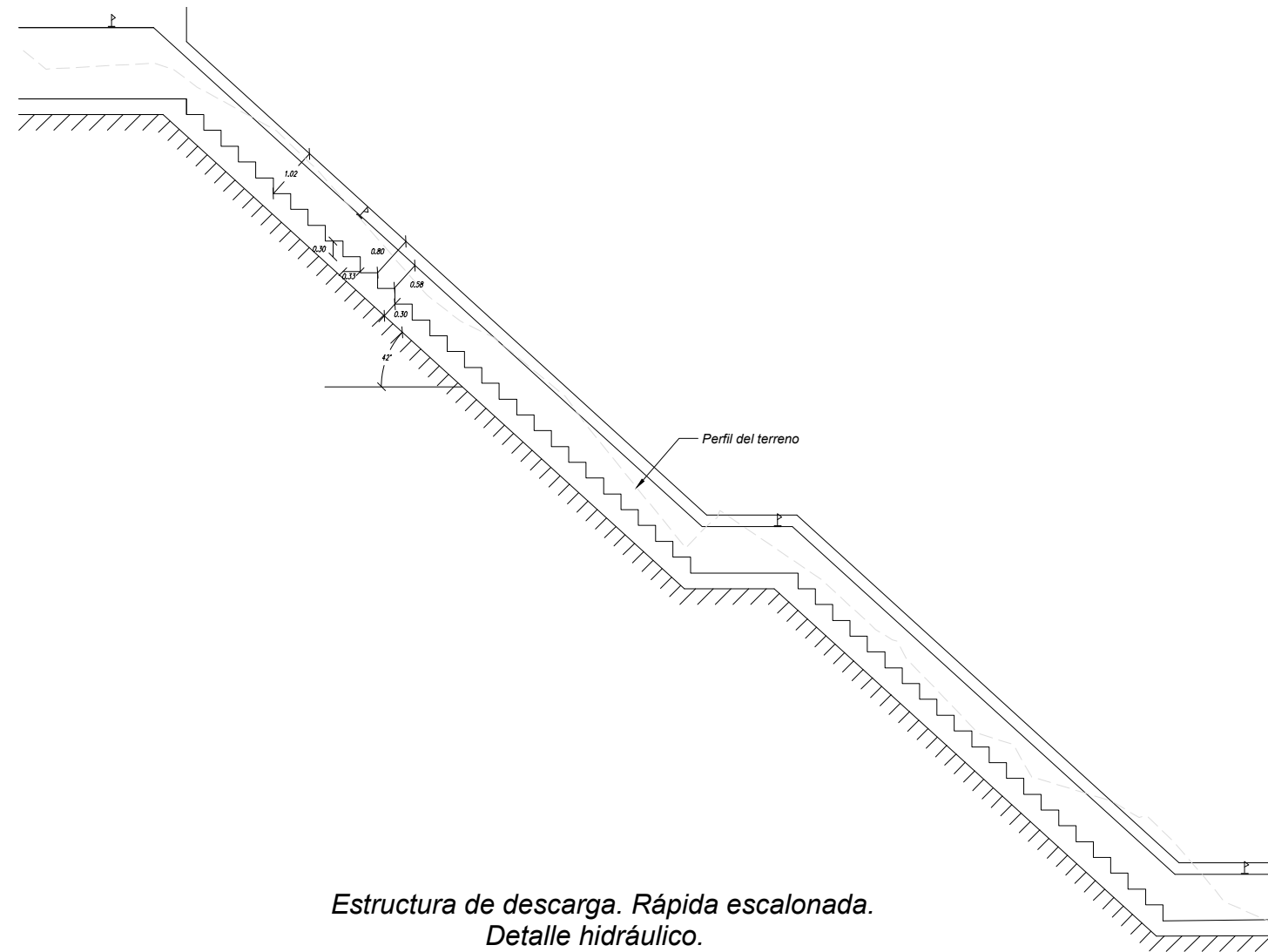
Disipador de energía. Vista lateral.
Detalle hidráulico.
Escala.- 1:100



Disipador de energía. Vista en planta.
Detalle hidráulico.
Escala.- 1:100



Disipador de energía. Vista frontal.
Detalle hidráulico.
Escala.- 1:100



Estructura de descarga. Rápida escalonada.
Detalle hidráulico.
Escala.- 1:125



Proyecto: Diseño de la rápida de excesos del desarenador del Proyecto Hidroeléctrico Victoria

Contenido: Detalle hidráulico de los componentes de la rápida de excesos.

Notas:

Observaciones:

Realizado por:

Diego Araujo

Revisado por:

Ing. Carlos Luis Navas

Aprobado por:

Ing. Carlos Buitrón

Fecha: 13/05/2016

Escala: Indicada

Lámina: 3 de 4

Anexo 2.- Volúmenes de obra.

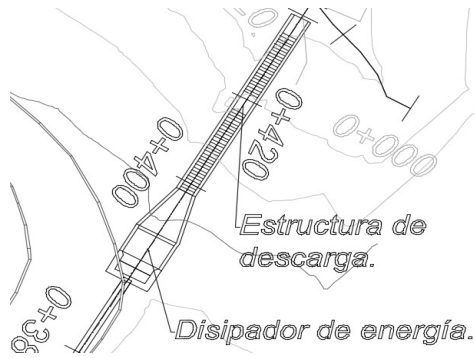
ANEXO DE CANTIDAD DE OBRA No. **01**

OBRA: Diseño de la rápida de excesos del proyecto hidroeléctrico Victoria
UBICACIÓN: Cuyuja
ELABORADO POR: Diego Araujo

CODIGO DEL RUBRO: 0001
UNIDAD: ha
DESCRIPCION: Desbroce, desbosque y limpieza.
ESPECIFICACION:

DESCRIPCION	DIMENSIONES			SUBTOTAL		TOTAL
	Ancho	Largo	Altura	AREA	VOLUMEN	
Desbroce, desbosque y limpieza.	Variable	Variable		0.0081		0.01
Cantidad Total:						0.01 ha

GRAFICO SECCIÓN TÍPICA:



ANEXO DE CANTIDAD DE OBRA No. **02**

OBRA: **Diseño de la rápida de excesos del proyecto hidroeléctrico Victoria**
 UBICACIÓN: **Cuyuja**
 ELABORADO POR: **Diego Araujo**

CODIGO DEL RUBRO: **0002**
 UNIDAD: **ha**
 DESCRIPCION: **Nivelación**
 ESPECIFICACION:

DESCRIPCION	DIMENSIONES			SUBTOTAL		TOTAL
	Ancho	Largo	Altura	AREA	VOLUMEN	
Nivelación	Variable	Variable		0.0081		0.01
Cantidad Total:						0.01 ha

GRAFICO SECCIÓN TÍPICA:

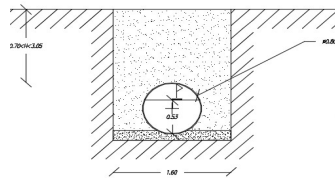


OBRA: Diseño de la rápida de excesos del proyecto hidroeléctrico Victoria
 UBICACIÓN: Cuyuja
 ELABORADO POR: Diego Araujo

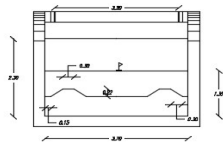
CODIGO DEL RUBRO: 0003
 UNIDAD: m3
 DESCRIPCION: Excavación
 ESPECIFICACION:

DESCRIPCION	DIMENSIONES			SUBTOTAL		TOTAL
	Ancho	Largo	Altura	AREA	VOLUMEN	
Excavación a mano	Variable	Variable			317.94	317.94
Excavación a maquina	Variable	Variable			1695.66	1695.66
Excavación en roca	Variable	Variable			105.98	105.98
Cantidad Total:					2119.58 m3	

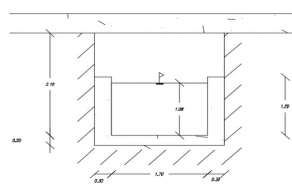
GRAFICO SECCIÓN TÍPICA:



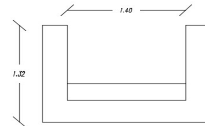
Tubería rápida



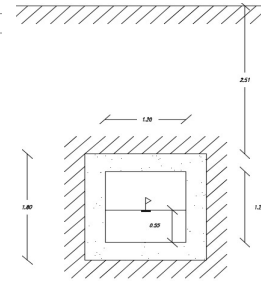
Disipador de energía



Canal debajo del desarenador



Estructura de descarga



Canal rápida

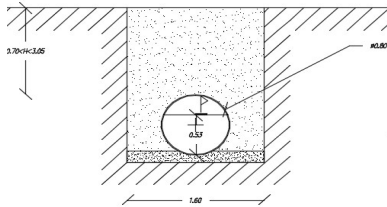
ANEXO DE CANTIDAD DE OBRA No. **04**

OBRA: Diseño de la rápida de excesos del proyecto hidroeléctrico Victoria
UBICACIÓN: Cuyuja
ELABORADO POR: Diego Araujo

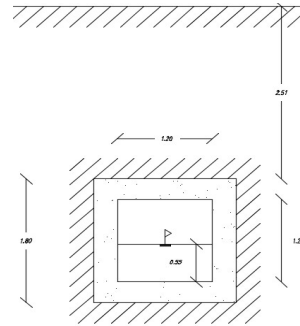
CODIGO DEL RUBRO: 0004
UNIDAD: m3
DESCRIPCION: Relleno compactado
ESPECIFICACION:

DESCRIPCION	DIMENSIONES			SUBTOTAL		TOTAL
	Ancho	Largo	Altura	AREA	VOLUMEN	
Rápida canal rectangular	Variable	Variable			293.26	293.26
Rápida tubería	Variable	Variable			323.87	323.87
Cantidad Total:						617.13 m3

GRAFICO SECCIÓN TÍPICA:



Tubería rápida



Canal rápida

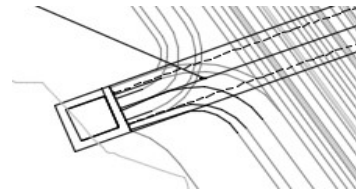
ANEXO DE CANTIDAD DE OBRA No. **05**

OBRA: Diseño de la rápida de excesos del proyecto hidroeléctrico Victoria
UBICACIÓN: Cuyuja
ELABORADO POR: Diego Araujo

CODIGO DEL RUBRO: 0005
UNIDAD: m3
DESCRIPCION: Remoción de estructuras existentes
ESPECIFICACION:

DESCRIPCION	DIMENSIONES			SUBTOTAL		TOTAL
	Ancho	Largo	Altura	AREA	VOLUMEN	
Canal Excesos	Variable	Variable			27.51	27.51
Canal Desarenadores	Variable	Variable			20.03	20.03
Cantidad Total:						47.54 m3

GRAFICO SECCIÓN TÍPICA:



Canales de entrada a la rápida

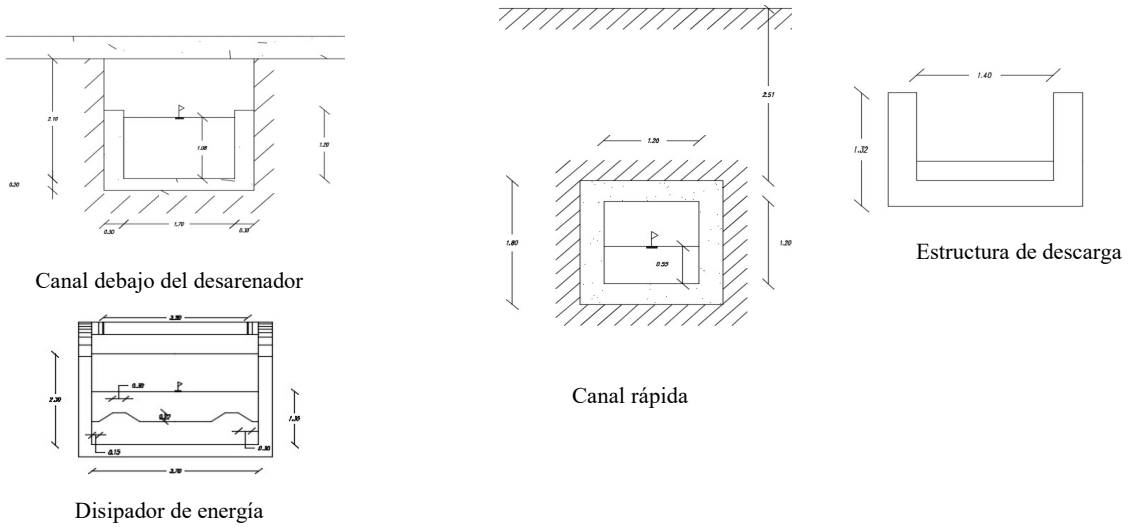
ANEXO DE CANTIDAD DE OBRA No. **06**

OBRA: Diseño de la rápida de excesos del proyecto hidroeléctrico Victoria
UBICACIÓN: Cuyuja
ELABORADO POR: Diego Araujo

CODIGO DEL RUBRO: 0006
UNIDAD: m3
DESCRIPCION: Excavación
ESPECIFICACION:

DESCRIPCION	DIMENSIONES			SUBTOTAL		TOTAL
	Ancho	Largo	Altura	AREA	VOLUMEN	
Canal desarenador	Variable	Variable			9.45	9.45
Canal rápida	Variable	Variable			128.46	128.46
Disipador de energía	Variable	Variable			36.46	36.46
Estructura de descarga	Variable	Variable			24.29	24.29
Cantidad Total:						198.66 m3

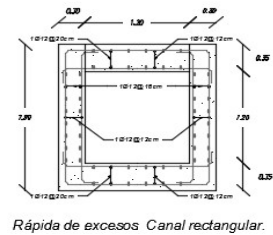
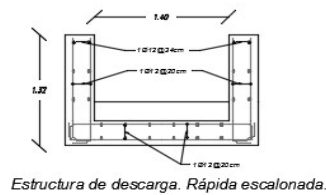
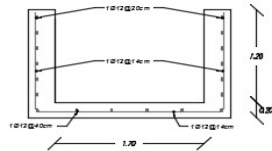
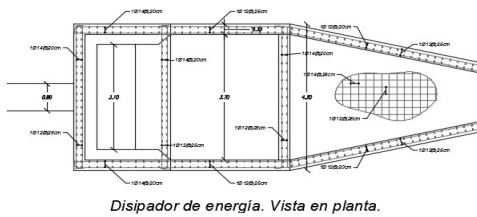
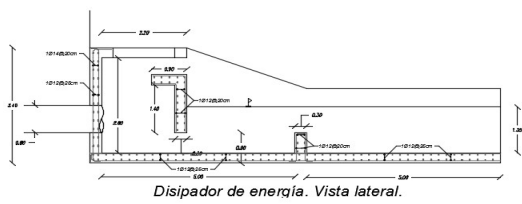
GRAFICO SECCIÓN TÍPICA:



OBRA:	Diseño de la rápida de excesos del proyecto hidroeléctrico Victoria
UBICACIÓN:	Cuyuja
ELABORADO POR:	Diego Araujo
CODIGO DEL RUBRO:	0007
UNIDAD:	Ton
DESCRIPCION:	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2
ESPECIFICACION:	

DESCRIPCION	DIMENSIONES			SUBTOTAL		TOTAL
	φ	Largo	Altura	AREA	VOLUMEN	
Acero de refuerzo	12	16159.5			1.8275	14.35
Acero de refuerzo	14	709.8			0.1093	0.86
Cantidad Total:						15.20 Ton

GRAFICO SECCIÓN TÍPICA:



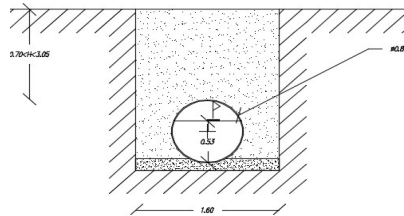
ANEXO DE CANTIDAD DE OBRA No. **08**

OBRA: **Diseño de la rápida de excesos del proyecto hidroeléctrico Victoria**
 UBICACIÓN: **Cuyuja**
 ELABORADO POR: **Diego Araujo**

CODIGO DEL RUBRO: **0008**
 UNIDAD: **Ton**
 DESCRIPCION: **Tuberia de acero ASTM 516**
 ESPECIFICACION:

DESCRIPCION	DIMENSIONES				SUBTOTAL		TOTAL
	ϕ	Espesor	Largo	Altura	AREA	VOLUMEN	
Tuberia de acero	0.8	0.008				3.317	26.04
Cantidad Total:							26.04 Ton

GRAFICO SECCIÓN TÍPICA:



Tuberia de acero

Anexo 3.- Análisis de Precios Unitarios.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO:

Diseño de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria

Hoja 1 de 12

NOMBRE DE OFERENTE:

Diego Araujo

RUBRO:

NIVELACIÓN

UNIDAD:

Ha

DETALLE:

EQUIPOS			Hoja de 9		
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	3.00	0.62	1.86	6.0000	11.16
Estacion total	1.00	2.50	2.50	6.0000	15.00
SUBTOTAL M					26.16
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro de obra	0.20	3.69	0.74	6.0000	4.43
Cadenero	2.00	3.33	6.66	6.0000	39.96
Topografo 1	1.00	3.69	3.69	6.0000	22.14
SUBTOTAL M					71.71
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
TIRAS 2.5 X 2.5 X 250	u	0.20	0.43	0.09	
SUBTOTAL O					0.09
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					92.78
COSTO INDIRECTO				35.00	32.47
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					125.25
VALOR OFERTADO:					125.25

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO:

Diseño de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria

Hoja 2 de 12

NOMBRE DE OFERENTE:

Diego Araujo

RUBRO:

DESBROCE Y LIMPIEZA DE TERRENO

UNIDAD:

Ha.

DETALLE:

EQUIPOS			Hoja de 9		
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Excavadora sobre orugas cat 320 b	1.00	46.33	46.33	27.4570	1,272.08
Motosierra	1.00	3.00	3.00	27.4570	82.37
Herramienta Manual	1.00	0.62	0.62	27.4570	17.02
Volqueta de 12 m3	1.00	24.62	24.62	27.4570	675.99
SUBTOTAL M					2,047.46
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Maestro de obra	0.20	3.69	0.74	27.4570	20.26
Ayudante de maquinaria	1.00	3.33	3.33	27.4570	91.43
Operador equipo pesado 1	1.00	3.69	3.69	27.4570	101.32
Chofer licencia "e"	1.00	4.86	4.86	27.4570	133.44
Peon	2.00	3.29	6.58	27.4570	180.67
SUBTOTAL M					20.47
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL O					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,574.58
COSTO INDIRECTO				35.00	901.10
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					3,475.68
VALOR OFERTADO:					3,475.68

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO:

Diseño de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria

Hoja 3 de 12

NOMBRE DE OFERENTE:

Diego Araujo

RUBRO:

EXCAVACION A CIELO ABIERTO A MANO (0 a 2m)

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS			Hoja de 9		
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	2.00	0.62	1.24	1.0700	1.33
SUBTOTAL M					1.33
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	2.00	3.29	6.58	1.0700	7.04
Maestro de obra	0.20	3.69	0.74	1.0700	0.79
SUBTOTAL M					85.48
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL O					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					9.16
COSTO INDIRECTO				35.00	3.21
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					12.37
VALOR OFERTADO:					12.37

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO: Diseño de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria Hoja 4 de 12
 NOMBRE DE OFERENTE: Diego Araujo
 RUBRO: EXCAVACION A MAQUINA SUELO SIN CLASIFICAR Y DESALOJO DE MATERIAL m3
 DETALLE:

EQUIPOS			Hoja de 9		
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Retroexcavadora	1.00	25.00	25.00	0.0600	1.50
Volqueta de 12 m3	1.00	24.62	24.62	0.0600	1.48
Herramienta Manual	1.00	0.62	0.62	0.0600	0.04
SUBTOTAL M					3.02
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Operador retroexcavadora	1.00	3.69	3.69	0.0600	0.22
Maestro de obra	0.20	3.69	0.74	0.0600	0.04
Ayudante de maquinaria	1.00	3.33	3.33	0.0600	0.20
Chofer licencia "e"	1.00	4.86	4.86	0.0600	0.29
Peon	1.00	3.29	3.29	0.0600	0.20
SUBTOTAL M					23.93
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL O					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3.97
COSTO INDIRECTO				35.00	1.39
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					5.36
VALOR OFERTADO:					5.36

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO:

Diseño de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria

Hoja 5 de 12

NOMBRE DE OFERENTE:

Diego Araujo

RUBRO:

EXCAVACIÓN EN ROCA

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS			Hoja de 9		
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Compresor de aire 375 cfm.	1.00	12.55	12.55	0.1200	1.51
Martillo neumático	2.00	1.76	3.52	0.1200	0.42
Excavadora 0,76 m3; 135 hp	1.00	51.74	51.74	0.1200	6.21
Herramienta Manual	1.00	0.62	0.62	0.1200	0.07
Volqueta de 12 m3	1.00	24.62	24.62	0.1200	2.95
SUBTOTAL M					11.16
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	3.00	3.29	9.87	0.1200	1.18
Ayudante de maquinaria	2.00	3.33	6.66	0.1200	0.80
Operador martillo-punzón neumático	2.00	3.69	7.38	0.1200	0.89
Operador de compresor	1.00	3.69	3.69	0.1200	0.44
Operador de excavadora	1.00	3.69	3.69	0.1200	0.44
Maestro de obra	0.20	3.69	0.74	0.1200	0.09
SUBTOTAL M					18.55
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
DINAMITA (EXPLOGEL III11/8" X 7 DINAMITAS)	kg	1.00	3.50	3.50	
NITRATO DE AMONIO	kg	0.35	0.57	0.20	
FULMINANTE ELECTRICO RETARDADO LP	u	0.40	3.34	1.34	
CORDON DETOMANTE 10 GR	m	1.00	0.25	0.25	
BROCA 1 1/4"	u	0.03	13.56	0.41	
SUBTOTAL O					5.70
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					20.70
COSTO INDIRECTO				35.00	7.24
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					27.94
VALOR OFERTADO:					27.94

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO:

Diseño de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria

Hoja 6 de 12

NOMBRE DE OFERENTE:

Diego Araujo

RUBRO:

RELLENO COMPACTADO CAMBIO DE SUELO

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS			Hoja de 9		
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	1.00	0.62	0.62	0.2600	0.16
Compactador mecanico	1.00	1.00	1.00	0.2600	0.26
SUBTOTAL M					0.42
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	3.00	3.29	9.87	0.2600	2.57
Albañil	1.00	3.33	3.33	0.2600	0.87
Maestro de obra	0.20	3.69	0.74	0.2600	0.19
Operador Equipo Liviano	1.00	3.69	3.69	0.2600	0.96
SUBTOTAL M					26.06
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
MATERIAL DE PRESTAMO	m3	1.05	12.00	12.60	
SUBTOTAL O					12.60
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					17.61
COSTO INDIRECTO				35.00	6.16
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					23.77
VALOR OFERTADO:					23.77

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO: Diseño de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria Hoja 8 de 12
 NOMBRE DE OFERENTE: Diego Araujo
 RUBRO: ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 UNIDAD: Ton
 DETALLE: Figurado y colocado

EQUIPOS			Hoja de 9		
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Cortadora dobladora de hierro	1.00	1.00	1.00	30.0000	30.00
Herramienta menor	2.00	0.62	1.24	30.0000	37.20
SUBTOTAL M					67.20
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Fierrero	1.00	3.33	3.33	30.0000	99.90
Ayudante de fierrero	1.00	3.29	3.29	30.0000	98.70
Maestro de obra	0.20	3.69	0.74	30.0000	22.14
SUBTOTAL M					13.18
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ACERO DE REFUERZO FC=4200KG/CM2	kg	1,050.00	1.25	1,312.50	
ALAMBRE DE AMARRE N° 18	kg	35.00	2.14	74.90	
SUBTOTAL O					1,387.40
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,675.34
COSTO INDIRECTO				35.00	586.37
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					2,261.71
VALOR OFERTADO:					2,261.71

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO:

Diseño de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria

Hoja 9 de 12

NOMBRE DE OFERENTE:

Diego Araujo

RUBRO:

Tubería de acero D=800mm, e=8mm

UNIDAD:

Ton

DETALLE:

ASTM 516

EQUIPOS			Hoja de 9		
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Generador trifasico	0.50	12.15	6.08	12.5000	75.94
Grua movil	0.50	25.00	12.50	12.5000	156.25
Motosoldadora	1.00	1.00	1.00	12.5000	12.50
Amoladora	1.00	1.25	1.25	12.5000	15.62
Equipo de corte	1.00	1.25	1.25	12.5000	15.62
Bomba de prueba hidrostática	2.00	1.25	2.50	12.5000	31.25
Herramienta Manual	6.00	0.62	3.72	12.5000	46.50
SUBTOTAL M					353.68
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Ayudante	2.00	3.29	6.58	12.5000	82.25
Maestro de obra	1.00	3.69	3.69	12.5000	46.12
Operador equipo pesado 1	2.00	3.69	7.38	12.5000	92.25
Maestro especializacion soldador	2.00	3.69	7.38	12.5000	92.25
SUBTOTAL M					4.31
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Tubería de acero, incluye pruebas de calidad.	Ton	1.00	2,900.00	2,900.00	
Suelda	kg	50.00	3.15	157.50	
PRUEBAS DE RAYOS X en campo	glb	1.00	50.00	50.00	
SUBTOTAL O					6,587.50
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					3,774.05
COSTO INDIRECTO				35.00	1,320.92
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					5,094.97
VALOR OFERTADO:					5,094.97

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO:

Diseño de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria

Hoja 10 de 12

NOMBRE DE OFERENTE:

Diego Araujo

RUBRO:

Aux. Colocación de Hormigón con bomba, incluye vibrador

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS		Hoja 1 de 3			
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Bomba para hormigon	1.00	18.00	18.00	0.5000	9.00
Herramienta menor	12.00	0.62	7.44	0.5000	3.72
Vibrador	1.00	3.00	3.00	0.5000	1.50
SUBTOTAL M					14.22
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Operador Equipo Liviano	1.00	3.69	3.69	0.5000	1.84
Ayudante de maquinaria	1.00	3.33	3.33	0.5000	1.66
Peon	6.00	3.29	19.74	0.5000	9.87
Albañil	3.00	3.33	9.99	0.5000	5.00
Maestro de obra	1.00	3.69	3.69	0.5000	1.84
SUBTOTAL M					58.70
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL O					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					34.43
COSTO INDIRECTO					
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					34.43
VALOR OFERTADO:					34.43

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO:

Diseño de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria

Hoja 11 de 12

NOMBRE DE OFERENTE:

Diego Araujo

RUBRO:

Aux. Hormigón simple F'c=250 kg/cm2 en sitio

UNIDAD:

m3

DETALLE:

EQUIPOS			Hoja 2 de 3		
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramienta menor	4.00	0.62	2.48	0.2500	0.62
Hormigonera 2 sacos	1.00	5.00	5.00	0.2500	1.25
SUBTOTAL M					1.87
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Peon	3.00	3.29	9.87	0.2500	2.47
Albañil	1.00	3.33	3.33	0.2500	0.83
Maestro de obra	0.10	3.69	0.37	0.2500	0.09
Operador Equipo Liviano	1.00	3.69	3.69	0.2500	0.92
SUBTOTAL M					4.19
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
ARENA	m3	0.49	18.05	8.84	
RIPIO	m3	0.69	19.16	13.22	
CEMENTO	kg	371.33	0.18	66.84	
ADITIVO	kg	2.52	2.80	7.06	
AGUA	m3	0.22	3.00	0.66	
SUBTOTAL O					96.62
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					102.80
COSTO INDIRECTO					
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					102.80
VALOR OFERTADO:					102.80

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

NOMBRE DE PROYECTO:

Diseño de la rápida de excesos del desarenador del proyecto hidroeléctrico Victoria

Hoja 12 de 12

NOMBRE DE OFERENTE:

Diego Araujo

RUBRO:

Aux. Encofrado

UNIDAD:

m2

DETALLE:

EQUIPOS			Hoja 3 de 3		
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Encofrado	72.00	0.06	4.32	0.7000	3.02
SUBTOTAL M					3.02
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil	1.00	3.33	3.33	0.7000	2.33
Peon	1.00	3.29	3.29	0.7000	2.30
Maestro de obra	0.20	3.69	0.74	0.7000	0.52
SUBTOTAL M					63.04
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL O					0.00
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
			A	B	C = A x B
SUBTOTAL P					0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8.17
COSTO INDIRECTO					
OTROS INDIRECTOS:					
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					8.17
VALOR OFERTADO:					8.17

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IVA